Fundo de Investigação para Carvão e Aço (RFCS) Projeto INNOSEIS RFCS-02-2015

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

2017

Editado por Ioannis Vayas



Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

1ª edição, 2017

Publicado por:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork publications@steelconstruct.com www.steelconstruct.com

Todos os direitos reservados. Não é permitido reproduzir, guardar em sistemas de recuperação ou transmitir, qualquer que seja a forma ou os meios eletrónicos, mecânicos, fotocópia, registo ou outros utilizados, qualquer excerto da presente publicação sem o prévio consentimento do detentor dos direitos de copyright.

A ECCS não assume qualquer responsabilidade pela utilização que possa ser feita do material e das informações constantes na presente publicação.

Copyright © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

Impresso por Sersilito, Empresa Grαfica Lda.

Depósito legal

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores I	
PREÂMBULO	

PREÂMBULO

Os terramotos existem desde que a Deusa Atena enterrou um gigante, Encélado, no monte Etna, na Sicília, durante a Gigantomaquia. Investigações recentes confirmaram que a atividade sísmica se deve também a outros fatores, como a atividade tectónica, além das erupções vulcânicas quando Encélado se agita no desconforto do Etna. De todos os perigos naturais, os terramotos são os que constituem a maior ameaça combinada em termos de perdas de vidas humanas e patrimoniais. Contudo, não sendo possível evitar os terramotos, pode-se evitar os efeitos catastróficos que estes provocam às zonas edificadas se forem implementados conceitos adequados.

Na sequência das necessidades internacionais, foram conduzidas na Europa investigações exaustivas sobre estruturas resistentes a sismos. Foram inventados recentemente alguns sistemas inovadores baseados na dissipação e amortecimento da energia, fruto de projetos de investigação a nível nacional e europeu. As peças dissipativas, onde potencialmente se concentram os danos, são na sua maioria pequenas e desmontáveis para facilitar a sua substituição após a ocorrência de fortes abalos sísmicos. No entanto, estes sistemas ainda não se conseguiram impor equitativamente no mercado da construção metálica, uma vez que as normas das respetivas conceções não foram incluídas nos Eurocódigos e somente alguns projetistas têm confiança suficiente para empregá-los. O projeto INNOSEIS, que recebeu verbas do RFCS (Fundo de Investigação do Carvão e do Aço) com a participação de 11 parceiros, visa solucionar esta lacuna. O objetivo do projeto INNOSEIS serve, por um lado, para disseminar os conhecimentos sobre 12 sistemas inovadores para que a sua utilização seja bastante mais ampla em aplicações práticas e, por outro lado, oferecer as ferramentas para promover formalmente à elevação de qualquer sistema novo que resista a cargas laterais ao estatuto de homologado por código através de uma metodologia normalizada, baseada no desempenho, para determinar fatores de comportamento fiáveis e confirmar que os riscos associados estão dentro dos limites aceitáveis.

Este Volume apresenta 12 sistemas inovadores na forma de brochuras informativas, três (3) dos quais já consagrados com o estatuto de dispositivos antissísmicos depois de satisfazerem os requisitos da Norma Europeia EN 15129 pertinente. As brochuras informativas incluem a descrição dos sistemas, estudos experimentais, regras de conceção, análises estruturais e aplicações. Os sistemas em discussão são ligações dissipativas, ligadores dissipativos, juntas de continuidade dissipativas das vigas, ligadores e painéis de corte substituíveis, contraventamentos

II Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
PREÂMBULO	

modificados, dispositivos auto-centrantantes e dispositivos histeréticos, em forma de triângulo ou de lua.

Além deste volume, foram preparados e executados outros documentos e ações, tais como a preparação de regras para o projeto, estabelecimento de um procedimento para determinar coeficientes de comportamento consistentes, elaboração de casos de estudo e organização de seminários e *workshops* para disseminar o material produzido. Poderá encontrar mais informações sobre o projeto, os parceiros e as atividades desenvolvidas em http://innoseis.ntua.gr. O material deste volume foi preparado conjuntamente por todos os parceiros do projeto. O Editor deste volume é o Coordenador e líder do conjunto relevante de tarefas. Os parceiros do INNOSEIS são:

Universidade Técnica Nacional de Atenas (Coordenador)	Grécia
Universidade Politécnica de Timisoara	Roménia
Politécnico de Milão	Itália
Universidade de Nápoles Federico II	Itália
Universidade de Pisa	Itália
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Alemanha
Instituto Superior Técnico Lisboa	Portugal
Universidade de Arquitetura, Engenharia Civil e Geodésia	Bulgária
Universidade de Hasselt	Bélgica
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Alemanha
ECCM – Convenção Europeia da Construção Metálica	Bélgica

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores III
AUTORES

AUTORES

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA) Institute of Steel Structures EL-15780 Athens, Greece Chapters 1, 4 Authors: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY Construction Engineering Research Group Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek Chapter 2 Authors: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH) Institute of Steel Construction 52074 Aachen, Germany Chapter 3 Authors: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI) Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy Chapter 5 Authors: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST) Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbon, Portugal Chapter 6 Authors: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT) Steel Structures and Structural Mechanics department Ioan Curea Street, no.1, Timisoara, Romania Chapter 7, 8 Authors of Chapter 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina Authors of Chapter 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

IV Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
	IV Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
AUTORES	AUTORES

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)

Department of Steel and Timber Structures

1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria Chapter 9

Authors: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITY OF PISA (UNIPI) Department of Civil and Industrial Engineering 56122 Pisa, Italy Chapter 10 Authors: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE) Frankfurter Ring 193 80807 Munich, Germany Chapter 11, 12 Author of Chapter 11: Christiane Butz Authors of Chapter 12: Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

Disposit	vos e sistemas anti-sísmicos inovadores V
	ÍNDICE

ÍNDICE

PREÂ	MBULO	I
ÍNDICE	RES	 V
1 LIC	GADORES COM CAVILHA INERD	1
1.1	INTRODUCÃO	1
1.2	DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO COM CAVILHA INERD	1
1.3	MODELOS DE ESTADOS LIMITE	3
1.4	ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERE	0 .6
1.5	REGRAS DE PROJETO	.13
1.6	ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	.23
1.7	CONCLUSÕES	.34
1.8		.36
1.9	PUBLICAÇÕES ANTERIORES	.36
1.10		.37
2 LIC	GAÇOES INERD EM U	.39
2.1	INTRODUÇÃO	.39
2.2	DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO EM U	.39
2.3	MODELOS DE ESTADOS LIMITE	.41
2.4	ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES EM U	.41
2.5	PROJETO SISMICO DE UM PORTICO	.42
2.0		.49
2.1		.49
3 LIC	GADORES DE VIGAS FUSEIS	.53
3.1	INTRODUÇÃO	.53
3.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS	.53
3.3		.56
3.4	INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS	
25		.57
3.D 3.6	ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIEÍCIOS 2D	.07
3.0	CONCLUSÕES	90
3.8	ÂMBITO	.91
3.9	PUBLICAÇÕES	.92
3.10	BIBLIOGRAFIA	.92

VI Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ÍNDICE	

4	LIG	ADORES DE CAVILHA FUSEIS	95
	4.1	INTRODUÇÃO	95
	4.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS .	95
	4.3	MODELOS DE ESTADO LIMITE	98
	4.4	INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE OS LIGADORES DE	
		CAVILHA FUSEIS	99
	4.5	REGRAS DE PROJETO	107
	4.6	ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	117
	4.7		136
	4.8		137
	4.9		.13/
	4.10		137
5	JU	NTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS	139
	5.1		139
	5.2	DESCRIÇÃO DAS JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS I	DE
			139
	5.3		141
	5.4 5.5		152
	5.5 5.6	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓPTICOS 2D	104
	5.0	ÂMBITO	. 105
	5.8	CONCLUSÕES	179
	5.9	PUBLICACÕES	179
	5.10	BIBLIOGRAFIA	180
6	JU	NTAS DE CONTINUIDADE SOI DADAS DE VIGAS EUSEIS	181
Ŭ	6 1		101
	0.1 6.2		
	0.2	EUSEIS	182
	63	INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	183
	6.4	MODELOS NUMÉRICOS	191
	6.5	GUIA DE PROJETO	
	6.6	ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL	202
	6.7	COMENTÁRIOS FINAIS	217
	6.8	BIBLIOGRAFIA	219
	6.9	ANEXO A	220
7	LIG	ADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL	221
	7.1	INTRODUÇÃO	221

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores VII
ÍNDICE

	7.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES APARAFUSADOS	
		SUBSTITUÍVEIS	221
	7.3	INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	223
	7.4	REGRAS DE PROJETO	230
	7.5	ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	237
	7.6	CONCLUSÕES	254
	7.7	ÂMBITO	254
	7.8	PUBLICAÇÕES	255
	7.9	BIBLIOGRAFIA	255
8	ΡΑ	INEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL	257
	8.1	INTRODUÇÃO	257
	8.2	DESCRIÇÃO DOS PAINÉIS DE CORTE SUBSTITUÍVEIS	257
	8.3	ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM PAINÉIS DE CORTE	260
	8.4	REGRAS DE PROJETO	268
	8.5	ANÁLISE EM PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	277
	8.6	CONCLUSÕES	289
	8.7	ÁREA DE APLICAÇÃO	289
	8.8	PUBLICAÇÕES	290
	8.9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	290
	_	·	
9	СВ	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO	M
9	CB CO	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS))М 293
9	СВ СО 9.1	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO	M 293 293
9	CB CO 9.1 9.2	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB	M 293 293 294
9	CB CO 9.1 9.2 9.3	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS	M 293 293 294 297
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS	M 293 293 294 297 299
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO	M 293 294 297 299 299 309
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	0M 293 293 294 297 299 309 320
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES	
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO.	
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES	
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA	
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 DIS	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA	 M 293 294 297 309 320 337 338 338 338 338 341
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 0 DIS 10.1	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA SPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)	 M 293 294 297 309 309 320 337 338 338 338 341
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 0 DIS 10.1 10.2	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA SPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) INTRODUÇÃO O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)	 M 293 294 297 299 309 320 337 338 338 338 338 341 341
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 0 DIS 10.1 10.2 10.3	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO. DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB. MODELOS ANALÍTICOS. ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO. ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES. ÂMBITO. PUBLICAÇÕES ANTERIORES. BIBLIOGRAFIA. SPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) INTRODUÇÃO. O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)	 M 293 294 297 309 309 320 337 338 338 338 338 341 341 349
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 0 DIS 10.1 10.2 10.3 10.4	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA SPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) INTRODUÇÃO O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) MODELO MECÂNICO E VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DO SSCD APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO E	 M 293 294 297 299 309 309 320 338 338 338 341 341 344 349 DE
9	CB CO 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 DIS 10.1 10.2 10.3 10.4	F-MB (PORTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS CO NTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS) INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB MODELOS ANALÍTICOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS REGRAS DE PROJETO ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D CONCLUSÕES ÂMBITO PUBLICAÇÕES ANTERIORES BIBLIOGRAFIA SPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) INTRODUÇÃO O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD) MODELO MECÂNICO E VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DO SSCD APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO E ESTUDO)	 M 293 294 297 309 309 320 337 338 338 338 338 341 341 341 342 349 DE 360

VIII Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ÍNDICE	

10.6 ÁREA DE APLICAÇÃO	
10.7 FOBLICAÇÕES 10.8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	
11 TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)	
11.1 INTRODUÇÃO	
11.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO C	OM TRSH 383
11.3 MODELO ANALITICO	
11.5 REGRAS DE PROJETO	
11.6 CASO DE ESTUDO DE PÓRTICOS 2D	406
11.7 CONCLUSÕES	415
11.8 ÁREA DE APLICAÇÃO	416
11.9 REFERÊNCIAS	416
12 MSSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE	LUA)419
12.1 INTRODUÇÃO	419
12.2 DESCRIÇÃO DO DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EI	M FORMA DE
12.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM DISPOSITIVOS MSSH	
12.5 REGRAS DE PROJETO	
12.6 ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO	439
12.7 CONCLUSÕES	449
12.9 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	449

1 LIGADORES COM CAVILHA INERD

1.1 INTRODUÇÃO

No quadro do Programa Europeu de Investigação do Fundo de Investigação do Carvão e do Aço foram apresentados duas ligações dissipativas inovadoras, com a denominação "Two Innovations for Earthquake Resistant Design" (Acrónimo: INERD), ao abrigo do contrato número 7210-PR-316, nomeadamente as ligações em U e por cavilha, que são dadas a conhecer na presente brochura informativa.

O projeto INERD contemplou estudos experimentais, numéricos e analíticos exaustivos da ligação com cavilha, tendo resultado na preparação de uma versão preliminar do Guia de Projeto, constando todos eles nos Relatórios Técnicos e publicações relevantes.

Esta brochura informativa tem por objetivo descrever sucintamente a configuração da ligação com cavilha INERD e demonstrar os princípios básicos do respetivo comportamento. São igualmente apresentados alguns resultados experimentais e analíticos característicos, mas é dado ênfase às instruções de modelção e regras de dimensionamento que são necessárias para a análise e conceção das estruturas com ligações com cavilha INERD. É feita referência também ao estudo detalhado de um caso onde estas regras foram aplicadas.

1.2 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO COM CAVILHA INERD

A ligação com cavilha INERD é usada entre o contraventamento vertical de um edifício e o respetivo pilar, podendo ser realizada com várias disposições como as ilustradas na Fig. 1.1. Esta é composta por duas chapas externas, que são aparafusadas ou soldadas aos banzos do pilar, e uma ou duas chapas internas, que são soldadas na extremidade do contraventamento. Uma cavilha, que pode ter uma secção transversal retangular, arredondada ou circular, atravessa todas as chapas pelos orifícios apropriados à dimensão da mesma. O eixo de maior inércia da secção transversal da cavilha pode ser paralelo ou perpendicular ao eixo do contraventamento.

O dimensionamento inicial da ligação pressupunha uma chapa interna e uma cavilha retangular (Fig. 1.1a), mas foi posteriormente modificada para poder incluir mais disposições. Durante o projeto INERD, foram estudadas ligações com duas chapas internas soldadas e duas chapas externas aparafusadas (Fig. 1.1b). As cavilhas que foram utilizadas eram retangulares e arredondadas. No âmbito de um projeto de investigação nacional, foram realizados ensaios da configuração com uma chapa interna.

A ligação comporta-se de uma forma relativamente simples, que pode ser modelada com uma travessa sujeita a flexão em 3 ou 4 pontos. O elemento que atua como

2 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO COM CAVILHA INERD

viga é a cavilha, que é sustentada na posição das chapas externas. O esforço axial do contraventamento é transferido pelas chapas internas para os pontos da cavilha correspondentes e atua como uma ou duas cargas concentradas, dependendo do número de chapas internas. Dado que a resistência da ligação ao esforço axial ocorre por flexão da cavilha, esta é independente da respetiva direção. Por conseguinte, para se poder distinguir os dois casos, pode-se afirmar que "as chapas da ligação INERD estão em compressão" quando o contraventamento é alvo de compressão e que "as chapas da ligação INERD estão em tração" na situação oposta.



Fig. 1.1: Possíveis configurações da ligação com cavilha INERD

A ligação é dimensionada no Estado Limite Último (ELU), excluindo as combinações sísmicas, para que a elasticidade da cavilha seja preservada. Contudo, no caso da conceção para fazer face a sismos, os contraventamentos são ativados e submetidos a esforços axiais significativos, que resulta na plastificação da cavilha, para dissipar a energia sísmica. A resistência da ligação, incluindo a sobrerresistência prevista, é concebida para ser inferior à do contraventamento contra encurvadura e, obviamente, trações. Por conseguinte, o mecanismo habitual de dissipação de uma CBF (estrutura de contraventamento concêntrica), a qual se deve principalmente à cedência da diagonal à tração, está impossibilitado de se expandir. Em vez disso, a plastificação limita-se às ligações INERD, onde se formam na cavilha rótulas plásticas na posição das chapas. Devido à conversão do axial para momento flector efectuada através esforço da cavilha. independentemente do sentido em que a força é exercida, as ligações INERD comportam-se de forma semelhante em ambas as diagonais, a de tração e de compressão.

A resposta de uma ligação INERD típica sob tração encontra-se ilustrada na Fig. 1.2. Na primeira fase de carga, os suportes terminais agem como se fossem apoios fixos, pelo que a viga é simplesmente apoiada (Fig. 1.2a) e o momento da cavilha é concentrado na parte central desta (ponto 3 ou 4 de flexão). Quando o momento de atuação iguala a resistência do momento plástico da cavilha, formam-se rótulas na posição das chapas internas e dá-se uma deformação significativa da

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 3
LIGADORES COM CAVILHA INERD

cavilha (Fig. 1.2b). Foi observado no estudo experimental que a cavilha pode possibilitar deslocamentos muito grandes (na ordem da magnitude da respetiva altura ou mesmo maiores). Por conseguinte, na segunda fase de carga, os suportes terminais começam a agir como encastrados, resultando num aumento ainda maior da resistência da ligação, até se formarem rótulas plásticas também nestes suportes (Fig. 1.2c). Na fase final de carga, a resistência da cavilha foi totalmente aproveitada e a rigidez remanescente da ligação, que é relativamente baixa, deve-se sobretudo ao endurecimento e à expansão das zonas plásticas.



Fig. 1.2: Fases de carga da ligação com cavilha INERD e o correspondente modelo estático

É claro que este modelo simplificado de uma viga ideal sujeita a flexão se baseia em vários pressupostos, como por exemplo ignorar a interação corte/flexão e a flexão lateral ou rotação relativa das chapas. Em todo o caso, a sua precisão é satisfatória para um dimensionamento preliminar e, principalmente, é um aspecto valioso para demonstrar as características propriedades básicas da ligação. Ao variar o número de pórticos contraventados por direção, a configuração das chapas e as dimensões das cavilhas, o sistema INERD por cavilhas proporciona inúmeras possibilidades para o dimensionamento eficiente de uma estrutura metálica resistente a sismos.

1.3 MODELOS DE ESTADOS LIMITE

Para executar o dimensionamento preliminar das ligações com cavilha INERD e o dimensionamento das amostras testadas, foi introduzido um modelo simplificado de uma viga. Este modelo baseia-se no pressuposto de que a cavilha se comporta como uma viga, quer simplesmente apoiada ou encastrada, dependendo da fase de carga, com cargas concentradas na posição das chapas internas. A viga equivalente (Fig. 1.3a) modeliza o comportamento da ligação com uma curvatura trilinear, conforme ilustra a Fig. 1.3b. O vão d_{ext} da viga é considerado igual à distância livre das chapas externas. O esforço axial do contraventamento é modelizado como

4 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
MODELOS DE ESTADOS LIMITE

cargas centradas em dois pontos que são aplicadas à distância *a* dos suportes, que é igual à distância livre entre as chapas internas e externas. Note-se que o termo deformação axial ou resistência da ligação descreve um vetor paralelo ao eixo do contraventamento.

Tal como demonstrado na Fig. 1.3, a resposta da ligação pode ser modelada por dois sistemas estáticos diferentes, o primeiro para cargas entre os pontos O e I, e o segundo para cargas entre os pontos I e II. O primeiro sistema corresponde a uma viga simplesmente apoiada sujeita a flexão em 4 pontos, significando que as extremidades da viga podem rodar livremente ($K_{sup} = 0$). Este sistema descreve a resposta da ligação na fase inicial de carga até se formar uma rótula plástica nas posições onde as cargas concentradas são aplicadas (ponto I na Fig. 1.3b). Subsequentemente, a deformação axial aumenta a um ritmo mais acelerado e as extremidades da cavilha ficam fixas pelas chapas externas ($K_{sup} = \infty$), já não permitindo a rotação livre. Como consequência, os momentos flectores começam a verificar-se nos suportes terminais, que vão aumentando até se formarem rótulas plásticas igualmente nestes pontos, uma situação que corresponde ao ponto II da Fig. 1.3b.



Fig. 1.3: Modelo analítico simplificado de uma viga: (a) sistema estático equivalente e (b) curvatura trilinear do esforço axial vs. deformação

As equações do modelo analítico simplificado encontram-se resumidas na Tabela 1.1, onde se incluem também as ilistrações obtidas das análises de elemento finito, para demonstrar a distribuição de tensões nas fases de carga que correspondem aos pontos I e II. Para assegurar que este modelo produz resultados rigorosos, é recomendável manter algumas limitações geométricas simples (por exemplo, espessura mínima da chapa e distância entre chapas), como as apresentadas na Tabela 1.3. Em qualquer um dos casos, é preciso ter em conta que os desvios dos resultados obtidos do modelo detalhado na secção 1.5.2 podem ser relativamente elevados, pelo que os valores obtidos do modelo simplificado devem ser considerados indicadores para o dimensionamento preliminar das ligações.

	Esforço axial	Deformação axial
Ponto I Cedência "y"	$P_{y} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_{y} = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^{2} \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4a)$
Ponto II Último "u"	$P_{u} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Sobrerresistência para o dimensionamento por capacidade resistente	1.3·Pu	$P_{y} \xrightarrow{1} \delta_{y} \delta_{II} \qquad \delta_{lim} > \delta$
Capacidade de deformação	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{\text{lim}} = 0.8 \cdot a$
ℓ = distância entre as cha a = distância livre entre a interna α = a / ℓ $\approx 0,5 para uma chapa ir d_{ext} = distância livre entre chd_{int} = distância livre entre ch= 0 para uma chapa internat_{ext} = espessura das chapast_{int} = motade da espessurachapa internaE$ = módulo de elasticidad f_y = tensão de cedência da transversal da cavilha W_{pl} = módulo de flexão plás transversal da cavilha	pas externas chapa externa e mterna napas externas napas internas erna s externas s internas para uma e do aço p aço a secção tico da secção $W_{pl} = h, b =$ ico resistente da	$\frac{\ell/2}{a}$ $\frac{\ell}{t_{int}}$ $\frac{\ell}{2}$ $\frac{\ell}{d_{ext}}$ $\frac{\ell}{d_{ext}}$ $\frac{\ell}{2}$ $\frac{\ell}{d_{ext}}$ $\frac{\ell}$

Tabela 1.1: Esboço do modelo simplificado das ligações com cavilha INERD [28]

Tensões de Von Mises no ponto I

Tensões de Von Mises no ponto II

6 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD

1.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD

1.4.1 Estudos experimentais sobre ligações individuais

1.4.1.1 Dispositivo de ensaio, descrição das amostras e histórico de aplicação das cargas

Os ensaios com ligações individuais realizaram-se no IST em Lisboa e encontramse detalhados no relatório final de Lisboa [12]. As amostras eram constituídas por quatro chapas e uma cavilha com a secção transversal retangular ou arredondada. As chapas internas e externas estão unidas por chapas muito mais espessas, que substituem o pilar e o contraventamento ao proporcionarem um apoio lateral de elevada rigidez. Simultaneamente, estas ligam a amostra ao equipamento de teste, para que a carga possa ser aplicada perpendicularmente ao eixo da cavilha. O dispositivo de ensaio de cada uma das ligações é ilustrado na Fig. 1.4.



(a)





No total, foram examinados quatro tipos de amostras para várias combinações de secção transversal da cavilha e da distância das chapas internas, conforme se mostra na Tabela 1.2. As propriedades do aço das várias peças foram obtidas dos ensaios realizados em amostras fornecidas durante a produção das várias peças da ligação.

Os exemplares testados foram sujeitos a três tipos de cargas, controlando sempre o deslocamento aplicado das chapas internas:

- Cargas monotónicas em compressão.
- Cargas cíclicas com ciclos de magnitude crescente de acordo com as disposições da ECCS (Convenção Europeia da Construção Metálica) [20]. Nomeadamente, assumindo um deslocamento no limite da elasticidade igual a δ_y (calculado analiticamente igual a 5 mm), estas cargas constituem uma série de ciclos de carga simples com uma magnitude igual a ¼·δ_y, ½·δ_y, ¾·δ_y e δ_y, que são sucessivamente aplicadas em ambas as direções de carga. De

seguida, aplicam ciclos de carga triplos para cada múltiplo de deslocamento no limite da elasticidade ($2\cdot\delta_y$, $3\cdot\delta_y$, $4\cdot\delta_y$ etc.) até à rotura do exemplar testado.

Cargas cíclicas com ciclos de amplitude constante. Nomeadamente, as cavilhas retangulares foram sujeitas a ciclos de 30, 40, 50 e 60 mm de amplitude total, tendo sido aplicados ciclos de 40 e 60 mm às cavilhas arredondadas.





1.4.1.2 Resultados dos ensaios monotónicos

As ligações de cavilha demonstraram um comportamento dúctil com um aumento considerável da carga depois de progredirem para o regime plástico, que é provocado pelo endurecimento e a alteração do mecanismo plástico explicado na secção 1.3. Os dados registados ou calculados para todos os ensaios foram os do histórico carga-deslocamento, da energia dissipada (total e plástica) e da rigidez da ligação. Os resultados indicativos são exibidos na Fig. 1.5.

8 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD



Fig. 1.5: Resultados indicativos da compressão monotónica - Amostra "TipoB"

1.4.1.3 Resultados dos ensaios cíclicos

Sob o efeito das cargas cíclicas, as ligações de cavilha mostraram um excelente comportamento dissipativo com grandes curvas de ciclos de histerese e resistência significativa contra a fadiga oligocíclica. Constatou-se que a curva monotónica é praticamente idêntica à envolvente das cargas cíclicas. Foi igualmente observado que os ciclos demonstraram um aperto significativo e que a resistência na compressão é ligeiramente maior que a resistência na tração, o que pode ser justificado pela curvatura lateral das chapas e pela diferente rigidez de curvatura que estas proporcionam enquanto suportes.

Os dados registados ou calculados para todos os ensaios foram os do histórico carga-deslocamento, do número de ciclos até à rotura, da energia dissipada (total e por meio-ciclo) e da rigidez da ligação para cada ciclo. Os resultados indicativos são exibidos na Fig. 1.6.

Dos ensaios de amplitude constante (Fig. 1.7) resultaram curvas de ajustamento e de dimensionamento S-N para avaliar o comportamento da cavilha sob fadiga oligocíclica, que comprovaram ser muito boas, principalmente devido à ausência de soldas e entalhes junto às zonas de plastificação.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 9 LIGADORES COM CAVILHA INERD

.....



Fig. 1.6: Resultados indicativos das cargas da ECCS – Amostra "TipoB" Pin rectangular 70mm Test 30mm



Fig. 1.7: Resultados indicativos das cargas de amplitude constante (±30mm) – Amostra "TipoB"

ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD

1.4.2 Estudos experimentais em pórticos globais

1.4.2.1 Dispositivo de ensaio, descrição das amostras e histórico de aplicação das cargas

Para além dos ensaios em cada uma das ligações, foram executados ensaios à escala real num pórtico com ligações INERD para perceber melhor como se comportariam as ligações enquanto integrantes numa estrutura mais realista. Estes ensaios realizaram-se no Politécnico de Milão e encontram-se detalhados no relatório final de Milão [13]. O exemplar da estrutura testada tinha uma altura de 3,00 m e uma largura de 3,40 m (Fig. 1.8). A secção transversal dos pilares era de HEB 240, a viga de HEB 200 e os contraventamentos de HEB 160. As ligações de cavilha INERD eram iguais às indicadas na Tabela 1.2.



Fig. 1.8: Configuração do ensaio de Milão

Os exemplares testados foram sujeitos a dois tipos de cargas, controlando sempre o deslocamento aplicado no topo do pórtico:

 Cargas cíclicas com ciclos de magnitude crescente de acordo com as disposições da ECCS, conforme descrito em [1.4.1.1]. O deslocamento na cedência δ_y foi calculado analiticamente igual a 6 mm. Os ciclos iniciais de carga aplicada (inferiores a δ_y) foram omitidos por razões práticas.



Fig. 1.9: Resultados indicativos das cargas cíclicas da ECCS – Amostra "TipoB"

 Cargas cíclicas que correspondem à resposta de uma estrutura sob efeito de um sismo real. Nomeadamente, o deslocamento aplicado corresponde à resposta do primeiro piso de um típico edifício de seis andares, tal como definido pela 12 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD

análise dinâmica não linear. Devido às limitações do equipamento, a carga foi aplicada como quase estática e não em tempo real.

1.4.2.2 Resultados dos ensaios

Podemos também observar nos resultados dos ensaios realizados no pórtico que as ligações de cavilha exibiram excelente comportamento dissipativo e foi possível confirmar que não se previam problemas no comportamento global de um pórtico com essas ligações. Nos ensaios também se verificou que não ocorreram problemas localizados nas ligações, por exemplo, devido à rotação relativa e à deformação lateral das chapas, nem deslizamento ou torsão da cavilha, entre outros.

A Fig. 1.9 mostra os resultados indicativos dos ensaios do pórtico. Os dados registados eram similares aos de cada uma das ligações. Observa-se que a resistência "positiva", que corresponde ao "puxar" o pórtico testado, é ligeiramente superior à resistência "negativa", que corresponde ao "empurrar" o pórtico. Esse tipo de resposta é habitual em estudos experimentais uma vez que surgem efeitos de deformações fora do plano quando o pórtico é empurrado, endireitando-se quando é puxado.



Fig. 1.10: Esforço axial P_{Ed} vs. deformação axial δ – Comparação entre resultados experimentais e FEA para uma amostra "TipoD"

1.4.3 Calibração do modelo de elementos finitos (FE)

Na Fig. 1.10, a resposta da ligação INERD a partir dos resultados de ensaio está representada face aos resultados derivados da análise FEM. A regra da tensãodeformação do material foi definida de forma a permitir a inclusão de efeitos de Bauschinger, os quais provaram ser importantes para as cargas cíclicas. O esforço axial e a deformação são positivos quando os contraventamentos estão em compressão.

Pode-se constatar que a resistência da ligação à carga positiva (contraventamento em compressão) é superior à respetiva resistência à carga negativa (contraventamento em tração) devido à diferente rigidez rotacional das chapas externas. Observou-se algum aperto nos ciclos devido à ovalização dos furos das barras de fixação, fora isso os ciclos histeréticos mantiveram-se estáveis. Observou-se uma concordância satisfatória similar entre os resultados experimentais e os da FEM para todos os tipos de ligações testadas. As análises e os ensaios indicaram que as curvas monotónicas representam curvas de envolvente para as cíclicas, exceto nas deformações reduzidas onde estas são mais rígidas que as anteriores. Com base no modelo FE calibrado, foi realizada uma extensa análise numérica paramétrica para examinar várias configurações de ligações.

1.5 REGRAS DE PROJETO

As conclusões dos estudos analíticos e numéricos foram sumariados num manual de dimensionamento para aplicação prática. O manual apresenta recomendações sobre o dimensionamento das ligações de cavilha INERD e de uma estrutura que inclua tais ligações. A metodologia de dimensionamento presnetes neste manual baseia-se nas disposições da normas EN 1993-1-1 [17] e EN 1998-1 [19]. Algumas das cláusulas da norma EN 1998-1-1 foram pertinentemente reformuladas para abranger a utilização destas ligações dissipativas. Foram igualmente incluídos pormenores estruturais e recomendações de construção.

1.5.1 Dimensionamento preliminar e regras de construção

Para pré-dimensionar a cavilha, deverá ser empregue o modelo simplificado de estado limite apresentado na secção 1.3 e sumariado na Tabela 1.1. Esta rápida e prática metodologia pode ser usada para selecionar o número pretendido de peças contraventadas, a secção transversal das cavilhas, a distância e as dimensões das chapas, etc.

No entanto, para determinar as propriedades da ligação com maior precisão e calcular os requisitos de ductilidade e sobrerresistência do pórtico, é necessário implementar a metodologia descrita na secção 1.5.2.

Para assegurar a resposta mais eficiente das ligações, os requisitos geométricos indicados na Tabela 5.1 devem ser cumpridos. Desta forma, a validade das regras de projeto está garantida, uma vez que as dimensões das ligações estão dentro dos domínios abrangidos pelos estudos experimentais e numéricos. Além disso, o projetista fica protegido contra falhas de pormenor que podem originar um comportamento inferior da ligação, como por exemplo ao selecionar chapas finas e flexíveis.

14 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

Forma da se	ecção transversal da cavilha	$h \le b \le 2 \cdot h$	
Distância mi	ínima entre chapas	a≥h	
Espessura c	las chapas externas:	$t_{ext} \ge 0.75 \cdot h$	
Espessura c	las chapas internas:	$t_{int} \ge 0.5 \cdot t_{ext}$ para duas chapas	
		t _{int} ≥t _{ext} para uma chapa	
Dimensões	básicas de uma ligação de ca	vilha INERD:	
b	a largura da cavilha		
h	a altura da cavilha		
t _{ext}	<i>t_{ext}</i> a espessura da chapa externa		
t _{int}	<i>t_{int}</i> a espessura da chapa interna		
<i>d_{ext}</i> a distância livre entre chapas externas			
<i>d_{int}</i> a distância livre entre chapas internas			
<i>a</i> a distância livre entre as chapas internas e externas			

Tabela 1.3: Requisitos geométricos para ligações de cavilha INERD

Com o intuito de evitar um excesso de sobrerresistência, as propriedades dos materiais em aço das cavilhas dissipativas terão de estar controladas. De acordo com a norma EN 1998-1-1 [19], a respetiva resistência de cedência deve ter um valor máximo de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$$
 Eq. (1.1)

em que γ_{ov} = 1,25 é o coeficiente de sobrerresistência f_y é o valor nominal da resistência de cedência

Se as propriedades do material das cavilhas estiverem controladas e a respetiva resistência de cedência for garantida abaixo do que está descrito na Eq. (1.1), o coeficiente de sobrerristência pode ser reduzido em conformidade para obter um projeto mais econónimo.

1.5.2 Projeto para a análise elástica linear

As regras de projeto destinam-se a assegurar que a cedência irá suceder nas cavilhas das ligações INERD antes de qualquer outra cedência ou encurvadura de outros elementos. Por conseguinte, o projeto de edifícios com ligações de cavilha INERD baseia-se no pressuposto de que as cavilhas irão ser o principal agente dissipador de energia transformando-se em rótulas plásticas. Deverá ser adotada a seguinte metodologia de dimensionamento:

1) Modelação

Pode-se modelar um edifício com ligações de cavilha INERD através de um

software estrutural comum com um modelo elástico. As ligações podem ser modeladas com molas lineares pontuais cuja a constante de rigidez pode ser definida tal como consta das Eq. (1.2):

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{I^3}$$
 para uma chapa Eq. (1.2a)

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)}$$
 para duas chapas Eq. (1.2b)

Dado que o pórtico com ligações INERD é basicamente um pórtico contraventado, as ligações da viga ao pilar e as bases dos pilares são articuladas para se obter um projeto económico e para evitar que outros elementos resistam às cargas sísmicas. As bases de todos os pilares do edifício são igualmente articuladas.

2) Análise

A análise estática linear é executada sob cargas permanetes e sobrecarga e os elementos do pórtico principal são dimensionados de acordo com o disposto na norma EN1993-1-1 [17] para combinações ULS (estado limite último) e SLS (estado limite de utilização). As forças internas em virtude da ação sísmica são calculadas mediante o método convencional de Análise por Espectro de Resposta Multimodal, em que o número de modos de vibração considerados em cada direção é tal que a soma da participação de massa é, pelo menos, igual a 90% da massa total. O espectro de cálculo deverá ser definido com um coeficiente de comportamento máximo igual a 4 para a Classe de Ductilidade Elevada (DCH) e 3 para a Classe de Ductilidade Média (DCM). Na eventualidade de uma ligação INERD ser apenas usada numa extremidade do contraventamento, o coeficiente de comportamento deveria ser reduzido em conformidade (3 para DCH e 2 para DCM).

3) Limitação do deslocamento entre pisos

Para uma atividade sísmica com maior probabilidade de ocorrência do que o sismo de cálculo, é importante satisfazer o requisito de limitação de danos. Desta forma, fica assegurado que, para uma atividade sísmica com um período de retorno menor, os elementos não estruturais do edifício não vão ficar seriamente danificados e que o edifício permanecerá operacional sem precisar de reparações ou que estas sejam mínimas.

Na análise linear, os deslocamentos induzidos pela acção sísmica de projeto d_s devem ser calculados com base nas deformações elásticas d_e do sistema estrutural através da expressão:

16 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

$$d_s = q \cdot d_e$$
 Eq. (1.3)

No caso de os rácios de capacidade Ω dos elementos dissipativos serem baixos, o cálculo do deslizamento entre pisos do projeto baseado em d_s é conservador, podendo ser empregue um coeficiente de redução q_{Ω} , igual ao rácio de capacidade das ligações da seguinte forma

$$\boldsymbol{d}_{s} = \boldsymbol{q} \cdot \boldsymbol{q}_{\Omega} \cdot \boldsymbol{d}_{e}$$
 Eq. (1.4)

O valor de cálculo do deslocamento entre pisos de cada piso d_r é definido como a diferença da média dos deslocamentos laterais no topo e na base do andar em consideração e tem de ser limitado de a cordo com a norma EN1998-1. O valor limitador depende do tipo de elementos não estruturais e da classe de importância do edifício.

4) Efeitos de segunda ordem

A possível influência de efeitos de segunda ordem devem ser tidos em consideração com o coeficiente de sensibilidade θ de acordo com o disposto na norma EN1998-1. O coeficiente θ é calculado em ambas as direções e para cada andar do edifício:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
Eq. (1.5)

em que *P*_{tot} é a carga gravítica total no piso em questão *V*_{tot} é o esforço de corte total no piso

Em alternativa, o coeficiente θ poderá ser calculado por uma análise de encurvadura linear através do fator α_{cr} , fator pelo qual as cargas de projeto terão de ser aumentadas para provocar instabilidade elástica global. A análise é realizada sob cargas gravíticas constantes da combinação sísmica (1,0·G+0.3· ϕ ·Q) e produz os modos de encurvadura. Escolhem-se os modos dominantes da direção *x* e *y* e os valores α_{cr} correspondentes são calculados da seguinte forma:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Eq. (1.6)

em que *F_{cr}* é a carga crítica de encurvadura elástica para o modo de instabilidade global com base na rigidez elástica inicial *F_{Ed}* é a força de cálculo para a combinação sísmica

Para ter os deslocamentos não lineares do edifício em consideração, α_{cr} deverá ser dividido pelo coeficiente *q*:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Eq. (1.7)

O disposto na norma EN1998-1 determina que se o coeficiente de sensibilidade a deslizamentos entre pisos for limitado a $\theta \le 0,1$, os efeitos de segunda ordem podem ser seguramente ignorados. Se for $0,1 < \theta < 0,2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser considerados de modo aproximado multiplicando os efeitos da acção sísmica por um coeficiente igual a $1/(1-\theta)$. Se for $0,2 < \theta < 0,3$, deverá ser realizada uma análise mais exata de segunda ordem. Não são permitidos valores de $\theta > 0,3$.

- 5) Verificações dos elementos dissipativos
- a) Resistência axial

A resistência das ligações de cavilha é calculada nos pontos de cedência e de rotura para se conceber a estrutura contra cargas estáticas e sísmicas. A curva do esforço axial versus deformação axial é praticamente trilinear conforme ilustrado na Fig. 1.11.

A resistência à cedência (Ponto I) é dada como o mínimo de dois valores, dependendo se a cavilha se comportar primeiramente na flexão ou no corte:

$$P_{y,Rd} = min\left\{\frac{1.7 \cdot M_{pl}}{a_{red,l} \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\}$$
Eq. (1.8)

em que $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{y}$ é o momento flector plástico resistente da cavilha $a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ o braço reduzido a partir do ponto l $k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ é o fator de forma da cavilha com $1.1 \le k_{pin} \le 1.2$ $\gamma_{py} = 1,05$ fator de segurança para a cedência devido à incerteza do modelo

A resistência de cedência da ligação tem de ser maior que o esforço axial das combinações estática e sísmica frequentes.



Fig. 1.11: Tensões normais da cavilha e diagrama do momento no ponto da primeira cedência

Para o cálculo da resistência de rotura da ligação, é usado o braço reduzido do ponto III:

Para $a_{red,III} \leq 0$, o comportamento da cavilha é primeiramente de corte, apesar dessa situação ser evitada pelas restrições geométricas da Tabela 5.1, pois não é aconselhável.

A resistência de rotura neste caso é:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Eq. (1.10)

em que γ_{pu} = 1,1 fator de segurança para a carga de rotura devido à incerteza do modelo

Para $a_{red,III} > 0$, a cavilha é sujeita por flexão e corte (Fig. 1.12) e a resistência de rotura da ligação devido à flexão da cavilha é apresentada na equação (1.11a). A restante capacidade da cavilha em realizar o corte define a resistência de rotura da ligação ao corte, conforme definido na equação (1.11b). O fator β_{III} define a percentagem da cavilha que sofreu deformação plástica significativa de cada lado, com $0 \le \beta_{III} \le 0.5$. A resistência de rotura da ligação é determinada através de um processo iterativo ao alterar o fator β_{III} , para que os dois valores das equações (1.11a) e (1.11b) fiquem iguais.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Eq. (1.11a)

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Eq. (1.11b)

em que $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ é o momento flector plástico resistente da cavilha

$$\begin{split} f_{\text{mid}} &= f_{\text{y}} + \left(f_{\text{u}} - f_{\text{y}}\right) \cdot \lambda_{\text{f}} \big/ 2 \ \text{a tensão normal máxima da cavilha} \\ \lambda_{\text{f}} &= \left(\frac{a-h}{2\cdot h}\right)^2 \ \text{um fator para a influência do corte com } 0 \leq \lambda_{\text{f}} \leq 1 \\ W_{\text{u,pl}} &= b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{\text{III}} - \beta_{\text{III}}^2 + \chi \cdot \left(0.5 - \beta_{\text{III}}\right)^2\right] \ \text{o módulo de flexão plástico da cavilha, tendo em conta a redução devido às tensões de corte} \\ \chi &= \sqrt{1 - \left(f_{\text{y}} / f_{\text{mid}}\right)^2} \end{split}$$

A resistência de rotura da ligação tem de ser superior ao esforço axial das combinações sísmicas do projeto e serve também para o dimensionamento por capacidade resistente dos elementos de ligação.



Fig. 1.12: Tensões normais e tangenciais da cavilha e diagrama do momento flector no ponto da resistência de rotura

De um modo geral observou-se que a resistência das ligações de cavilha sob tração pode ser ligeiramente menor do que sob compressão. Contudo, este efeito é minimizado através de uma pormenorização adequada e não é tido em conta durante o dimensionamento.

A resistência axial no ponto II pode ser considerada como a média dos valores correspondentes nos pontos I e III.

b) Comportamento dissipativo global

É definido um coeficiente de sobrerresistência para cada ligação de cavilha:

$$\Omega_{i} = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}}$$
Eq. (1.12)

Para se obter um comportamento dissipativo globalmente homogéneo da estrutura, deve-se verificar se o rácio de sobrerresistência máxima Ω_{max} em toda a estrutura não difere em mais de 25% do valor mínimo Ω_{min} .

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \le 1.25$$
 Eq. (1.13)

c) Deformações axiais

As ligações de cavilha INERD têm de sofrer deformações consideráveis para dissipar energia, por isso é necessário verificar se elas têm capacidade de deformação adequada. Isto é possível limitando o deslocamento entre pisos:

$$d_r \le \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot \cos\varphi}$$
 Eq. (1.14)

em que H é a altura do piso em questão

 φ é o ângulo do contraventamento com a linha horizontal

Note-se que se for usada apenas uma ligação INERD nas extremidades dos contraventamentos, o valor limite da Eq. (1.14) terá de ser reduzido em 50%.

6) Verificações dos elementos não dissipativos

As vigas, pilares e contraventamentos do pórtico, bem como os elementos não dissipativos das ligações (chapas, parafusos, soldas, etc.) deverão ser dimensionados com base na capacidade de resistência das cavilhas, e não na ação calculada a partir da análise, para assegurar a dissipação de energia e os mecanismos de rotura.

a) A resistência *R*_d das soldas ou parafusos da ligação de cavilha INERD tem de satisfazer o critério:

$$R_{d} \ge 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd}$$
 Eq. (1.15)

em que $P_{u,Rd}$ é a resistência de rotura da ligação de cavilha em questão $\gamma_{ov} = 1.25$ é o coeficiente de sobrerresistência recomendado

Nas ligações aparafusadas, deve-se usar parafusos de elevada resistência ao atrito (Categorias B, C ou E de acordo com a norma EN1993-1-8).

 b) Os elementos diagonais devem ser verificados quanto ao limite de elasticidade (cedência) e encurvadura pressupondo o desenvolvimento da capacidade resistente máxima das cavilhas nas respetivas extremidades:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd}$$
 Eq. (1.16)

em que Ω_{max} é o valor máximo de todas as ligações cavilhadas das diagonais

c) As vigas e os pilares ligados a contraventamentos com ligações INERD flexíveis devem respeitar a seguinte exigência quanto à resistência mínima:

$$N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (1.17)

em que N_{pl,Rd} (M_{Ed}) é a resistência axial de projeto do elemento do pórtico de acordo com a norma EN1993, tendo em conta a interação com o momento fletor M_{Ed}

 $N_{Ed,G}$ é o esforço axial do elemento do pórtico devido a ações não sísmicas das combinações sísmicas

 $N_{Ed,E}$ é o esforço axial do elemento do pórtico devido às ações sísmicas das combinações sísmicas

 Ω_{min} é o valor mínimo de todas as ligações cavilhadas das diagonais

1.5.3 Projeto para análise não linear (Pushover)

O modelo estrutural utilizado para a análise elástica deve ser estendido para incluir a resposta dos elementos estruturais para além do regime elástico e estimar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos através de uma análise *pushover*.

Visto que os elementos dúcteis são as ligações de cavilha INERD, as molas lineares que os descrevem serão substituídos por molas não lineares cujas propriedades foram determinadas pelos resultados experimentais e as análises FE. A regra recomendada do material das molas não lineares é ilustrada na Fig. 1.13. De salientar que a curva pode ser conservadora quando comparada com as curvas do ensaio monotónico, não considerando efeitos favoráveis como o endurecimentos, a ação catenária, etc. Além disso, estão definidos na curva três Níveis de Desempenho, nomeadamente a *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) e *Colapse Prevention* (CP).

Os valores propostos na Fig. 1.13 referem-se à resposta da ligação tanto sob efeito de compressão como de tração, uma vez que se pressupõe que as exigências geométricas da Tabela 5.1 sejam satisfeitas, ou que a flexão lateral das chapas seja evitada por meios mecânicos.

22 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores REGRAS DE PROJETO

Ponto	Р	δ _{pl}
A	0	0
В	Pyd	0
С	Pud	0,5·h
D	Pud	а
E	0,5·P _{ud}	а
F	0,5·P _{ud}	1,5·a
Critéri	os de aceitaç	ção (δ _{pl})
IO	0,2	25·h
LS	0,	,6∙h
СР	0.	.8∙a

Fig. 1.13: Propriedades não lineares propostas para a mola representativa da ligação de cavilha INERD

F

 δ_{pl}

As propriedades das rótulas plásticas a definir para os elementos não dissipativos serão calculadas de acordo com o disposto nos códigos pertinentes (por exemplo, FEMA-356). Uma vez que o pórtico é contraventada, todos os elementos são sujeitos essencialmente a esforços axiais. Por conseguinte, os pilares e os contraventamentos têm de ter "rótulas" passíveis de permitir cedência sob tração e encurvadura sob compressão (combinados com momento flector, se for relevante). Em alternativa, os elementos não dissipativos podem ser modelados sem rótulas plásticas desde que se verifique se todas as forças atuantes e momentos de esforço se mantenham abaixo da correspondente resistência plástica.

1.5.4 Projeto para análise dinâmica não linear

A forma mais assertiva de investigar a resposta sísmica de um edifício metálico com ligações de cavilha INERD é realizando uma análise dinâmica não linear com um acelerograma sísmico. Este tipo de análise faculta um registo detalhado da resposta global da estrutura, dos danos acumulados das ligações, dos deslocamentos máximos e residuais entre pisos, etc.

A regra não linear que foi usada nas molas representativas das ligações INERD para a análise estática não linear, descrita na secção 1.5.3, tem de ser estendida para apresentar um comportamento histerético adequado. A regra histerética proposta está ilustrada na Fig. 1.14. Tal foi definido no software OpenSees, mediante o uso paralelo de dois materiais histeréticos com diferentes regras de esforço-deformação e propriedades de aperto, para se poder calibrar com precisão o comportamento histerético com os resultados dos ensaios cíclicos.



Fig. 1.14: Comportamento histerético do empeno não linear das ligações de cavilha INERD

Formar-se-ão deformações axiais significativas nas ligações em resultado da resposta sísmica da estrutura. A partir do histórico do esforço axial e da deformação plástica da ligação, pode-se determinar o índice de danos para ciclos de cargas de amplitude variável com a regra de Palmgren – Miner de danos acumulados. O número de ciclos a serem suportados pelo sistema é ditado pelas considerações de fadiga oligocíclica, que analisam os históricos de deformações e de extensões e não os históricos de tensões que são mais adequados para a fadiga por número elevado de ciclos. Os limites de desvio por ciclo podem ser aplicados na curva de fadiga experimental que foi obtida durante os testes de Lisboa para se calcular o número de ciclos *N* correspondentes.

1.6 ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D

Todos os modelos analíticos, resultados dos estudos experimentais e numéricos e regras de projeto propostas foram verificadas através de análises numéricas de pórticos 2D com o software OpenSees. Os pórticos faziam parte de um edifício em 3D e foram examinadas com contraventamentos concêntricos clássicos e também com contraventamentos com ligações de cavilha INERD. Os pórticos foram inicialmente dimensionadas através de análise elástica no ULS e no SLS, incluindo o o dimensionamento por capacidade resistente. Seguiram-se as análises estática e dinâmica para investigar a respetiva resposta para além do regime elástico e confirmar o coeficiente de comportamento proposto.

1.6.1 Descrição dos pórticos examinados

1.6.1.1 Geometria e pressupostos

Foram examinadas exaustivamente três configurações 2D de pórticos com análises estática e dinâmica não linear além do respetivo dimensionamento de acordo com

24 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

os Eurocódigos, o Código Sísmico Grego e as regras das ligações de cavilha INERD, quando relevante. Os pórticos tinham três, seis e nove pisos, conforme ilustradas na Fig. 1.15. Além dessas, foi examinado um edifício alternativo 3D de 6 pisos como caso de estudo (Fig. 1.16), para se demonstrar a aplicação das regras de projeto. Em todos os casos, os contraventamentos foram examinados com ligações de resistência total e ligações dissipativas INERD para comprar os dois sistemas estruturais.

As larguras dos vãos variam entre 5,00 e 7,50 m, enquanto as alturas dos pisos variam entre 3,20 e 3,50 m.

A classe do aço é de S355 e as secções em I foram usadas em todos os elementos do pórtico, nomeadamente a HEB nos pilares, a IPE nas vigas e a HEA nos contraventamentos. Foram apresentados pressupostos realistas para os comprimentos de encurvadura de todos os elementos sob compressão e/ou flexão. O comportamento diafragmático foi assumido em todos os pisos, modelando assim o efeito da laje mista.



Fig. 1.15: Estruturas de construção 2D com 3, 6 e 9 pisos


Fig. 1.16: Disposição do edifício em 3D de 6 pisos

O contraventamentos tinham ligações de resistência total aparafusadas ou ligações de cavilha INERD, cujas características eram baseadas na resistência à encurvadura das diagoniais ou eram obtidas depois de aplicar as regras de projeto propostas. As secções transversais de todos os elementos, incluindo as das ligações, variam consoante a altura dos edifícios para assegurar uma resposta dissipativa homogénea e, também, menores custos de projeto.

As cargas que foram consideradas para os pórticos encontram-se resumidas na Tabela 1.4.

Cargas gravíticas				
Carga permanente (excl. o peso próprio do aço)	6,0 kN/m ²			
Sobrecarga	3,0 kN/m² para pórticos 2D 5,0 kN/m² para o caso de estudo 3D			
Cargas sísmicas (Código nacional grego EAK2000)				
Tipo de terreno	$B(T_B = 0.15 \text{ seg.}, T_C = 0.60 \text{ seg.})$			
Aceleração máxima à superfície	A = 0,24 g (zona sísmica II)			
Classe de importância	Σ2 (γι = 1,0)			
Coeficiente de comportamento	<i>q</i> = 3 para o CBF clássico <i>g</i> = 4 para ligações INERD			
Coeficiente das fundações	$\theta = 1,0$			
Coeficiente de amortecimento	4% (estruturas em aço aparafusadas)			
Coeficiente de combinação sísmica para as cargas móveis	$\psi_2 = 0,30$			

Tabela 1.4: Cargas estática e dinâmica das armações objeto de estudo

1.6.1.2 Modelação

Todos os elementos foram modelados como elementos lineares de viga ou barra, salvo outra indicação. Os pórticos que foram examinados tinham contraventamentos concêntricos e, por isso, todas as ligações das vigas aos pilares e das bases dos

26 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

pilares são concebidas como ligações articuladas. As vigas dos pórticos foram concebidas como elementos de aço, ou seja, não foi tida em consideração qualquer ação mista.

O comportamento histerético de todos os elementos dissipativos (contraventamentos, ligações INERD) foi modelado de modo a facultar resultados exatos quanto às análises linear e não linear, estática e dinâmica. A regra histerética dos contraventamentos está ilustrada na Fig. 1.17, ao passo que para as ligações INERD (molas pontuais) encontra-se explicada na secção 1.5.4 e na Fig. 1.14. Em ambos os casos, verificou-se que a resposta em tração e compressão monotónica foi bastante precisa. Nas cargas cíclicas, a resposta foi calibrada como a melhor possível com resultados experimentais [7, 12].



Fig. 1.17: Comportamento histerético de um contraventamento típico

1.6.2 Análise linear por espectro de resposta

Os pórticos podem ser modelados utilizando um software normal de estruturas com base no disposto nos Eurocódigos e nas regras de projeto da secção 1.5.2. Caso não seja possível modelar os três elementos do contraventamento INERD (por exemplo, devido a instabilidades), é possível modelá-los com um elemento de barra. A rigidez do elemento combinado pode ser calculada somando a rigidez das três molas em série (duas ligações e um contraventamento de comprimento L_{br}). O projeto completo do edifício 3D em estudo está demonstrado em detalhe em [28]. Relativamente às cargas estáticas, pode-se realizar uma análise linear, ao passo que as cargas sísmicas são aavaliadas através de uma análise por espectro de resposta multimodal. Os resultados não estão aqui apresentados. Na Fig. 1.19 é ilustrado o período fundamental de cada pórtico 2D. A designação de cada pórtico é *"pisos"* × *"vãos"*, com a letra *"d"* usada para os pórticos com ligações INERD, enquanto que os CBF tradicionais não têm qualquer designação.

1.6.3 Análises estáticas não lineares (Pushover)

Para os seis pórticos 2D com os CBF tradicionais e com ligações de cavilha INERD (identificadas como *"d"*), foram realizadas análise pushover com um distribuição triangular invertida da força lateral. O resultados encontram-se ilustrados na Fig. 1.18, em que a força de corte basal (expresso como % da carga vertical total) é representado como uma função do deslocamento no topo (expresso como % da altura total do edifício). É possível formular as seguintes observações:

- Os pórticos com os CBF tradicionais são mais rígidas que os pórticos com ligações INERD. Isto é válido devido à influência das diagonais de compressão. Após a encurvadura destas diagonais, o pórtico perde rapidamente a respetiva estabilidade.
- Estes pórticos com os tradicionais CBF têm maior resistência lateral. Tal era também expectável, uma vez que a resistência das ligações de cavilha INERD é limitada pela resistência à encurvadura da diagonal. Por conseguinte, os contraventamentos com as ligações INERD resistem a uma força de corte basal inferior à sua correspondente diagonal em tração e compressão.
- Os pórticos com ligações de cavilha INERD demonstram ter uma ductilidade considerável quando comparadas com os pórticos correspondentes com ligações de resistência total. A principal razão para isto acontecer prende-se com a capacidade das ligações dissipativas em sofrer grandes deformações sem diminuir a respetiva resistência, estando os contraventamentos protegidos contra encurvaduras. Esta encurvadura da diagonal de compressão, que é permitida nos tradicionais CBF, resulta numa rápida diminuição da rigidez lateral e aumenta o esforço exercido na diagonal de tração.

A última observação pode justificar a seleção de um coeficiente de comportamento *q* mais elevado para as armações com ligações INERD em comparação com os CBF tradicionais.



Fig. 1.18: Curvas Pushover dos pórticos com ligações de resistência total e INERD

1.6.4 Análises dinâmicas não lineares (temporal)

A resposta sísmica dos pórticos foi investigada com análises dinâmicas não lineares em registos sísmicos reais com o software OpenSees. Foram usados quatro acelerogramas naturais e dois artificiais com características muito diferentes. Os espectros de resposta à escala dos registos sísmicos encontram ilustrados na Fig. 1.19.



Fig. 1.19: Espectros de resposta à escala dos sismos selecionados

Foi empregue uma análise dinâmica incremental (IDA) para se averiguar a resposta sísmica dos pórticos sujeita a Acelerações Máximas à Superfície (PGAs) crescentes. Os resultados dos deslocamentos entre pisos e do deslocamento no topo dos seis pórticos 2D estão apresentados na Fig. 1.20 e na Fig. 1.21. Cada ponto da curva corresponde ao valor máximo de uma análise dinâmica. É possível formular as seguintes observações:

- O registos de Kobe e Vrancea resultam em períodos fundamentais diferentes dos do espectro do código. Por este motivo, a resposta dinâmica dos pórticos com base nos registos de Kobe e Vrancea é significativamente pior.
- O deslocamento total de todos os pórticos é aceitável para a aceleração do sismo de cálculo (2,35 m/sec²). Além disso, excluindo os registos de Kobe e Vrancea, os deslocamentos entre pisos de todos os andares são aceitáveis (inferiores a 2%).
- Os deslocamentos entre pisos para sismos frequentes de menor dimensão, cerca de 50% do sismo de cálculo, são aceitáveis para evitar que os elementos não estruturais do edifício se danifiquem (0,5-0,7%).
- Para um abalo sísmico de grande intensidade, cerca de 200% do sismo em projeto, os pórticos com ligações INERD evidenciaram pequenas deformações.
- O uso de ligações de cavilha INERD resulta num comportamento mais estável pelo facto de impedirem a encurvadura dos contraventamentos.



Fig. 1.20: PGA vs. deslocamento total δ_{top} como % da altura total do edifício

Os resultados das análises dinâmicas comprovam o melhor comportamento cíclico das ligações de cavilha INERD. Os contraventamentos tradicionais encurvam sob compressão, provocando a transferência "imediata" da carga lateral correspondente para as diagonais de tração. Este facto, somado à rápida degradação do ciclo de histerese do contraventamento ao fim de uns quantos ciclos de cargas, pode originar deformações bastante acentuadas e um comportamento algo instável há medida que a PGA aumenta.

Por outro lado, o ciclo de histerese das ligações INERD é bastante estável e evidencia uma absorção significativa de energia mesmo com grandes acelerações e ciclos de carga muito significantes. Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 31 LIGADORES COM CAVILHA INERD



Fig. 1.21: PGA vs. deslocamento máximo entre pisos δ_{drift} como % da altura do piso

Na Fig. 1.22, a força de corte basal para cada análise dinâmica é representado versus a PGA. Parece óbvio que as forças sísmicas sobre os pórticos com ligações de cavilha INERD são significativamente reduzidas quando comparadas com os pórticos com ligações de resistência total. Isto é devido à menor rigidez do sistema INERD que também resulta num perído fundamental dissipação de energia superiores.





Fig. 1.22: Corte na base V_{base} vs. PGA

A principal conclusão retirada das análises dinâmicas é que, ao nível do desempenho de "*Life Safety*", os pórticos com ligações dissipativas INERD comportam-se melhor do que os pórticos tradicionais com ligações de resistência total. Este critério de rotura, que é definido para um deslocamento entre pisos igual a 2,5%, praticamente corresponde ao sismo de cálculo que é utilizado nos códigos modernos como a norma EN1998, que obviamente é mais importante. Em particular, os deslocamentos e os esforços internos registados são bem menores no caso dos pórticos com as ligações INERD. Além disso, para outros níveis de desempenho, com um deslocamento entre pisos de 1,0% e 5,0% respetivamente, ficou provado que os pórticos com ligações de cavilha INERD respondem de forma semelhante às das CBF convencionais. Este facto é igualmente bastante significante, pois verificous e que a introdução de um sistema relativamente flexível nas extremidades dos

contraventamentos não causa problemas devido às deformações excessivas, quer seja para sismos de operacionalidade ou terramotos extremamente fortes.

1.6.5 Cálculo do coeficiente de comportamento dos pórticos com ligações de cavilha INERD

Para calcular o coeficiente de comportamento, são examinadas duas definições de *q* diferentes. A primeira definição é:

$$q_{1} = \frac{PGA_{ult}}{PGA_{y}}$$
Eq. (1.18)

em que *PGA_{ult}* é a PGA em que o critério de rotura é cumprido, ou seja, o deslocamento entre pisos de qualquer andar é igual a 1,0, 2,5 ou 5,0%, dependendo do nível de desempenho.

PGA_y é a PGA em que acontece a primeira "cedência" na estrutura, que pode ser uma cedência de encurvadura ou à tração de uma diagonal (nos CBF tradicionas) ou cedência de uma ligação INERD em tração ou compressão.

Para a segunda definição, foi calculada inicialmente a PGA em que o critério de rotura é cumprido. Posteriormente, o coeficiente de comportamento é determinado pela Eq. (1,19):

$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}}$$

Eq. (1.19)

em que V_{base,ult,pl} é o corte na base do pórtico onde é permitido a todos os elementos dissipativos comportarem-se por uma regra não linear no registo com a PGA que provocou a rotura (ou seja, um deslocamento entre pisos em qualquer andar igual a 1,0, 2,5 ou 5,0%). V_{base,ult,el} é o corte na base do pórtico onde todos os elementos dissipativos permanecem elásticos no mesmo registo.

A vantagem fundamental desta segunda definição é que tem em consideração as forças sísmicas reduzidas devido à plastificação da estrutura, que resulta numa melhor estimativa dos esforços internos do pórtico. Desta forma, os resultados das análises dinâmicas não lineares podem ser melhor utilizados, uma vez que modelam a resposta da estrutura e a respetiva capacidade de dissipar energia com maior precisão. Além disso, a segunda definição não exige o cálculo da PGA que provoca a cedência, o que pode ser discutível caso o ponto de bifurcação não seja facilmente definido, como no caso dos pórticos com ligações INERD.

34 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CONCLUSÕES	

Os resultados das análises dinâmicas da segunda definição de q encontram-se representados na Fig. 1.23, pois provaram ser mais realistas e adequados para comparar os dois tipos de pórticos. Apesar da definição do coeficiente de comportamento poder ser tema de discussão, ao examinar o rácio q dos pórticos com ligações INERD com o das CBF tradicionais, é evidente que pode ser confiavelmente maior que 1,0, variando entre 1,25 e 2,5 para os pórticos que foram analisadas. Na prática, isto significa que um coeficiente de comportamento semelhante ao assumido pelos pórticos simples é adequado para pórticos contraventados com ligações INERD, por exemplo multiplicando o valor de q determinado para os tradicionais CBF pelo rácio mínimo de 1,25. Tal aumento conduziria a um coeficiente de comportamento de ~4 para o Código Sísmico Grego e de 5 para a norma EN1998-1. Não obstante, e até que seja apresentada uma justificação mais circunstancial para tal valor mediante outras análises e ensaios, os valores conservadores na secção 1.5.2 são os recomendados para aplicações na prática.



Fig. 1.23: Rácio dos coeficientes de comportamento q₂ para armações com ligações dissipativas e de resistência total

1.7 CONCLUSÕES

As ligações de cavilha INERD dissipativas inovadoras foram desenvolvidas para pórticos metálicos com contraventamentos concêntricos. A principal finalidade do seu uso é concentrar os danos da estrutura em zonas de plastificação predefinidas

de fácil reparação em caso de forte abalo sísmico, ao mesmo tempo que protegem todos os elementos ligados para não cederem nem encurvarem.

Os resultados dos estudos experimentais, analíticos e numéricos, apresentados nesta brochura de forma sucinta e mais pormenorizados na literatura pertinente [12, 13, 25, 26, 30], demonstram as vantagens dos sistemas com ligações de cavilha INERD. Estas encontram-se descritas abaixo:

- As ligações de cavilha INERD evidenciam elevada rigidez nas cargas laterais de pouca intensidade e elevada ductilidade nas cargas de maior intensidade.
- As ligações de cavilha INERD protegem os contraventamentos contra deformações por encurvadura e cedência. Consequentemente, todas as diagonais permanecem ativas, com as propriedades praticamente estabilizadas, sejam elas sujeitas a cargas de tração ou de compressão.
- A plastificação da estrutura é confinada à zona das ligações, mais especificamente as cavilhas. A posição das ligações permite a sua imediata inspeção e, caso seja necessário, a sua substituição a baixo custo e num curto espaço de tempo. Se este for o caso, outra vantagem das ligações INERD é o peso reduzido do material que será substituído, o que exige menos tempo, meios e equipamento.
- Estas evidenciam uma excelente resposta cíclica, mesmo para grandes deformações. O risco de rotura frágil devido à fadiga oligocíclica é baixo em virtude da ausência de soldas ou de entalhes junto às zonas de plastificação.
- O projeto antissísmico dos pórticos com ligações de cavilha INERD pode ser executado com uma metodologia semelhante ao dos pórticos convencionais. Além disso, este tipo de pórticos evidenciam ter elevada ductilidade, o que poderá justificar um valor maior para o coeficiente de comportamento, semelhante ao que é permitido para pórticos simples e pórticos excentricamente contraventados. Simultaneamente, o sistema possui rigidez adequada às condições de utilização e a sismos de grande magnitude, para que não se deforme excessivamente devido à introdução das ligações flexíveis.
- A utilização das ligações de cavilha INERD pode resultar na redução do próprio peso do contraventamento, podendo isto eliminar o custo acrescido das ligações dissipativas. Isto deve-se principalmente aos reduzidos esforços sísmicos decorrentes da maior capacidade de absorver energia e das menores exigências impostas pelo dimensionamento por capacidade resistente.

As regras de projeto propostas possibilitam a execução do dimensionamento dos pórticos que integram ligações INERD com um software normal de estruturas. A metodologia poderá ser um pouco mais complicada comparada com a dos tradicionais CBF, mas não é proibitiva. Por outro lado, poderão surgir benefícios significativos a curto prazo, devido à redução dos esforços sísmicos e ao peso

36 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ÁREA DE APLICAÇÃO	

pórtico, bem como benefícios a longo prazo, devido aos reduzidos custos de reparação em caso de forte abalo sísmico.

1.8 ÁREA DE APLICAÇÃO

As ligações de cavilha INERD inovadoras podem ser aplicadas em edifícios metálicos de pequena, média e grande altura dado que demonstram uma rigidez e ductilidade adequadas. O seu conceito inicial era para pórticos concentricamente contraventadas, mas com algumas modificações poderão servir para outros sistemas estruturais. Além disso, os contraventamentos INERD poderão ser aplicados no reforço ou restauro de estruturas existentes, não sendo necessariamente de metal.

Todas as vantagens descritas na secção 1.7 devem ser tidas em consideração e, caso se considere propício o emprego do sistema INERD, as regras de projeto apresentadas nesta brochura de forma sucinta podem ser aplicadas para dimensionar eficazmente o pórtico e as respetivas ligações.

1.9 PUBLICAÇÕES ANTERIORES

No decurso do projeto INERD, várias publicações que cobrem partes dos estudos do projeto de investigação foram publicadas em revistas internacionais e apresentadas em conferências internacionais.

Publicações em revistas internacionais:

- 1. Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant braced frames, International journal of steel structures, vol. 5, no. 5, p. 453 463, 2005.
- 2. Vayas I. and Thanopoulos P.: Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten, Stahlbau 75, Heft 12, Ernst & Son, 2006.
- 3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

Apresentações em conferências internacionais:

- Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
- Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlaghaus Mainz, Germany, 2005.
- Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant braced frames with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 806, Taylor & Francis Group, London.

1.10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

No decurso do projeto INERD, foram utilizadas várias referências bibliográficas. As consideradas mais relevantes são:

- 1. ABAQUS User's Manual (2000), Versions 5.8 & 6.1, Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
- 2. AISC: Seismic provisions for structural steel buildings, including supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spoon, London, England, 2000.
- Ballio G., Mazzolani F. M., Plumier A. And Sedlacek G.: Background document on the q factors of dissipative earthquake resistant structures, Background documents for Eurocode 8 Part 1 – Volume 2 – Design rules – Specific rules for steel structures, pp. 128-133, Commission of the European Communities, 1988.
- 5. Ballio G. and Castiglioni C. A.: A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, pp. 75-101, Elsevier, 1995.
- Bernuzzi C., Calado L. and Castiglioni C. A.: Ductility and load carrying capacity prediction of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading, Journal of earthquake engineering, vol. 1, no. 2, pp. 401-432, 1997.
- Black R. G., Wenger W. A. and Popov E. P.: Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal. Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earth. Eng. Research Center. Univ. of California, 1980.
- 8. Calado L. and Azevedo J.: A model for predicting the failure of structural steel elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 14, issue 1, pp. 41-64, 1989.
- Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3rd International workshop on connections in steel structures, Trento, pp. 371-380, 1995.
- 10. Calado L. and Castiglioni C.A.: Steel beam-to-column connections under low-cyclic fatigue experimental and numerical research, Proceedings of XI world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
- 11. Calado L., Castiglioni C. A. and Bernuzzi C.: Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: Experimental and numerical analysis, AISC, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 244-256, October 22-25, Roanoke, VA, 2000.
- 12. Calado L., Ferreira J. and Feligioni S.: Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
- Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
- 14. Chopra A. K.: Dynamics of structures Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
- 15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode Basis of structural design, 2001.
- 16. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
- 17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
- 18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, 2003.

38 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

- 19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
- 20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
- 21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.
- 22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
- Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
- 24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
- 25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
- Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Sommavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.
- 27. Stahlbau Kalender 2004, 1A Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
- 28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
- 29. Vayas I.: Design of braced frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
- 30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
- 31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

2 LIGAÇÕES INERD EM U

2.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Programa Europeu de Investigação 7210-PR-316 com a denominação "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project", foram apresentados dois sistemas inovadores de ligação dissipativa, nomeadamente uma ligação por cavilha e chapa em U. Este capítulo dá a conhecer o contexto do sistema de ligação INERD por chapa em U com um exemplo de aplicação.

2.2 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO EM U

As estruturas metálicas resistentes a sismos são dimensionadas para serem firmes, robustas e dúcteis. Os requisitos de firmeza impostos servem para limitar danos não estruturais em caso de sismos de menor ou de média gravidade e limitar efeitos de instabilidade, os de robustez para assegurar a capacidade da estrutura de resistir em segurança aos efeitos das ações e os de ductibilidade para dissipar parte da fonte de energia sísmica através de deformações não lineares e, assim, reduzir os efeitos dessas ações. Os pórticos convencionais, tanto com е sem contraventamentos, têm certas desvantagens relativamente aos critérios de conceção acima descritos. Além disso, os pórticos contraventados amplamente utilizados na Europa enfrentam os seguintes problemas após sismos invulgarmente fortes que originam um certo grau de danos: a) nos pórticos com contraventamentos concêntricos, a necessidade de reforçar ou substituir os contraventamentos danificados ou encurvados que têm um determinado comprimento e são difíceis de manobrar, b) nos pórticos com contraventamentos excêntricos, a necessidade de reforçar e reparar os elos ou as vigas que fazem parte do sistema principal que suporta as cargas gravíticas. Esses trabalhos requerem, portanto, uma perícia assinalável e estão associados a custos de material e de mão de obra elevados.

Uma abordagem alternativa seria permitir a dissipação de energia nas ligações e não nos elementos estruturais. A introdução de ligações flexíveis de resistência parcial nas estruturas com pórticos simples é sobejamente conhecida. Contudo, a aplicação de ligações semirrígidas em estruturas com pórtico simples está associada a graves problemas. De facto, as estruturas com pórticos são geralmente sistemas estruturais flexíveis, pelo que as limitações de deslocamento lateral em condições de serviço são, em muitos casos práticos, os critérios de projeto predominantes. A introdução de ligações semi-rígidas aumenta ainda mais a flexibilidade estrutural e agravaria os problemas, que não seriam solucionados através da seleção de perfis mais pesados para as vigas e pilares.

40 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO EM U	

Por estas razões, as ligações dissipativas são mais adequadas para estruturas com pórticos contraventados. Tais estruturas são geralmente rígidas o suficiente para suportar deslocamentos laterais, pelo que a introdução de ligações flexíveis não iria prejudicar o seu comportamento em geral. Pelo contrário, as ligações flexíveis podem proteger os contraventamentos de encurvaduras e, portanto, aumentar a ductibilidade no seu todo. Além disso, os trabalhos de reparação após fortes abalos sísmicos concentrar-se-iam nas ligações e seriam mais fáceis de executar.

Na estrutura do projeto de investigação INERD, foram desenvolvidas ligações (INERD) dissipativas adequadas para pórticos contraventados. As vantagens dos pórticos contraventados com ligações INERD, quando comparadas com pórticos contraventados convencionais, podem ser resumidas da seguinte forma:

- Maior conformidade com os critérios de projeto de resistência sísmica.
- Proteção dos contraventamentos de compressão contra encurvaduras.
- Ativação de todos os contraventamentos, tanto os de compressão como os de tração, mesmo nos deslocamentos de pisos de grandes dimensões.
- Limitação da ação não linear em peças pequenas que podem ser facilmente substituídas.
- Possibilidade de reparação fácil e pouco dispendiosa após abalos sísmicos de grande intensidade, caso seja necessário.
- Redução dos custos gerais com as estruturas para o mesmo nível de desempenho.

As ligações em U consistem numa ou duas chapas espessas dobradas em forma de U que unem o contraventamento ao membro adjacente (Fig. 2.1). Também aqui, a dissipação da energia ocorre na(s) chapa(s) dobrada(s).

A vantagem destas ligações é que, mediante o dimensionamento apropriado, as deformações não lineares ficam limitadas às zonas exatamente predeterminadas, as cavilhas ou as chapas em U, ao passo que as peças adjacentes permanecem elásticas. Consequentemente, os contraventamentos ficam protegidos de se encurvarem e os danos limitados às cavilhas e chapas em U. Esta são peças pequenas que podem ser facilmente substituídas se ficarem muito deformadas após um abalo de invulgar intensidade.



Fig. 2.1: Ligações INERD em U

2.3 MODELOS DE ESTADOS LIMITE

O projeto de conceção das ligações em U é controlado essencialmente pela respetiva capacidade de deformação. O deslocamento máximo que poderia ser imposto de forma segura à estrutura é igual a 120 mm, este caso se recorra à gama de configurações em U validadas no âmbito do projeto INERD. É possível, obviamente, desenvolver outras configurações mediante pedido destinadas a alcançar desempenhos específicos ao variar a espessura e o raio de curvatura da chapa em U e tendo em consideração as limitações práticas relacionadas com as propriedades dos materiais e a tecnologia de fabrico das mesmas. Estas geometrias não normalizadas teriam de ser, contudo, sempre validadas de forma específica por modelos numéricos com recurso aos Elementos Finitos (FE) da chapa ou através de ensaios. Sugere-se então que se avalie primeiro a possibilidade de recorrer a configurações previamente validadas.

2.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES EM U

As ligações em U têm sido amplamente validadas através de ensaios experimentais no âmbito do projeto INERD. Os ensaios têm sido realizados ao nível local das ligações e ao nível de um pórtico contraventado em geral.

Os parâmetros considerados (Fig. 2.2) para otimizar tal ligação são maioritariamente geométricos:

- R : raio
- B : Comprimento da chapa
- e : Espessura
- Posição : sentido da carga

Na Tabela 2.1 consta a série de parâmetros validados.

42 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores PROJETO SÍSMICO DE UM PÓRTICO



Fig. 2.2: Definição dos parâmetros para ligações em U

type	R	В	е	angle	position
2	100	160	25	45	$ \subset $
3	100	160	25	50	\subset
4	100	160	30	50	$ \subset $
5	125	160	30	50	$ \subset $
6	125	160	25	30	\subset
7	125	160	25	45	\subset
8	125	160	25	50	$\langle \neg \rangle$
9	125	160	25	30	\checkmark
10	125	160	25	39	\checkmark
11	125	160	25	45	
12	125	160	30	39	

Tabela 2.1:: Gama de dimensões possíveis

Ainda que todas as configurações supramencionadas tenham sido validadas, são dadas algumas sugestões quanto à escolha ideal:

Um raio de 100 mm permite dissipar melhor a energia do que o raio de 125 mm para a mesma espessura (ambas de 25 mm e 30 mm) e configuração do dispositivo (U1 ou U2). O melhor comportamento das ligações em U consegue-se com uma espessura maior (por exemplo, 30 mm) e um raio pequeno (por exemplo, 100 mm). Isto torna-se evidente porque o aumento da espessura e a redução do raio confere ao dispositivo maior rigidez de curvatura. Assim, em jeito de conclusão geral, podemos afirmar que se pode obter o melhor desempenho do dispositivo em U aumentando a espessura e reduzindo o raio.

2.5 PROJETO SÍSMICO DE UM PÓRTICO

Nesta secção apresentamos um exemplo de projeto sísmico do pórtico de um edifício. São usados métodos de forças laterais equivalentes aos da norma EN1998-1-1. Para as ligações do dispositivo em U dos contraventamentos, dispositivos dissipativos, uma vez que nesta fase não existe nenhum modelo de

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 43
LIGAÇÕES INERD EM U
 -

dimensionamento disponível, a seleção do dispositivo adequado baseia-se nos resultados dos ensaios do projeto de investigação INERD.

2.5.1 Descrição do edifício e da conceção estrutural

O edifício utilizado neste exemplo de dimensionamento é composto por quatro pisos. A Fig. 2.3 apresenta as principais dimensões geométricas do edifício. A categoria de utilização do edifício é indicada como de escritórios.



Fig. 2.3: Geometria do edifício utilizado no exemplo do projeto de conceção

A estrutura do edificado é composto por pórticos com contraventamentos concêntricos onde se implementa a ligação em U como solução para unir os contraventamentos aos pilares. A ligação em U é o componente dissipativo da estrutura. São utilizados 4 contraventamentos por cada direção, distribuídos conforme ilustra a Fig. 2.4. Inicialmente, foram considerados apenas 2 contraventamentos, no entanto, devido à amplitude das forças sísmicas e à limitação da resistência da ligação em U, tomou-se a decisão de optar por 4 contraventamentos em cada direção. Aqui, apresentamos apenas a opção final.







a) Vista em planta

b) Exemplo de pórtico com contraventamentos (AL. 4)

Fig. 2.4: Conceção estrutural do edifício

Na Tabela 2.2 está uma síntese dos materiais dos diferentes elementos do edifício. Parte-se do princípio que a laje mista trabalha numa direção (direção X de acordo com a Fig. 2.4).

Elemento	Material			
Pilares	S355			
Viga				
Contraventamentos				
Laje	Mista			
	Betão C20/25			
	Chapa de aço de 1mm com 73mm de			
	altura			
	Altura total da laje 150mm			
Ligação em U	De acordo com o projeto INERD			

Tabela	2.2:	Materiais	dos	elementos	estruturais
labela	2.2.	materials	u03	cicilicii 103	contanana

2.5.2 Cargas e ação sísmica

As cargas, base do cálculo da massa sísmica, constam na Tabela 2.3 e na Tabela 2.4.

Peso próprio		Restantes cargas permanentes (RCP)			
Peso próprio dos elementos de aço 78,5 kN/m ³ + 10% para as ligações, reforços	78,5 kN/m ³ + 10% para as	Serviço	Piso intermédio	0,7 kN/m ²	
	Teto Pisos	Último piso	1 kN/m²		
Peso próprio da laje mista	2,75 kN/m ²	Paredes p	periféricas	4 kN/m	

Tabela 2.3: Cargas permanentes

Escritórios	3 kN/m ²	
Divisórias amovíveis	0,8 kN/m ²	
Telhado acessível	3 kN/m ²	

A acção sísmica é fornecida na Tabela 2.5. Quanto ao coeficiente de comportamento da ligação em U, não existe um valor determinado no projeto INERD, pelo que o valor apresentado é baseado na experiência e nos resultados experimentais do projeto INERD. Estes valores terão de ser posteriormente verificados. A componente vertical da ação sísmica foi ignorada.

Tabola 2.0. Bonnişde de dişde elenmed					
Coeficiente de importância, γι	1,0				
Aceleração máxima à superfície, a _{gR}	0,24g				
Terreno tipo B	S	Τ _Β	T _C	T_{D}	
Espectro tipo 1	1,00	0,15s	0,50s	2,00s	
Coeficiente do limite inferior, β	0,2				
Coeficiente de comportamento, q	3				

Tabela 2.5: Definição de ação sísmica

2.5.3 Pré-dimensionamento baseado nas cargas gravíticas

Antes do projeto de resistência símica, os pilares e as vigas dos elementos estruturais foram previamente dimensionados de acordo com a norma EN 1993-1.1. Os resultados do pré-dimensionamento desses elementos são apresentados na Tabela 2.6. As secções transversais dos pilares foram escolhidas com margem para aguentar a compressão axial em virtude das cargas símicas. Quanto à escolha dos perfis para os pilares e as vigas, foi decidido o seguinte: i) pilares uniformes, todos os pilares com o mesmo perfil; ii) vigas com diferentes perfis dependendo da direção.

Pilares	HEB 260
Vigas na direcção X	IPE 500
Vigas na direcção Y	IPE 360

46 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
PROJETO SÍSMICO DE UM PÓRTICO	

2.5.4 Projeto sísmico

As forças sísmicas na estrutura edificada foram determinadas de acordo com os princípios do método de força lateral previstos na norma EN 1998-1-1. O procedimento pode ser dividido em vários passos. Os resultados destes cálculos são os que adiante apresentamos.

Determinação da massa sísmica

A massa sísmica resulta das ações gravíticas no edifício e é quantificada a partir da seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$
 Eq. (2.1)

Na Tabela 2.7 é dada a massa sísmica total por piso determinada de acordo com a equação (2.1) e as cargas indicadas em 2.5.2.

Piso	Massa sísmica, m [ton]			
1	323,67			
2	323,67			
3	323,67			
4	301,44			
Total	1272,45			

Tabela 2.7: Massa sísmica do edifício de 4 pisos

Determinação do corte na base

De acordo com o método de força lateral e a ação sísmica (Tabela 2.5), estimou-se a força de corte na base. As equações (2.2) a (2.6) foram usadas para determinar: o período fundamental da estrutura, a pseudo-aceleração do projeto de conceção e a força de corte na base. Na Tabela 2.8 são apresentados os resultados obtidos.

$T_1 = C_t H^{2/3}$	Eq. (2.2)
$C_t = 0,05$	Eq. (2.3)
$a_g = \gamma_I a_{gR}$	Eq. (2.4)
$T_B \le T \le T_C \colon S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$	Eq. (2.5)
$F_b = S_d(T_1)m\lambda$	Eq. (2.6)

Tabela 2.8: Resultados do cálculo da força de corte na base

H [m]	Ct	T ₁ [s]	a _g [m/s2]	S _d (T ₁) [m/s ²]	λ	F₀ [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 47
LIGAÇÕES INERD EM U

Distribuição das cargas sísmicas pelos pórticos contraventados

Os pórticos contraventados têm a mesma rigidez, por conseguinte foi considerada uma distribuição uniforme da força de corte na base entre estes pórticos. Uma vez que a estrutura é perfeitamente simétrica, apenas foi tido em consideração a excentricidade acidental (0,05L) para a torção global da estrutura e a consequente amplificação das forças horizontais. Na Tabela 2.9 são apresentadas as forças por pórtico contraventado. Dado que a planta da estrutura é quadrangular e os pórticos contraventadas estão em igualdade posicional relativamente ao centro geométrico, as forças distribuídas são iguais em ambas as direções.

Pórtico	F _b [kN]	X [m]	L [m]	δ	F _b ' [kN]
1					
4	1061.05	12	24	1.05	111/ 1
A	1001,05	12	24	1,00	1114,1
D					

Distribuição das forças sísmicas por piso

A distribuição das massas por piso é realizada com base na massa de cada piso e a altura do piso ao chão, conforme indicado em Eq. (2.7). Na Tabela 2.10 são apresentadas as forças por piso.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

Eq. (2.7)

	3	, ,	•
Piso	z _i [m]	m*z _i [ton.m]	F _i [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	Σm*z _i	12591	

2.5.5 Seleção da ligação em U

A escolha da ligação em U para as ligações dos contraventamentos aos pilares foi feita usando os resultados dos ensaios do projeto de investigação INERD. De acordo com as forças sísmicas em cada piso e em cada pórtico contraventado, e considerando que os contraventamentos de compressão e de tração estão ativos, foram calculadas as forças em cada ligação. De salientar que as forças nos contraventamentos é cumulativa com a descida aos pisos inferiores. Na Tabela 2.11 são apresentadas as forças na utilização de cada ligação. A escolha da ligação em

48 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
PROJETO SÍSMICO DE UM PÓRTICO	

U foi então feita de acordo com a capacidade da ligação testada no projeto INERD. Esta última encontra-se também incluída na tabela. A ID da ligação é o nome da amostra testada no âmbito do projeto de investigação INERD (Tabela 2.1).

Piso	F _{Brac,con} [kN]	ID da ligação	F _{con,Test} [kN]		
4	119	Mola 3	144		
3	215	Mola 10	260		
2	279	Mola 12	390		
1	311	Mola 12	390		

Tabela 2.11: Seleção da ligação em U para os contraventamentos

2.5.6 Projeto do edifício para cargas sísmicas

A conceção final dos elementos do edifício (pilares e contraventamentos) dependentes das cargas sísmicas foi baseada nos princípios de dimensionamento por capacidade resistente. Por conseguinte, os esforços de cálculo não eram resultantes da carga sísmica, mas sim da resistência da ligação em U. Então, e dado que a resistência da ligação em U é o valor do ensaio e não os valores nominais de cálculo, assumiu-se que o coeficiente de sobrerresistência (γ_{ov}) era igual a 1. Conforme referido, o projeto de conceção dos elementos de aço foi executado de acordo com a norma EN 1993-1-1. Uma vez que o perfil dos pilares não foi alterado relativamente ao dimensionamento apresentado em 2.5.3, na Tabela 2.12 são apresentados apenas os derradeiros contraventamentos. As verificações que condicionam o dimensionamento dos contraventamentos é a resistência à encurvadura por flexão. Esta resstência é apresentada na Tabela 2.12.

Piso	Perfil	N _{b,Rd} [kN]
4	HEA 120	186
3	HEA 140	298
2	HEA 160	447
1	HEA 160	447

Tabela 2.12: Dimensionamento	final dos	contraventamentos
		oontraventamentos

A Tabela 2.13 e a Tabela 2.14 fornecem detalhes das verificações feitas sobre a limitação dos efeitos P- Δ de acordo com a norma EN 1998-1-1. O deslocamento entre pisos θ , calculado de acordo com a equação (2.8), para todos os pisos está bastante abaixo do limite (0,1) e, por conseguinte, os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados.

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \le 0,10$$
 Eq. (2.8)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 49
LIGAÇÕES INERD EM U

Método de força lateral $E_s + G + \Psi_{Ei}$.Q			a lateral $E_s + G + \Psi_{Ei}Q$ $G + \Psi EiQ$				
Piso	d _i [m]	d _r [m] (d _i -d _{i-1})	V _i [kN]	V _{tot} [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,86E-03	1,46E-02	142,5	1386,0	6241,4	4	0 016
2	9,66E-03	1,44E-02	285,0	1243,5	4653,7	4	0 014
3	1,49E-02	1,58E-02	427,5	958,5	3066,2	4	0 013
4	1,93E-02	1,31E-02	531,0	531,0	1478,6	4	0 009

Tabela 2.13: Sensibilidade a efeitos de 2ª ordem para pórticos na direção X

Tabela 2.14: Sensibilidade a efeitos de 2ª ordem para pórticos na direção Y

Métod	o de força la	ateral	$E_s + G + \Psi_{Ei}Q$			G+ΨEi.Q	
Piso	d _i [m]	d _r [m] (d _i -d _{i-1})	V _i [kN]	V _{tot} [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,51E-03	0 014	142,5	1386,0	6241,4	4	0 015
2	9,42E-03	0 015	285,0	1243,5	4653,8	4	0 014
3	1,46E-02	0 016	427,5	958,5	3066,2	4	0 013
4	1,89E-02	0 013	531,0	531,0	1478,6	4	0 009

2.6 ÁREA DE APLICAÇÃO

Devido à sua deformabilidade relativamente elevada, a utilização da ligação INERD em U é essencialmente apropriada para estruturas que se revelaram não ser demasiado sensíveis a grandes exigências de deslocamento, na maior parte das vezes edifícios de vários pisos com um número limitado de pisos (geralmente com 4 a 6 no máximo dependendo da configuração da ligação em U).

2.7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
- 2 AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
- 3 Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.
- 4 Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
- 5 Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
- 6 ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
- 7 ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.
- 8 Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.

- 9 Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. Composite Construction in Steel and Concrete IV Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 June 2, Banff, Alberta, 947-958.
- 10 Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal AISC Vol. 3.
- 11 Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. Journal of Struct. Engrg., ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
- 12 Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
- 13 Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon, London.
- 14 prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
- 15 prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
- 16 prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
- 17 prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
- 18 prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
- 19 Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.
- 20 Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. http://nisee.berkeley.edu/turkey.
- 21 Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
- 22 Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft storey in reinforced concrete structures submitted to earthquake", in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
- 23 Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., "Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- 24 Doneux C., Plumier A., "Mitigation of seismic soft storey failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- 25 Vayas I., Thanopoulos P., "Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
- 26 Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., "Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles ", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- 27 Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., "Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames", in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.

- 28 Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- 29 Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
- 30 Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
- 31 Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
- 32 Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
- 33 Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
- 34 Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.

52 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

3 LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

3.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Programa de Investigação Europeu RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" (Acrónimo: FUSEIS), foram introduzidos dois sistemas dissipativos inovadores, designados por FUSEIS 1 e FUSEIS 2, com o desenvolvimento das regras de projeto pertinentes [1][12]. Dependendo da geometria do fusível, o sistema FUSEIS 1 divide-se ainda em dois tipos: Ligadores de viga FUSEIS e ligadores de cavilha FUSEIS. O presente relatório abrange o sistema de ligadores de vigas FUSEIS, enquanto que para o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS existe o respetivo relatório.

3.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

O sistema de ligadores de vigas FUSEIS é composto por dois pilares fortes pouco afastados e rigidamente interligados por várias vigas. As vigas vão de pilar a pilar e podem ter tipos de secções transversais diferentes, como por exemplo RHS, SHS, CHS ou secções em I. A disposição geral é exibida esquematicamente na Fig. 3.1. O sistema de ligadores de vigas FUSEIS resiste a cargas laterais como uma viga Vierendeel vertical, principalmente através da flexão e corte combinados das vigas e dos esforços axiais dos pilares. Os elementos dissipativos do sistema são as secções de vigas entre os pilares. Estes elementos não estão geralmente sujeitos a cargas verticais uma vez que se encontram entre os níveis dos pisos.





Fig. 3.1: Sistema de ligadores de vigas FUSEIS: disposição geral

Fig. 3.2: Montagem exemplificativa numa estrutura porticada metálica

54 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

A resistência sísmica de um edifício pode ser obtida equipando-se o mesmo de forma adequada com uma série de sistemas desse tipo nas direções relevantes. Ver a Fig. 3.2 para uma montagem exemplar de diversos sistemas de ligadores de vigas FUSEIS numa estrutura de aço. Quando as ligações viga-pilar do edifício são articuladas, este sistema fornece, isoladamente, a resistência sísmica do edifício. Quando as ligações são rígidas ou semi-rígidas, funciona em combinação com o pórtico simples em geral. Em ambos os casos, as ligações da viga aos pilares do sistema devem ser articuladas, uma vez que o sistema de ligadores de vigas FUSEIS não se destina a a resistir parte da carga gravítica da estrutura.

Com o objetivo de minimizar danos, são propostas ligações articuladas nas secções da fundação nas bases dos pilares. Para edifícios com múltiplos pisos, as bases dos pilares podem ser consideradas como apoios fixos ou encastrados, sendo que a diferença em resposta não é significativa conforme revelado por investigações analíticas. As ligações de ligador de viga a pilar são formadas de forma rígida para permitir a ação Vierendeel e foram concebidas para terem sobrerresistência suficiente de forma a obter absorção de energia apenas nos ligadores de vigas FUSEIS. Deverão utilizar-se ligações de chapa de extremidade aparafusada que permitem uma substituição fácil dos ligadores de vigas.

As vigas podem ter secções fechadas (RHS) ou secções abertas (secções I ou H). Considerando uma altura de piso típica de 3,4 m, podem colocar-se quatro ou cinco ligadores de vigas por piso. A sua altura de viga depende da rigidez requerida prevendo deixar o espaçamento vertical necessário entre eles. As secções RHS são mais vantajosas do que as secções abertas devido à sua maior resistência, rigidez de flexão e de torção. As secções de vigas podem variar entre pisos, acompanhando o aumento do esforço entre pisos desde o topo até à base do edifício. As vigas poderão variar igualmente dentro do mesmo piso, quer no que respeita às suas secções transversais quer aos seus comprimentos ln, ver a Fig. 3.3. Os pilares podem ser de secção aberta ou fechada. As secções abertas são mais vantajosas, uma vez que oferecem uma ligação mais fácil às vigas. Quando se utilizam secções fechadas, pode soldar-se às mesmas uma secção T de forma a oferecer a vantagem de uma ligação mais fácil.



Fig. 3.3: Ajuste do sistema de ligadores de vigas FUSEIS ao deslocamento entre pisos através da variação do comprimento das vigas (esquerda) ou da secção transversal (direita)

A desvantagem mais visível das tipologias de estrutura convencionais, tais como MRF, CBF ou EBF, é a sua incapacidade de serem reparadas após um evento sísmico intenso. Relativamente aos pórticos simples, as vigas e as suas ligações têm de ser trocadas. Uma vez que ambos estes elementos pertencem ao sistema resistente a carga gravítica, a sua substituição é difícil. Em estruturas com escoras excêntricas, os ligadores, que são partes curtas das vigas, têm de ser substituídos. O dano em pórticos com contraventamentos centrados é esperado nos contraventamentos que são também difíceis de substituir devido ao elevado comprimento e peso. Estes sistemas estruturais convencionais podem ser substituídos pelos inovadores ligadores de vigas FUSEIS. Pelo presente, o novo sistema tem as seguintes vantagens:

- A deformação não linear ocorre apenas nos elementos ligadores de vigas dissipativos.
- Caso haja deformação plástica, os ligadores de vigas podem ser facilmente substituídos uma vez que não fazem parte do sistema resistente a cargas gravíticas e são, ainda, fáceis de manusear
- Para manter a disposição arquitetónica não afetada pelo sistema de resistência à ação sísmica, o sistema de ligadores de vigas FUSEIS pode ser posicionado em pequenas áreas do edifício.
- Ao mesmo tempo, os ligadores de vigas podem ser utilizados como peças visíveis do edifício para indicar o seu sistema de resistência à ação sísmica.
- Para secções selecionadas de forma apropriada dos ligadores de vigas FUSEIS, pode obter-se plastificação sequencial

Para assegurar que a dissipação de energia apenas ocorre nos ligadores de vigas, as ligações de ligador de viga a pilar são formadas de forma rígida e têm uma sobrerresistência suficiente. Além disso, os ligadores de vigas estão presos através de chapas finais aparafusadas, permitindo uma substituição fácil caso os ligadores de vigas se deformem após um evento sísmico.

Com o objetivo de proteger a ligação viga a pilar contra cedência e rotura, os ligadores de vigas FUSEIS devem ser calculados de forma a que a rótula plástica se forme longe da área de ligação. Por esse motivo, estão previstas secções de vigas reduzidas (RBS) na extremidade das vigas, ver Fig. 3.4. Formas constantes, cónicas ou radiais são possíveis para reduzir a área da secção transversal. Por forma a minimizar as concentrações de tensões, o corte radial é preferível a outros tipos de cortes. O comprimento típico das rótulas plásticas em vigas de aço tem o valor de metade da altura da viga. Por esse motivo, a reduzida secção da viga, onde a rótula plástica se deverá formar, deverá estar localizada pelo menos afastada essa distância da ligação. Como alternativa à redução da secção da viga, a região da ligação pode ser reforçada através de chapas adicionais.



Fig. 3.4: Tipos de secções diferentes para ligadores de vigas FUSEIS com secções de vigas reduzidas (RBS): Secção RHS ou SHS, CHS e IPE ou HEA

3.3 MODELOS DE ESTADO LIMITE

O sistema de ligadores de vigas FUSEIS funciona como uma viga Vierendeel vertical. O sistema estático teórico e as relações entre os esforços está esboçado na Fig. 3.5. Considerando rótulas nos pontos médios das vigas e pilares entre os ligadores de vigas, os esforços para carga horizontal no estado elástico podem derivar da estática como se segue:

Pilares

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L}$$
 Eq. (3.1)

$$V_C = \frac{V_{story}}{2}$$
 Eq. (3.2)

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{story} \cdot h}{4}$$
 Eq. (3.3)

Vigas

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{story} \cdot \frac{h}{L}$$
 Eq. (3.5)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 57 LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

em que

 M_{ov} = o momento de derrubamento da estrutura.

V_{story} = esforço entre pisos

L = distância axial entre pilares

H = distância vertical dos ligadores de vigas FUSEIS

As Equações acima mostram que dentro de um piso os esforços e momentos dos pilares e das vigas permanecem constantes, sendo que os esforços axiais dos momentos dos pilares aumentam linearmente do topo para a base.





3.4 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

3.4.1 Investigações experimentais sobre ligadores de viga individuais

3.4.1.1 Configuração experimental e ligadores de viga ensaiados

Ensaios no sistema de ligadores de vigas FUSEIS foram efetuados durante dois projetos europeus, denominados projetos FUSEIS [12] e MATCH [26]. Os ligadores

58 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

de vigas foram investigados individualmente conforme descrito nesta secção. Mas também montados e ligados a pilares fortes tal como reportado na secção 4.2. No total foram efetuados 40 ensaios para ligadores de vigas individuais, 23 ensaios durante o projeto FUSEIS e 17 durante o projeto MATCH. O programa de ensaios abrangeu variações dos tipos de secções, material, comprimento dos ligadores de vigas e condições de carga. Foram colocados ligadores de vigas individuais entre duas vigas de alma cheia pertencentes a um pórtico articuladonas quatro extremidades por ligações aparafusadas. Um atuador de carga com uma capacidade de \pm 200 mm foi preso à viga de alma cheia superior do pórtico de ensaio de tal forma que poderia ser movido horizontalmente, conforme mostrado na Fig. 3.6. Para estabilidade lateral foi montado um painel deslizante no lado, tal como se pode ver na Fig. 3.7.



Fig. 3.6: Ilustração da configuração do pórtico de ensaio para o ensaio de ligadores de vigas individuais



Fig. 3.7: Imagem da configuração do pórtico de ensaio com suporte lateral

3.4.1.2 Resultados dos ensaios monotónicos

Provetes de ensaio longos com um comprimento de ligador de viga de 900 mm revelaram um comportamento muito dúctil com deslocamentos máximos de mais de 150 mm antes do colapso. Em comparação com esses provetes, o deslocamento máximo dos provetes mais curtos com um comprimento de 500 mm atingiu cerca de 80 mm, em que o efeito de endurecimento após exceder o domínio elástico foi muito mais significativo no caso das secções em I do que CHS. Isto deveu-se muito provavelmente ao elevado grau de utilização de esforço transverso. A Fig. 3.8 mostra uma curva monotónica e um padrão de danos exemplares para um ligador de viga FUSEIS de secção transversal IPE.





Fig. 3.8: Comportamento histerético e padrão de danos exemplares para carga monotónica

3.4.1.3 Resultados de ensaios cíclicos

Como referência para o procedimento de ensaio, foi utilizada a recomendação ECCS para avaliar o comportamento de elementos de aço estruturais sob cargas cíclicas [14]. O valor máximo de deslocamento de 60 mm (4% de deslocamento entre pisos) apenas foi alcançado com alguns dos ligadores de vigas FUSEIS. Outros ligadores de vigas não conseguiram alcançar este nível de deslocamento máximo. Contudo, a maior parte dos ligadores de vigas revelaram um comportamento muito dúctil durante carga cíclica. Apesar de as fissuras e efeitos de encurvadura terem ocorrido bastante cedo durante alguns dos ensaios - em deslocamentos de cerca de 20 a 30 mm - foi alcançada uma elevada ductilidade. Na maior parte dos casos observou-se um comportamento dúctil distinto com fissuras no material base e uma lenta propagação de fissuras. As localizações e formas de encurvadura dependeram fortemente da secção transversal, do comprimento do provete e da magnitude da carga. Os pontos nos quais ocorrem as primeiras fissuras dependem em geral destas encurvaduras. Apenas alguns provetes falharam na área da zona afetada pelo calor e observou-se uma rotura menos dúctil. As principais observações da execução dos ensaios podem ser resumidas como se segue:

 As curvas de carga-deslocamento entre provetes do mesmo tipo tiveram diferenças significativas. 60 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

- Apareceram fissuras muito cedo em alguns dos provetes. De qualquer das formas, apesar das fissuras, os provetes ainda atingiram capacidade resistentes significativas.
- A soldadura de ângulo inicial dos perfis SHS não foi suficiente. Recomenda-se a utilização de soldas de topo de cordão completo em vez de soldas angulares.



Fig. 3.9: Comportamento histerético e padrão de danos exemplares para a secção em I (esquerda) e perfil CHS (direita)

A Fig. 3.9 mostra algumas curvas histeréticas e padrão de danos exemplares para um ligador de viga FUSEIS de secção transversal IPE e CHS. Na maior parte dos casos, as fissuras e efeitos de encurvadura resultaram numa degradação das curvas de deslocamento de carga cíclicas e consequentemente numa reduzida dissipação de energia por ciclo, o que está exibido na Fig. 3.10. A dissipação de energia acumulada está exibida na Fig. 3.11. A comparação da energia total dissipada de todos os ligadores de vigas FUSEIS está indicada na Fig. 3.12.




Fig. 3.10: Resultados do ensaio cíclico dos ligadores de vigas FUSEIS: energia dissipada por ciclo



Fig. 3.11: Resultados do ensaio cíclico dos ligadores de vigas FUSEIS: energia dissipada acumulada

62 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS





3.4.2 Investigações experimentais sobre estruturas gerais com ligadores de vigas FUSEIS

3.4.2.1 Configuração experimental e estruturas ensaiadas

Dois ensaios à escala real em pórticos com ligadores de vigas FUSEIS foram efetuados no Laboratory of Steel Structures of NTUA [1]. A estrutura de ensaio foi composta por dois pilares fortes com espaçamento próximo, rigidamente ligados por cinco vigas, conforme ilustrado na Fig. 3.13. As medidas do pórtico corresponderam a uma pórtico de edifício real: a sua altura é 3,4 m e a distância entre as linhas centrais dos pilares é de 1,50 m. Os pilares do pórtico de ensaio foram ligados ao banco de ensaio por ligações de cavilha. A carga cíclica foi aplicada através de um atuador hidráulico posicionado horizontalmente entre a base dos pilares e uma base através de duas rótulas.



Fig. 3.13: Vista lateral da estrutura de ensaio com cinco ligadores de vigas individuais (esquerda) e detalhes da fixação dos ligadores de vigas individuais a pilares fortes (direita)

3.4.2.2 Resultados dos ensaios

Todos os provetes do ensaio mostraram uma boa capacidade de deformação plástica. É notável que a resistência do sistema tenha continuado a aumentar após as plastificações iniciais e durante as subsequenciais, maioritariamente devido a endurecimento sem perder a sua estabilidade. Deformações plásticas ocorreram dentro dos ligadores de vigas FUSEIS apenas, enquanto que os pilares permaneceram elásticos e sem danos até conclusão do último ensaio. O tempo necessário para substituir um ligador de viga foi de aproximadamente 60 minutos.

A cedência dos provetes de viga começou na área "dog-bone". Observaram-se roturas dúcteis na curva dos "dog-bones" e, por fim, a altura da viga reduziu-se na mesma posição, uma vez que a deformação dos provetes aumentou. Depois de exibir a sua força máxima, a carga degradou gradualmente com distorção dos "dog-bones". Todas as estruturas alcançaram um deslocamento entre pisos entre 2% e 4%. Geralmente, para as secções fechadas observou-se que a carga degradou mais gradualmente quando comparada com a das secções IPE devido a resistência adicional oferecida pelas almas. Especificamente, as secções CHS comportaram-se ainda melhor uma vez que a plastificação foi distribuída ao longo da circunferência da secção. A formação de rótulas durante as experiências foi claramente visível nas fotografias tiradas por uma câmara térmica onde as regiões a vermelho indicam valores de temperatura mais elevados nos "dog-bones". Fig. 3.14 mostra fotografias



dos ligadores de vigas deformados. Um comportamento histerético exemplar das estruturas totais está exibido na Fig. 3.15.



Fig. 3.14: Fotografias dos ligadores de vigas FUSEIS deformados: (a) Vigas IPE (b) Vigas SHS (c) Vigas CHS



Test A1 - IPE 120,140,160,180 - Length 600mm

Fig. 3.15: Histerese exemplar da estrutura equipada com vigas IPE

3.4.2.3 Comparação entre esforços transversos experimentais e teóricos

Investigações experimentais revelaram que o sistema com provetes de vigas funciona como uma viga Vierendeel vertical. Resiste a cargas laterais, principalmente por momentos fletores das vigas e aos esforços axiais dos pilares. Considerando rótulas nos pontos médios das vigas e pilares, os esforços para carga horizontal no estado elástico podem derivar da estática. O esforço transverso devido ao momento resistente M_{pl,Rd} nas extremidades das vigas calcula-se como se segue:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}}$$
 Eq. (3.6)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 65
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

em que $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ é o valor do cálculo do momento resistente da secção da viga reduzida (RBS) do ligador de viga FUSEIS, l_{RBS} é a distância axial entre as localizações RBS e *L* é a distância axial dos pilares FUSEIS. Uma comparação entre os valores experimentais e teóricos está indicada no Tabela 3.1. Mostra que a teoria da viga Vierendeel consegue descrever um comportamento real de forma bastante satisfatória com uma subavaliação dos esforços transversos obtidos inferior a 25%.

Etiqueta de	Vexp	Vth	V _{exp} / V _{th}
ensaio			
A1	303,6	255,6	1,19
A2	349,9	298,0	1,17
A3	232,4	190,6	1,22
M1	367,0	345,8	1,06
M2	466,3	407,7	1,14
M3	349.4	305.0	1.15

Tabela 3.1: Esforços transversos experimentais vs teóricos

3.4.2.4 Dissipação de energia – Critérios de rotura

Por forma a se compreender melhor o efeito dos diferentes tipos de secções transversais sobre a dissipação de energia do sistema, é importante comparar os resultados gerais. As curvas de histerese de todos os provetes são bastante amplas indicando uma boa absorção de energia do sistema. A área envolvida por uma curva de histerese é uma medida da energia dissipada pelo sistema durante um ciclo de carga.

Relativamente aos ciclos elásticos até cedência, a energia absorvida foi muito pequena, por isso a quantidade de energia dissipada para cada teste foi calculada tendo em conta os ciclos depois de alcançada a força de cedência da estrutura. A força de cedência (V_{story}) da estrutura foi calculada analiticamente utilizando a verdadeira tensão no aço (f_y) tal como definido nas recomendações ECCS [14]. Os diagramas na Fig. 3.16 representam a energia média absorvida em cada 3 ciclos de igual amplitude, é evidente que o aumento da amplitude dos ciclos (ciclos plásticos) leva a um aumento da absorção de energia. A Fig. 3.17 mostra uma comparação da quantidade total de energia dissipada para todos os testes.

66 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE LIGADORES DE VIGAS FUSEIS



Fig. 3.16: Energia dissipada em kJ por ensaio



Fig. 3.17: Energia total dissipada em kJ

Numa tentativa de avaliar a progressão do dano acumulado durante os testes, foi aplicado o critério de rotura dos componentes de aço proposto por Calado e Castiglioni, 1996 [27]. De acordo com este critério, o parâmetro sem dimensão em η/η_0 limita-se a um valor constante de 0,5, em que η é a relação de energia na extremidade de cada ciclo e η_0 é o coeficiente de energia considerando que o ligador de vigas FUSEIS tem um comportamento elástico-perfeitamente plástico. Abaixo deste limite ocorre rotura. Este coeficiente foi calculado para todos os ciclos

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 67
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

de ensaios com ligadores de vigas FUSEIS (Fig. 3.18). Pode observar-se que o valor limite de 0,5 não foi excedido. Este resultado foi previsível e é justificado pelos efeitos de endurecimento significativos calculados analiticamente utilizando a verdadeira tensão no aço (fy) tal como definido nas recomendações ECCS [14].



Fig. 3.18: Critérios de rotura

3.5 REGRAS DE PROJETO

Conclusões de estudos analíticos e numéricos foram resumidas num guia de dimensionamento [1]. O guia de dimensionamento dá recomendações sobre a seleção e dimensionamento dos sistemas de ligadores de vigas FUSEIS apropriados. Baseia-se principalmente em disposições já contidas no Eurocódigo 3 e no Eurocódigo 8. Contudo, algumas cláusulas do Eurocódigo 8 estão apropriadamente reorganizadas de modo a abranger a utilização do sistema de ligadores de vigas FUSEIS pelas disposições normais do código.

3.5.1 Pré-dimensionamento

Tal como anteriormente mencionado, o sistema de ligadores de vigas FUSEIS funciona como uma viga Vierendeel vertical. No último estado limite todas as vigas atingem, como elementos dissipativos do sistema, a sua capacidade em termos de momento. Se o esforço transverso total do edifício for V_B, e V_{story} for o esforço entre pisos do sistema de ligadores de vigas FUSEIS, o número de sistemas a utilizar para um dimensionamento preliminar é igual a:

$$m = \frac{V_B}{V_{story}}$$
 Eq. (3.7)

As secções de pilares são escolhidas primariamente considerando a rigidez de forma a limitar efeitos de segunda ordem. Contudo, para sistemas de ligadores de vigas FUSEIS iguais a m, os pilares têm de resistir a, pelo menos, um esforço axial de $N_{c,Ed}$:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L}$$
 Eq. (3.8)

Em que M_{ov} é o momento de derrubamento da estrutura e L é a distância axial dos pilares do sistema de ligadores de vigas FUSEIS.

As secções transversais das vigas e pilares do sistema bem como o número necessário de sistemas não pode ser calculado isoladamente a partir de critérios de força. As deformações podem ser igualmente controladas de forma a limitar efeitos de segunda ordem. As disposições relevantes do código exigem para edifícios que o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos seja limitado a $\theta \le 0,1$, se forem ignorados efeitos de segunda ordem. Em qualquer caso deverá ser $\theta < 0,3$.

3.5.2 Projeto para análise elástica linear

(1) Para o cálculo convencional e sísmico dos edifícios de aço com sistemas de ligadores de vigas FUSEIS, aplicam-se o Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8. As regras seguintes são adicionais às indicadas nestes códigos.

(2) O método convencional para a determinação dos efeitos sísmicos para estruturas de edifícios é a análise por espectro de resposta modal, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e um espectro de cálculo. O espectro de cálculo deve ser definido de acordo com o Eurocódigo 8. O coeficiente de comportamento q máximo a ser utilizado é 5.

(3) As estruturas com sistemas de ligadores de vigas FUSEIS devem ser concebidas de forma a que os ligadores de vigas consigam dissipar energia através da formação de mecanismos de flexão plásticos. As regras a seguir apresentadas destinam-se a assegurar que a cedência irá ter lugar nos ligadores de vigas antes de qualquer cedência ou rotura em qualquer outro lugar. Os ligadores de vigas devem ser dimensionados de forma a resistir às forças da combinação sísmica mais desfavorável.

(4) Na análise linear, os deslocamentos induzidos pela ação sísmica de cálculo devem ser calculados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{Eq.} (3.9)$$

em que

- d_s = deslocamento de um ponto do sistema estrutural induzido pela ação sísmica de cálculo
- $q = q_{\mu}$ = coeficiente de comportamento que deve ser considerado igual ao fator de ductilidade em deslocamento (μ_d) se T₁ ≥ T_C
- d_e = deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, conforme determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Geralmente, a limitação do deslocamento entre pisos define o dimensionamento de uma estrutura com o sistema de ligadores de vigas FUSEIS, em que as relações de capacidade dos elementos dissipativos (Ω) são baixas. O cálculo do deslocamento entre pisos baseado em d_s é assim conservativo. Um fator de redução (q $_{\Omega}$) igual à relação de capacidade dos ligadores de vigas FUSEIS pode ser empregue como se segue:

Para uma análise não linear, estática ou dinâmica, os deslocamentos induzidos pela ação sísmica são os obtidos a partir da análise.

(5) Os elementos não dissipativos, as ligações do ligador de vigas FUSEIS aos pilares e os pilares do sistema devem ser dimensionados tendo em conta a sobrerresistência da secção Ω e o fator de sobrerresistência do material γ_{ov} .

(6) No atual estado da arte, um modelo espacial representando a estrutura 3-D é utilizado. As seguintes linhas de orientação do modelo podem ser seguidas:

- a) Os elementos ligadores de vigas FUSEIS podem ser representados por elementos finitos de ligação viga-coluna apropriados.
- b) Zonas rígidas devem ser consideradas desde os centros dos pilares às faces dos pilares para excluir flexibilidades de viga não-existentes.
- c) O comprimento livre da viga deve ser subdividido em 5 zonas conforme mostrado na Fig. 3.19. Estas zonas devem representar as secções totais (tanto secção da extremidade como intermédia) e as secções RBS. Desta forma, serão consideradas a verdadeira flexibilidade e resistência do sistema.
- d) Os restantes elementos estruturais devem ser representados, normalmente, por elementos finitos apropriados.
- e) As ligações de viga a pilar são representadas como rígidas, semi-rígidas ou com rótulas de acordo com o detalhe da ligação.



Fig. 3.19: Modelo numérico do ligador de vigas FUSEIS

3.5.2.1 Verificações dos elementos dissipativos

(1) Os elementos dissipativos do sistema, ou seja, os ligadores de vigas, devem ser verificados para resistir aos esforços e aos momentos conforme determinado pela análise estrutural.

(2) A capacidade em termos de momento será verificada do seguinte modo:

$$rac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \le 1.0$$
 Eq. (3.11)

em que:

 M_{Ed} = valor de cálculo do momento fletor

 $M_{pl,RBS,Rd}$ = valor de cálculo do momento plástico resistente da secção RBS

(3) A resistência ao esforço deve ser verificada de acordo com:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 Eq. (3.12)

Em que:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 Eq. (3.13)

 $V_{CD,Ed}$ = valor de cálculo do esforço transverso por capacidade resistente $V_{b,pl,Rd}$ = valor de cálculo do esforço transverso resistente resistência ao esforço da secção da viga

(4) Faz-se notar que a influência do esforço transverso deve ser considerada na determinação da $M_{pl,RBS,Rd}$. É este o caso quando a relação entre o esforço transverso atuante e resistente é:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5$$
 Eq. (3.14)

A combinação das equações acima indica que a influência do esforço deve ser considerada se:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_{\nu} / \sqrt{3}}$$
 Eq. (3.15)

Eq. (3.14) é raramente satisfeita devido ao facto de A_v se referir à secção completa enquanto $W_{pl,RBS}$ se referir à secção da viga reduzida. Por forma a evitar a interação entre o esforço transverso e o momento flector, os banzos devem ser reduzidos de forma a se satisfazer Eq. (3.15).

(5) A resistência ao momento flector nas extremidades da viga deve ser verificada de acordo com:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 Eq. (3.16)

Em que:

 $M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ = momento fletor de cálculo por capacidade resistente $M_{b,pl,Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo da secção da viga (6) Verificações de encurvadura lateral para os ligadores de vigas FUSEIS não são geralmente necessárias devido ao seu reduzido comprimento.

3.5.2.2 Verificações das ligações

(1) Momento fletor resistente

$$M_{CD,con,Ed} = max\{M_1, M_2\}$$
 Eq. (3.17)

em que

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$$
 Eq. (3.18)

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b}$$
 Eq. (3.19)

em que

72 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

 $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$ se a tensão de cedência atual da viga for conhecida, $\gamma_{ov} = 1.25$ se não for I_b = comprimento livre da viga I_{RBS} = distância axial das secções RBS $f_{y,act}$ = tensão de cedência atual da viga f_u = tensão de rotura da viga

W_{pl,b} = módulo de flexão plástico da viga na secção de extremidade

(2) Esforço transverso

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 Eq. (3.21)

(3) Se as secções RBS não forem utilizadas e, em alternativa, a região de ligação for reforçada através de chapas adicionais, a área reforçada e a ligação devem ter um momento de cálculo por capacidade resistente igual a:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b}$$
 Eq. (3.22)

em que

 I_b = comprimento livre da viga

Inet = comprimento livre da viga não reforçado

 $M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$

O esforço transverso de cálculo da ligação pode ser calculado a partir da:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b}$$
 Eq. (3.23)

(4) Deve acrescentar-se que ambas as alternativas – enfraquecimento de ligadores de vigas e reforço de ligações (ver Fig. 3.20) – foram experimentalmente comprovadas como sendo eficazes para garantir a formação de rótulas plásticas longe da ligação.



Fig. 3.20: Rótulas plásticas com secções RBS e reforço da extremidade da viga

3.5.2.3 Verificações de elementos não-dissipativos

(1) Os pilares FUSEIS devem ser verificados para resistir à ação do cálculo por capacidade resistente, como se segue:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (3.24)

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 Eq. (3.25)

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Eq. (3.26)

em que:

 $N_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ = esforço axial, esforço transverso e momento fletor nos pilares devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmico, respectivamente

 $N_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ = esforços axial, esforço transverso e momento flector nos pilares resultantes da análise devido unicamente à ação sísmica de cálculo

$$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$$

 valor mínimo das relações relevantes para todos os ligadores de vigas FUSEIS no edifício.

3.5.3 Projeto para análise estática não linear (Pushover)

(1) O modelo estrutural utilizado para análise elástica deverá ser estendido de forma a incluir a resposta dos elementos estruturais além do estado elástico como também prevê os mecanismos plásticos esperados e a distribuição de danos.

(2) Uma vez que os elementos dúcteis são os ligadores de vigas FUSEIS, as potenciais rótulas plásticas serão inseridas nas extremidades das suas partes reduzidas. As propriedades não-lineares para as secções IPE, SHS e CHS que derivaram de investigações experimentais e analíticas estão indicadas no Tabela 3.2.

(3) Potenciais rótulas plásticas adicionais podem ser inseridas nas extremidades das

74 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

vigas mistas, dos pilares correntes da estrutura e dos pilares do sistema para verificar se também comportam de forma não linear durante o evento sísmico. As propriedades das rótulas devem ser calculadas de acordo com as disposições dos códigos relevantes (ex. FEMA-356).

PROPRIEDADES DAS RÓTULAS (α _{pl} =coeficiente de forma)						
	IPE		SHS		CHS	
Ponto	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0,6	-45	-0,4	-30	-0,2	-30
D-	-0,6	-40	-0,4	-25	-0,2	-25
C-	-α _{pl}	-40	-α _{pl}	-25	-α _{pl}	-25
B-	1	0	-0,6	0	-1	0
А	0	0	0	0	0	0
В	1	0	0,6	0	1	0
С	α_{pl}	40	$lpha_{pl}$	25	$\alpha_{\sf pl}$	25
D	0,6	40	0,4	25	0,2	25
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30
CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO						
	IPE		SHS		CHS	
10	15		5		6	
LS	25		12		10	
СР	35		18		16	

Tabela 3.2: Parâmetros de rótulas não lineares para secções IPE, SHS e CHS

3.5.4 Projeto para análise dinâmica não linear

(1) Por forma a se obter uma resposta detalhada dependente do tempo dos edifícios de aço quando dimensionados de acordo com as disposições dos Eurocódigos sob condições sísmicas reais, devem efetuar-se análises dinâmicas não-lineares.

(2) Para os elementos dissipativos da estrutura, as propriedades de rótulas não lineares do Tabela 3.2 devem estar presentes nas suas extremidades.

(3) Para os elementos não dissipativos, as propriedades das rótulas devem ser calculadas de acordo com as disposições dos códigos relevantes (por ex. FEMA-356).

(4) A análise dinâmica não linear oferece informações e, por conseguinte, a capacidade de limitar os danos após um evento sísmico avaliando, através da avaliação eliminação dos deslocamentos residuais da estrutura. Se o sistema de ligadores de vigas FUSEIS estiver adequadamente dimensionado, consegue funcionar como um sistema auto-centrante com praticamente zero deslocamentos residuais. Quando combinado com a ação de pórtico simples (MRF), as deformações concentram-se nos ligadores de vigas FUSEIS e o resto da estrutura permanece elástico, enquanto que a ação da pórtico simples ajuda a estrutura a

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 75
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

regressar ao seu estado inicial. Pelo contrário, quando são utilizadas ligações de viga a pilar articuladas, a estrutura não consegue regressar ao estado inicial no final do evento sísmico.

3.6 ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D

A seguinte secção ilustra a aplicação bem sucedida de um pórtico simples combinado com o sistema de ligadores de vigas FUSEIS para pórticos de edifícios 2D típicos, sismicamente projectados. Os parâmetros de projeto sísmico estão brevemente resumidos. Foi dado ênfase ao processo de projeto sísmico assistido pela análise através de elementos finitos (análise de pushover). Para avaliar a sensibilidade das estruturas a ações sísmicas mais elevadas e o impacto de utilizar um coeficiente de comportamento q = 5 no processo de dimesionamento estrutural, foi efetuada uma análise mais detalhada para níveis diferentes de ação sísmica.

3.6.1 Descrição das estruturas dos edifícios examinados

3.6.1.1 Geometria e pressupostos

Um pórtico de edifício 2D típico, intergrante num edifício misto de cinco pisos é utilizado para todos os casos examinados. A disposição geral do pórtico está indicada na Fig. 3.21. O edifício misto consiste de pórticos semelhantes com uma distância entre eixos de 8m. Esta distância é a largura efetiva para ambas as cargas verticais e a massa lateral aplicada durantea ação sísmica. As vigas são de tipo misto e a espessura da laje é de 15 cm. A estrutura FUSEIS consiste em dois pilares fortes de secção fechada proximamente posicionados, ligados com ligadores de vigas horizontais numa disposição justa e semelhante ao ensiaio experimental (cinco ligadores de vigas FUSEIS por piso). A distância ao eixo dos pilares é de 2,0 m. Os vãos da estrutura principal são de 6,0 m. A largura efetiva das vigas mistas foi calculada com base no Eurocódigo 2 e é igual a 1,5 m. Os principais pressupostos de material e cargas estão indicadas em Tabela 3.3.

76 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D



	\downarrow	Fuse 1.2 850		
6000 6 (A) (B)	000 <u>6000</u>	↓ 2000 ↓ (▶) (Ė)		
Fig. 3.21: Disposição da estru	itura do edifício 2D			
Т	abela 3.3: Hipóteses	para materiais e cargas		
	Mat	eriais		
Betão	C25/30, g = 25 kN	J/m³, E = 31 000 Mpa		
Armaduras	B500C			
Aço estrutural	S235: Elementos	dissipativos (ligadores de vigas FUSEIS)		
Cargas verticais				
Cargas permanentes além do peso próprio – G		2,00 kN/m ²		
Sobrecargas – Q		2,00 kN/m ²		
~	Cargas	sísmicas		
Espectro de resposta elástico		Tipo 1		
Aceleração máxima à superfície do terreno		A=0,16g – 0,24g - 0,36g		
Classe de importância II		$\gamma_1 = 1,0$ (Edifícios comuns)		
Tipo de terreno		B (T_B = 0,15 s, T_C = 0,50 s)		
Coeficiente de comportamento q		5		
Coeficiente de amortecimento		5%		
Fatores de cargas em serviço para comb.		φ=1,00 (cobertura), φ=0,80 (pisos com		
sísmica		ocupações correlacionadas)		
Coeficiente de combinação sísmica para o valor quase-permanente de ações variáveis		ψ2=0,30		

Em primeiro lugar, a estrutura foi dimensionada de acordo com as disposições do Eurocódigo 3 para ULS e SLS, tendo em consideração limitações nos efeitos de segunda ordem. Disposições de projeto sísmico de acordo com o Eurocódigo 8 foram ainda tidas em conta. Os deslocamentos entre pisos foram limitados a 0,0075 (edifícios com elementos não estruturais dúcteis). A determinação dos elementos estruturais condicionantes em termos de deslocamentos foi obtida através de

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 77
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

estudos paramétricos sobre o pórtico. A reposta da estrutura foi avaliada através de uma análise por espectro de resposta modal, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e um espectro de cálculo. A análise mostra que os primeiros modos de vibração foi suficiente para se obter uma participação de massa acima dos 90%. As dimensões de secção transversal para o sistema de ligadores de vigas FUSEIS utilizando tipos de secções diferentes e obtidas a partir do dimensionamento estão listadas no Tabela 3.4 para acelerações máximas à superfície do terreno diferentes (PGA = 0,16, 0,24 e 0,36). Para as primeiras duas - sismo de intensidade baixa a média - foram selecionadas secções transversais idênticas.

Piso	PGA 0,16 & 0,24			PGA 0,36		
1 130	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193,7 x 8	240	200 x 8	219,9 x 8
2	240	200 x 8	219,9 x 8	270	220 x 8	244,5 x 8
3	270	220 x 8	244,5 x 8	300	240 x 8	273,0 x 8
4	300	240 x 8	273,0 x 8	330	260 x 8	323,9 x 8
5	330	260 x 8	323,9 x 8	360	280 x 8	355,6 x 8

Tabela 3.4: Secção transversal de ligadores de vigas FUSEIS

O comportamento histerético dos elementos dissipativos não afetou a estabilidade geral da estrutura. Quanto às rótulas plásticas nas vigas, verificou-se que o momento plástico resistente e a capacidade de rotação não foram reduzidas pelos esforços axias e transversos. Por esse motivo, os ligadores de vigas FUSEIS dos pórticos examinados foram dimensionados para ter a ductilidade adequada e para resistir aos esforços e momentos conforme determinados na análise estrutural.

3.6.1.2 Modelação

O conceito de modelação para os ligadores de vigas FUSEIS é o seguinte: foram utilizados elementos de viga elásticos na estrutura principal, foram atribuídas zonas rígidas dos centros dos pilares às faces dos pilares, o comprimento livre dos ligadores de vigas foi subdividido em 5 zonas. As ligações de cavilha da viga a pilar são consideradas rígidas para permitir a ação Vierendeel e foram concebidas para terem sobrerresistência suficiente de modo que a absorção de energia ocorre apenas nos ligadores de vigas. Ligações articuladas são introduzidas nas bases dos pilares para limitar a cedência da fundação que, por consiguinte, minimiza os danos nos pilares. Para introduzir condições de rigidez parcial entre as vigas mistas e os pilares, foram aplicadas molas rotacionais nas extremidades das vigas mistas. As propriedades da mola foram calculadas analiticamente para cada pórtico de acordo com o Eurocódigo 3, parte 1.8, §6.3 e Eurocódigo 4, parte 1 (Anexo A), tendo em conta o reforço longitudinal do banzo de betão. Os coeficientes de rigidez foram

78 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D	

muito mais baixos nas vigas ligadas à pilares A eD em comparação com as ligadas aos pilares intermédios B eC (ver Fig. 3.21).

A mesma carga é considerada para todos os pisos e as massas estão concentradas nas ligações. A classe de aço dos elementos estruturais não dissipativos supõe-se que é S355 e para os elementos dissipativos (os ligadores de vigas FUSEIS) assume-se que é S235 para eliminar o risco de eventual sobrerresistência dos elementos dissipativos.

3.6.2 Análises estáticas não lineares (Pushover)

3.6.2.1 Avaliação do comportamento não linear das estruturas

Os modelos estruturais utilizados na análise elástica foram estendidos de modo a incluir a resposta dos elementos estruturais para além do estado elástico através de uma análise não linear estática (Pushover). O principal objetivo desta investigação foi de estimar e verificar o coeficiente de comportamento q.

A base para análise foi o deslocamento alvo aplicado à cobertura da estrutura igual a 0,68 m (deslocamento entre pisos 4%). A análise foi efetuada sob condições de cargas gravíticas constantes de 1,0 G + 0,3 Q e cargas laterais a aumentar monotonicamente. Duas distribuições em altura das cargas laterais foram aplicadas: uma distribuição de padrão "uniforme" e uma de padrão "modal" na direção em consideração, determinada na análise elástica. Os resultados da análise de acordo com o modo fundamental de vibração, 1.º modo, estão apresentados em seguida. A análise baseou-se na possibilidade de que o formato do modo permanece inalterado depois da estrutura ceder, efeitos P-Delta foram também tidos em conta. Na análise pushover, o comportamento da estrutura caracteriza-se por uma curva de capacidade que representa a relaçãoentre o esforço transverso da base e o deslocamento da cobertura e a curva de exigência para o sismo de cálculo definido em ATC-40 [28]. O ponto de desempenho é definido como a intersecção da curva de exigência com a curva de capacidade (Fig. 3.22).



Fig. 3.22: Definição do ponto de desempenho

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 79
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

Na implementação da análise pushover, a modelação das rótulas plásticas é o passo mais crucial. O modelo exige a determinação de propriedades não lineares de cada componente na estrutura que são quantificadas pelas capacidades de resistência e de deformação. Elementos de rótulas não lineares foram atribuídos a elementos estruturais. As rótulas dos ligadores de vigas FUSEIS foram inseridas nas extremidades das partes reduzidas. As suas propriedades foram os valores propostos que derivaram dos modelos calibrados dos ensaios (Tabela 3.2).

Na primeira análise não linear, potenciais rótulas plásticas adicionais foram também inseridas nas extremidades das vigas mistas, dos pilares correntes e dos pilares do sistema para verificar se também se comportam de forma inelástica durante o evento sísmico. Para estes elementos, devido à falta de dados experimentais, as propriedades das rótulas foram calculadas de acordo com a FEMA-356. Especificamente, para a viga mista, o momento plástico considerado para a definição de rótulas plásticas, derivou do módulo plástico da secção de aço excluindo a participação das armaduras. Esta hipótese teve um efeito desprezável nos resultados, contudo, num cálculo mais detalhado, deve ter-se em conta as armaduras. Nas vigas, os esforços axiais foram assumidos como zero:. Nos pilares, foram assumidos como sendo constantes e iguais às cargas permanentes mais 30% das sobrecargas nos pilares. A Fig. 3.23 mostra a estrutura deformada com os ligadores de vigas SHS no ponto de desempenho. É evidente que as rótulas plásticas se formaram ao longo da altura do sistema de ligadores de vigas FUSEIS nas partes reduzidas dos ligadores de vigas mas não no resto da estrutura. Por este motivo, os resultados seguintes contêm rótulas apenas nos ligadores de vigas FUSEIS.



Fig. 3.23: Deformada da estrutura com os ligadores de vigas SHS no ponto de desempenho

80 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D	

Os resultados da análise pushover incluindo a distribuição de rótulas plásticas no pórtico examinado e a avaliação do ponto de desempenho estão indicadas na Fig. 3.26. Tal como esperado o conceito de viga fraca-pilar resistente é conseguido para todos os pórticos estudados e a sequência de rótulas plásticas começa com as extremidades das vigas desde os pisos inferiores aos pisos superiores. O esforço transverso (V), o deslocamento monitorizado (D), a aceleração espetral (S_a) e o deslocamento espetral (S_d), de 9 pórticos diferentes no ponto de desempenho estão reunidos no Tabela 3.5.

Tipo de		0,	16g			0,2	<u>2</u> 4g			0,3	36g	
ligadores	V	D	Sa	S_d	٧	D	Sa	S _d	V	D	Sa	S _d
de vigas FUSEIS	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)
IPE	480	8,7	0,13	7,3	536	13,3	0,14	11,1	692	18,9	0,17	15,6
SHS	966	9,0	0,09	7,9	442	14,0	0,11	12,0	852	20,4	0,20	17,4
CHS	467	10,7	0,13	7,5	537	15,5	0,14	11,3	552	9,2	0,15	6,3

Tabela 3.5: Parâmetros de respostas dos ligadores de vigas com tipo de secção transversal diferente

Exceto para a avaliação do desempenho estrutural das estruturas do edifício, a análise pushover oferece igualmente a possibilidade de calcular o seu fator de ductilidade. O ponto de desempenho foi considerado o parâmetro chave para a determinação do fator de ductilidade. Assim, o fator de ductilidade necessário foi definido como a razão do deslocamento no ponto de desempenho d_{per} ao deslocamento calculado d_{des}, como se segue:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}}$$
 Eq. (3.27)

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}}$$
 Eq. (3.28)

em que, S_{a,des} é a aceleração espetral que deriva do espectro de cálculo para o modo fundamental, S_{a,y} é a aceleração espetral e d_y é o deslocamento quando se formaram as primeiras rótulas. Por forma a verificar o comportamento sísmico e determinar o fator μ para diferentes intensidades de movimento do terreno (0,16g, 0,24g e 0,36g), foram considerados três níveis de desempenho (Estados limites): o estado limite de utilização (SLS λ = 0,5), o estado limite último (ULS λ = 1,0) e o estado limite de prevenção de colapso (CPLS λ = 1,5). Os coeficientes q calculados foram apresentados nos histogramas na Fig. 3.24.



Pode observar-se que o coeficiente de comportamento aumenta quando o sistema passa do nível de desempenho SLS para CPLS, devido ao facto de que a quantidade de energia dissipada aumenta com níveis de desempenho maiores. Fazse notar que no CPLS, as rótulas formadas nos ligadores de vigas FUSEIS localizavam-se no nível de desempenho *Life Safety* e as rótulas formadas no resto da estrutura (vigas-pilares compostos) estiveram abaixo do nível de *Immediate Occupancy*, o que significa que a estrutura teve danos ligeiros a moderados e que poderão ser necessários trabalhos de reparação apenas para os ligadores de vigas FUSEIS. No diagrama na Fig. 3.25, os valores experimentais do coeficiente de comportamento são comparados com os determinados analiticamente. Os valores experimentais são inferiores aos valores numéricos.



Fig. 3.26: Os resultados da análise pushover em estruturas com ligadores de vigas FUSEIS com secção SHS

82 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D	

3.6.3 Análise dinâmica não linear (temporal)

Por forma a se definir uma resposta dependente do tempo dos edifícios de aço quando dimensionados de acordo com as disposições dos códigos europeus sob condições sísmicas reais, foram efetuadas análises dinâmicas não-lineares num pórtico de edifício 2D representativo. Estes modelos refletem a resposta do pórtico numa grande gama de eventos. Foram selecionados os recentes sismos na Grécia, que provocaram graves danos e perdas de vidas humanas e o sismo de El Centro, largamente utilizados como referência. Adicionalmente foram examinados dados de aceleração artificial. A informação relevante é dada no Tabela 3.6 e na Fig. 3.27. As características destes registos foram representativas para o pórtico examinado e os resultados foram satisfatórios em termos de desempenhos de deformação. Os registos foram escalados adequadamente para estarem em conformidade com a zona sísmica de 0,36g. A Fig. 3.28 combina os espectros de aceleração dos registos selecionados juntamente com o espectro de cálculo e o período fundamental da estrutura.

Tabela 3.6: Tipos e configurações de registos sísmicos

Тіро	Localização	PGA[g]
Campo próximo Europeu	Kalamata (1985)	0,294
(da Grécia)	Atenas (1999)	0,298
Campo próximo	El Centro	0 355
Internacional		0,000
5 acelerogramas	_	0 300
artificiais	-	0,300





Fig. 3.27: Representação temporal dos registos utilizados



Fig. 3.28: Espectro de aceleração dos registos examinados e espectro de cálculo

Relativamente às hipóteses assumidas na modelação, a condição de carga no estado inicial (G+0.3Q) e as propriedades de rótulas não lineares atribuídas aos pilares correntes, os pilares do sistema e os ligadores de vigas FUSEIS foram os mesmos que para as análises pushover. Especificamente, para a ligação da viga mista ao pilar, foram estudados dois casos. No primeiro caso, as vigas mistas eram parcialmente rígidas (MRF) com molas rotacionais e no segundo caso eram articuladas. As rótulas plásticas atribuídas às extremidades das vigas mistas foram

84 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS 2D	

ajustadas em conformidade com as libertações de extremidade. A título indicativo, as análises efetuadas para pórtico com os ligadores de vigas FUSEIS SHS estão apresentadas em seguida. Em todos os casos examinados com a análise de pushover, o comportamento da estrutura foi similar. A sequência de rótulas plásticas começou com as extremidades das vigas dos pisos inferiores até aos pisos superiores contribuindo para a dissipação de energia do pórtico. Por outro lado, as vigas e pilares mistos permaneceram elásticos, sem cedência. A Fig. 3.29 indica a localização das rótulas plásticas dentro do sistema de ligadores de vigas FUSEIS. A análise forneceu o histórico de esforços e deformação do pórtico. A Fig. 3.30 ilustra resultados representativos para os momentos e rotações das rótulas plásticas formadas sob a atuação do sismo de Atenas. Pode verificar-se que o número de inversões de momentos é superior às correspondentes para as rotações. Isto devese ao facto de o comportamento inelástico e logo as rotações plásticas se desenvolverem principalmente durante a fase de movimento forte.







Fig. 3.30: Histórico de momentos fletores e rotações na rótula plástica (Atenas)

A Fig. 3.31 mostra o diagrama de momento-rotação dos ligadores de vigas FUSEIS mais deformados no piso térreo da estrutura para a atuação do sismo artificial 2. Um

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 85
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

detalhe do ciclo de histerese está indicado na figura do lado esquerdo enquanto que a figura do lado direito ilustra o seu posicionamento na curva de espinha dorsal da rótula. O ciclo está abaixo do nível de desempenho IO, o que significa que ocorre uma ligeira cedência local.



Fig. 3.31: Ciclo de histerese de rotação do momento - Sismo artificial 2

A resposta dinâmica estrutural da estrutura sob excitações sísmicas foi avaliada no que respeita ao histórico de deslocamento. A Fig. 3.32 exibe deslocamentos de cobertura versus tempo para todos os movimentos do terreno examinados para ambos os casos estudados, vigas mistas parcialmente rígidas e articuladas. Os diagramas mostram que a estrutura está a vibrar no que respeita ao movimento do terreno. Pode observar-se que quando a estrutura combina a ação de pórtico simples (MRF) (rigidez parcial) com o sistema de ligadores de vigas FUSEIS, a curva regressa quase à sua posição neutra no fim da simulação. Isto acontece porque as deformações se concentraram no sistema de ligadores de vigas FUSEIS e o resto da estrutura permaneceu elástico, enquanto que a ação do pórtico simples ajuda a estrutura a regressar ao seu estado inicial. Pelo contrário, quando as vigas mistas têm ligações articuladas, mesmo que as rótulas plásticas sejam também formadas nos ligadores de vigas FUSEIS, a estrutura não consegue regressar e isso explica os elevados deslocamentos visíveis nos diagramas após terminado o sismo.



LIGAÇÃO SEMI-RÌGIDA e ARTICULADA

Fig. 3.32: Respostas de deslocamento para todos os movimentos do terreno examinados

As observações acima mencionadas demonstram o comportamento auto-centrante do sistema de ligadores de vigas FUSEIS no primeiro caso (rigidez parcial). Isto significa que o sistema controlou a dissipação de energia e que é capaz de eliminar o deslocamento residual. Após um evento sísmico, se não se observar rotura, o deslocamento entre pisos residual pode constituir um critério significativo para a do edifício. Os deslocamentos residuais, avaliacão obtidos dividindo os deslocamentos residuais no ponto considerado para o deslocamnto alvo pela altura da estrutura, para todos os registos sísmicos e a comparação de dois casos examinados estão resumidos no Tabela 3.7. Os valores de deslocamento residual para o primeiro caso, são muito inferiores se comparados com o valor limite de 1% (valor que corresponde às estruturas de aço de pórticos simples a nível de desempenho de Immediate Occupancy (FEMA-356). Além disso, pode verificar-se que as exigências são limitadas a um valor médio de ~0,002% e um valor máximo de ~0,218%, verificando que o sistema de ligadores de vigas FUSEIS é um sistema auto-centrante. Em resultado, não ocorre dano estrutural significativo e não serão necessárias reparações em nenhum dos casos estudados.

Sismo	Deslocamento residual na estrutura (%)	Deslocamento residual nas rótulas (%)	razão
El Centro	0,002	0,083	41,5
Atenas	0,075	0,075	1,0
Kalamata	0,019	0,445	23,4
Artificial 1	0,181	0,054	0,3
Artificial 2	0,084	0,774	9,2
Artificial 3	0,079	0,045	0,6
Artificial 4	0,111	0,329	3,0
Artificial 5	0,218	1,184	5,4

Tabela 3.7: Deslocamentos residuais registados após análise de histórico de tempo dinâmico

O comportamento da estrutura de pórtico com ligadores de vigas FUSEIS foi também avaliado em três níveis de desempenho (Estados limites): SLS, ULS e CPLS para El Centro, Kalamata, sismos artificiais 2 e 4 (Fig. 3.33). Os deslocamentos residuais do estado limite CPLS foram maiores do que para os outros estados limites como esperado, mas em todos os casos inferiores ao valor limite de 1% mantendo as vantagens dos sistemas auto-centrantes.

A estrutura do edifício tem um período $T_1 = 1,178 > T_c = 0,5s$, do tipo de terreno B. De acordo com o Eurocódigo 8, o coeficiente de comportamento (q) pode ser igual ao fator de ductilidade de deslocamento (µ). Com base nesta definição, o fator de ductilidade de deslocamento para o sistema pode ser obtido a partir da equação:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}}$$
 Eq. (3.29)

em que d_{max} é o deslocamento plástico máximo (ou deslocamento último) que o sistema sustenta durante os sismos examinados e d_{el} é o deslocamento máximo conforme determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta do cálculo. Os fatores de ductilidade de vários níveis de desempenho são indicados no seguinte Tabela 3.8.



Fig. 3.33: Respostas de deslocamento para estados limites SLS, ULS e CPLS

Registo sísmico		SLS	ULS	CPLS
El Contro	d _{max} [m]	0,049	0,087	0,126
El Centro	μ[-]	1,14	2,02	2,94
Atopac	d _{max} [m]	-	0,039	-
Atends	μ[-]	-	0,91	-
Kalamata	d _{max} [m]	0,092	0,150	0,188
Naidiliala	μ[-]	2,14	3,49	4,37
Art 1	d _{max} [m]	-	0,100	-
Art. 1	μ[-]	-	2,33	-
A.H. D	d _{max} [m]	0,051	0,104	0,152
Art. Z	μ[-]	1,19	2,42	3,54
۸ <i>r</i> + 0	d _{max} [m]	-	0,076	-
Art. 3	μ[-]	-	1,77	-
Art A	d _{max} [m]	0,051	0,065	0,115
Απ. 4	μ[-]	1,20	1,51	2,68
Art C	d _{max} [m]	-	0,086	-
Art. 5	μ[-]	-	2,00	-

Tabela 3.8: Fatores de ductilidade para vários níveis de desempenho

Numa comparação do deslocamento entre pisos máximo para a estrutura de 5 pisos para os dois casos (vigas mistas parcialmente rígidas e articuladas) descobriu-se que os valores de deslocamento para MRF são semelhantes e ligeiramente inferiores aos valores da estrutura articulada. Os deslocamentos entre pisos máximos comparados com os deslocamentos residuais da estrutura de 5 pisos para os sismos examinados, estão indicados na Fig. 3.34 e no Tabela 3.9 A diferença é

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 89
LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

que no sistema MRF, o deslocamento máximo aparece no primeiro piso, conforme esperado, enquanto que a posição de deslocamento máximo no caso das estruturas articuladas não está claramente definida e não pode ser prevista uma vez que é afetada por diversos parâmetros tais como o movimento no terreno. Além disso, estes diagramas mostram o comportamento auto-centrante do MRF uma vez que os valores de deslocamento residual são próximos de zero.



MRF - residual Articulada - residual MRF - máx Articulada-máx

Fig. 3.34: Deslocamentos entre pisos máximos para os sismos examinados

Dogisto do	Máx.	Máx	
	Deslocamento	Deslocamento	
sismo	entre pisos -	entre pisos -	Razão
5151110	MRF	Articulado	
	(%)	(%)	
El Centro	0,75	0,95	1,27
Atenas	0,52	0,54	1,04
Kalamata	1,39	1,26	0,91
Artificial 1	0,85	1,02	1,20
Art.2	1,02	1,27	1,25
Art. 3	0,92	0,99	1,08
Art. 4	1,13	1,36	1,20
Art.5	1,29	1,95	1,50

Tabela 3.9: Comparação de deslocamentos entre pisos máximos

3.6.4 Conclusões das simulações numéricas

O seguinte estudo ilustra a aplicação bem sucedida do pórtico simples combinado com o sistema de ligadores de vigas FUSEIS. Os parâmetros de projeto sísmico estão brevemente resumidos. Foi dado ênfase ao processo de projeto sísmico assistido pela análise com recurso a elementos finitos (análise de pushover). Para

90 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CONCLUSÕES	

avaliar a sensibilidade da estrutura a ações sísmicas mais elevadas e o impacto de utilizar um coeficiente de comportamento de q = 5 no processo de dimensionamento estrutural, foi efetuada uma análise mais detalhada para um nível diferente de ação sísmica.

A partir da análise de pórticos de edifícios 2D típicas, são de notar as seguintes observações:

- A capacidade dissipadora de energia do sistema de ligadores de vigas FUSEIS como sistemas auto-centrantes afeta o desempenho sísmico de forma positiva através da cedência de peças substituíveis.
- Focando-se no comportamento global, algumas das propriedades estruturais importantes, tais como materiais, elementos, ligações, estabilidade global e local e efeitos dinâmicos P-delta foram tidas em consideração. O estudo revelou algumas características de desempenho global importantes dos sistemas de ligadores de vigas FUSEIS
- O sistema FUSEIS funciona como um sistema de contraventamento excelente em regiões sísmicas, capaz de garantir um controlo eficiente nas deformações de deslocamento.

3.7 CONCLUSÕES

Um número de análises experimentais e numéricas foi efetuado para o desenvolvimento do sistema de ligadores de vigas FUSEIS. Foram determinados parâmetros críticos para o dimensionamento deste novo sistema de resistência à ação sísmica. Podem notar-se as seguintes observações/conclusões gerais:

- A resistência sísmica de um edifício pode ser obtida por disponibilização apropriada de uma série de ligadores de vigas FUSEIS nas direções relevantes.
- Os ligadores de vigas propriamente ditos e as estruturas equipadas com ligadores de vigas têm um comportamento muito bom: resistência, rigidez e grande capacidade de absorção de energia.
- As deformações não lineares limitam-se estritamente aos elementos dissipativos evitando a propagação dos danos para o resto dos elementos estruturais (laje, vigas, pilares).
- Os elementos dissipativos são facilmente substituíveis caso fiquem danificados após um evento sísmico de grande intensidade uma vez que são pequenos e não fazem parte do sistema resistente a carga gravítica. A montagem e desmontagem após ensaios foi fácil de um ponto de vista prático: o tempo necessário para substituir um ligador de vigas FUSEIS é aproximadamente de 60 minutos (da experiência do Ensaio à escala real NTUA).

- Um método para determinar os efeitos sísmicos das estruturas é a análise por espectro de reposta modal de acordo com o Eurocódigo 8, em que o coeficiente de comportamento q proposto para o sistema de ligadores de vigas FUSEIS é 5.
- Foram formuladas regras de projeto pertinentes para os códigos no que se refere ao projeto sísmico de estruturas com FUSEIS dissipativos. Estão apresentadas num "Guia de dimensionamento" em anexo.
- Foram formuladas recomendações práticas sobre a seleção dos ligadores de vigas apropriados como uma função dos parâmetros mais importantes e verificações dos elementos. Encontram-se definidos os detalhes estruturais e as medidas de construção. As recomendações estão apresentadas no "Guia de dimensionamento" em anexo.

Mais especificamente, pode afirmar-se o seguinte:

- O sistema resiste a cargas laterais tais como uma viga Vierendeel.
- Pode ser dimensionado para ser mais flexível/rígido dependendo dos tipos de secção e da sua distribuição entre os níveis dos pisos. O número de pisos e o peso que suportam afeta fortemente as secções e a geometria necessárias.
- Oferece uma solução arquitetonicamente versátil para a estabilidade lateral dos edifícios em comparação com as estruturas contraventadas uma vez que podem ser posicionados em pequenas áreas do edifício e não interrompem o plano arquitetónico. Podem também constituir partes visíveis do edifício indicando o seu sistema resistente a sismos
- A plastificação sequencial pode ser permitida através da seleção apropriada das secções dos elementos dissipativos.
- Com o objetivo de minimizar danos, são propostas ligações articuladas nas secções da fundação nas bases dos pilares. Em edifícios com múltiplos pisos, as bases dos pilares podem ser articuladas ou encastradas, sendo que a diferença não é significativa conforme revelado por investigações analíticas.
- O sistema de ligadores de vigas FUSEIS consegue garantir um controlo eficiente de deformações por deslocamento exibindo um comportamento auto-centrante.

Em conclusão, pode notar-se que a presente investigação, em linha com a tendência internacional em engenharia sísmica, apresenta sistemas "inteligentes" que conseguem dissipar a energia de excitação sísmica e podem ser facilmente substituídos e reparados, caso necessário. A adoção dos sistema de ligadores de vigas FUSEIS melhora as vantagens já conhecidas do aço em condições sísmicas e oferece soluções melhores em termos de economia e segurança.

3.8 ÂMBITO

O sistema de ligadores de vigas FUSEIS pode ser aplicado em edifícios de aço com vários pisos e substitui os sistemas convencionais usados em todo o mundo (tais como pórticos com contraventamentos centrados e excêntricos, pórticos simples,

92 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
PUBLICAÇÕES	

etc.) combinando ductilidade e transparência arquitetónica com rigidez. Pelo presente, a aplicação de ligadores de vigas FUSEIS consegue fornecer um cálculo mais preciso e menos dispendioso de um edifício.

3.9 PUBLICAÇÕES

Publicações internacionais

- D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
- 2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

3.10 BIBLIOGRAFIA

- 1. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
- 3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
- 4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
- 5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
- Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design -The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- 8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111-120.
- 9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with bucklingrestrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
- 10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
- 11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
- 12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.

- 14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 15. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 17. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 21. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
- 24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
- 27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
- 28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 1996.

94 Dispositivos e sistemas anti-sísmico	s inovadores		
BIBLIOGRAFIA			

4 LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

4.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Programa Europeu de Investigação RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" (Acrónimo: FUSEIS), foram introduzidos dois sistemas dissipativos inovadores, designados por FUSEIS1 e FUSEIS2, com o desenvolvimento das regars de projeto pertinentes [11], [12]. Dependendo da geometria do fusível, o sistema FUSEIS1 é ainda dividido em dois tipos: Ligadores de vigas FUSEIS e ligadores de cavilha FUSEIS. O presente relatório apresenta os resultados das investigações sobre o desempenho sísmico dos ligadores de cavilha FUSEIS, introduz os procedimentos de projeto para edifícios de aço e mistos, nos quais o sistema é utilizado como sistema de resistência à ação sísmica e avança para o dimensionamento de diversos casos de estudo.

4.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

O sistema antissísmico inovador de ligadores de cavilha FUSEIS consiste num par de fortes pilares unidos por diversos ligadores (Fig. 4.1). Cada ligador inclui duas vigas com recetáculos ligadas por uma cavilha de aço curta conforme se mostra na Fig. 4.1. O sistema resiste a cargas laterais como uma viga Vierendeel, sendo que as principais ações são flexão e corte nas cavilhas e esforços axiais e flexão nos pilares. Sob um forte abalo sísmico, as deformações não lineares estão restritas às cavilhas, o que irá dissipar uma grande quantidade da energia sísmica, deixando o resto da estrutura elástica e sem danos. Os trabalhos de reparação são fáceis de executar uma vez que se limitam às cavilhas que não são, geralmente, sujeitas a cargas verticais, pois estas são colocadas entre os pisos.

As cavilhas podem ser circulares ou retangulares dependendo se as vigas com recetáculos são de secção oca ou de secção em I ou H. Com o objetivo de orientar a formação de rótulas plásticas para longe da área de contacto entre a chapa frontal dos recetáculos e as cavilhas, as cavilhas encontram-se enfraquecidas no seu centro. Por forma a manter a área de contacto afastada da extremidade das chapas, garantindo as condições de tensão triaxial, a diminuição do diâmetro da cavilha começa afastada da chapa frontal e as arestas do orifício da chapa estão suavizadas. Adicionalmente, as suas extremidades são fabricadas com roscas opostas para ajustar o seu comprimento durante a instalação e facilitar a sua remoção. O ligador pode ser facilmente instalado e substituído com a utilização de ligações de chapa de extremidade aparafusadas entre os recetáculos e os pilares. Estas ligações são formadas rigidamente para se realizar o comportamento de

96 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

Vierendeel. Os recetáculos, os pilares e as suas ligações são projetados com sobrerresistência para garantir a formação de rótulas plásticas nas cavilhas. Os pilares do sistema podem utilizar secções abertas ou fechadas. As secções abertas são mais vantajosas para efeitos de construção uma vez que facilitam a ligação às vigas. Quando se utilizam secções fechadas, conforme apropriado, nas esquinas de edifícios com sistemas FUSEIS em ambas as direções (Fig. 4.3), as secções em T são soldadas para facilitar a ligação.



Fig. 4.1: Sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS FUSEIS com recetáculos

Fig. 4.2: Sistema de ligadores de cavilhas

O número de ligadores intermédios por piso, a seleção das secções de cavilhas, a distância do eixo central e as secções dos pilares são parâmetros decisivos para a resistência e rigidez do sistema. O número de recetáculos e cavilhas numa altura de piso típica de aproximadamente 3,4 m pode ser de quatro ou cinco, dependendo da altura dos recetáculos, do "espaço de trabalho" que é necessário para instalar os ligadores e eventuais restrições arquitetónicas. Além disso, é introduzido um fusível junto das bases do pilar para absorver os momentos da base do pilar e permitir uma disposição de bases dos pilares com rótulas.

Para evitar a aplicação de recetáculos que requeiram algum esforço de maquinagem, foram estudados e ensaiados na estrutura do projeto MATCH, que foi também financeiramente suportado pelo RFCS [28], ligadores de cavilhas com pormenor final ligeiramente diferente. Neste projeto são cortadas roscas de diferentes sentidos (uma esquerda e uma direita) nas extremidades das cavilhas que estão diretamente aparafusados às chapas de extremidade que estão ligadas aos banzos dos pilares (Fig. 4.3). Com o intuito de promover a ocorrência dos danos longe da área de ligação, a secção da cavilha é reduzida na parte central. As cavilhas com esse pormenor necessitam de menos esforço no fabrico e na edificação e levam a resultados semelhantes.


chapa de extremidade cavilha banzo do pilar

Fig. 4.3: Ligadores de cavilha FUSEIS sem recetáculos

O sistema é versátil no que respeita à seleção das secções de cavilhas e oferece ao projetista a possibilidade de controlar a sequência de plastificação das cavilhas. Isto pode ser obtido alterando quer as secções quer o comprimento das cavilhas pertencente ao piso ou entre os pisos.

Com o objetivo de evitar sobrerresistência, o material em aço das cavilhas dissipativas deve ter propriedades controladas. De acordo com EN 1998-1-1 [13] a sua tensão de cedência deverá ter um valor máximo de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_y$$
 Eq. (4.1)

Em que γ_{ov} = 1,25 é o fator de sobrerresistência e fy é o valor nominal da tensão de cedência.

A tensão de cedência nominal das cavilhas deve ser reduzida e preferencialmente não exceder 235MPa. Se as propriedades do material da cavilha forem controladas e a sua tensão de cedência máxima garantida abaixo da descrita pela eq. (4.1), o fator de sobrerresistência pode ser reduzido e obter-se um dimensionamento ainda mais económico.

O número de sistemas de ligadores de cavilhas FUSEIS necessários num edifício é definido pela topologia do edifício (Fig. 4.4) e pela intensidade do sismo. O sistema pode ser, em geral, combinado com uma ação de pórtico simples (MRF), caso em que as forças laterais são partilhadas entre o MRF e o sistema de ligadores de cavilha FUSEIS. Em alternativa, se forem utilizadas ligações nominalmente articuladas (ligações de chapa metálica) entre as vigas de pavimento e os pilares correntes, o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS resiste isoladamente a toda a ação sísmica. Em ambos os casos as ligações entre as vigas de pavimento e os pilares do sistema deve ser consideradas como nominalmente articuladas para evitar o seu dimensionamento por capacidade resistente no que respeita a vigas de

98 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
MODELOS DE ESTADO LIMITE	

pavimento fortes e introduzir o dimensionamento por capacidade resistente no que respeita apenas a cavilhas fracas.



Fig. 4.4: Posicionamento dos sistemas de ligadores de cavilha FUSEIS num edifício

4.3 MODELOS DE ESTADO LIMITE

Investigações experimentais revelaram que o sistema com provetes de vigas funciona como uma viga Vierendeel vertical. Resiste a cargas laterais, principalmente por flexão das vigas e aos esforços axiais dos pilares (Fig. 4.5). Considerando rótulas nos pontos médios das cavilhas e pilares, os esforços para carga horizontal no estado elástico poderão ser determinados a partir do equilíbrio estático. Consequentemente, o esforço transverso V_{pin} devido à resistência ao momento fletor $M_{pl,pin}$ nas extremidades das cavilhas é:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin}}{I_{pin}}$$
Eq. (4.2)

Em que l_{pin} é o comprimento da parte enfraquecida da cavilha, $M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$, $W_{pl,pin}$ é o valor de cálculo do momento resistente da parte enfraquecida da cavilha e f_y é a tensão de cedência da cavilha.

O esforço axial dos pilares N_{column} é igual a:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{story} \cdot h_{story}}{L} = \sum V_{pin}$$
 Eq. (4.3)

Em que M_{ov} é o momento de derrubamento da estrutura, V_{story} é o esforço entre pisos, h_{story} é a altura entre pisos e L é a distância axial dos pilares do sistema. Por esse motivo, a partir das Equações (4.2) e (4.3) o esforço entre pisos que pode ser transferido é igual a (Eq. (4.4)).

$$V_{story} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,pin}}{I_{pin}} \cdot \frac{L}{h_{story}}$$
 Eq. (4.4)

Considerando recetáculos rígidos, as rotações de corda da cavilha $\theta_{pl,pin}$ são determinadas a partir da Equação(4.5):

$$\theta_{pl,pin} = \frac{L}{I_{pin}} \theta_{gl}$$
 Eq. (4.5)

Em que θ_{gl} é o ângulo global de deslocamento entre pisos da estrutura durante ação sísmica.



Fig. 4.5: Sistema estático e esforços teóricos (teoria da viga Vierendeel)

4.4 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE OS LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

4.4.1 Investigações experimentais sobre ligadores individuais

4.4.1.1 Configuração experimental e ligadores de cavilha ensaiados

No total foram efetuados oito testes em ligadores de cavilhas, dois sob carga monotónica e seis sob carga cíclica. O critério para a seleção do provete de cavilha foi a sua capacidade de dissipar energia através de mecanismos de flexão. Como resultado, o dimensionamento da configuração experimental dependeu do momento plástico resistente das cavilhas W_{pl,pin}, que foi utilizado para cálculo da carga máxima aplicada. O provete ensaiado consistiu numa cavilha circular de 400 mm

100 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE OS LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

enfraquecida no meio e em duas vigas com recetáculos SHS120x10. A cavilha foi dividida em três partes. O diâmetro nas extremidades foi de Φ60 e na parte central o diâmetro foi reduzido para Φ45mm. O comprimento da parte enfraquecida foi para assegurar o desenvolvimento de um mecanismo de flexão. Fig. 4.6 mostra as fotografias principais dos provetes.





c) Detalhe do enfraquecimento

Fig. 4.6: Provetes de fusíveis fabricados antes dos ensaios

4.4.1.2 Resultados dos ensaios monotónicos

Os provetes de cavilhas revelaram um comportamento dúctil com um considerável aumento de carga depois de exceder do domínio elástico. Este efeito não se deveu principalmente ao endurecimento do material mas devido a uma alteração do mecanismo de apoio. Para pequenas deslocamentos, a carga foi transferida por flexão e corte da cavilha enquanto que para grandes deformações a carga foi transferida também por esforços axiais na cavilha, que aumenta significativamente a capacidade de suporte dos provetes.





Fig. 4.7: Curva carga-deslocamento e provetes deformados sob carga monotónica

4.4.1.3 Resultados dos testes cíclicos

Como referência para o procedimento de teste, foi usada a recomendação ECCS [14] para avaliar o comportamento dos elementos de aço estruturais sob cargas cíclicas. O valor máximo de deslocamento alcançado durante os ensaios foi inferior ao deslocamento máximo aplicado de 60 mm (4% de deslocamento entre pisos).



Fig. 4.8: Curvas carga-deslocamento e provetes deformados sob carga cíclica

Fig. 4.8, a e b, mostram a sobrerresistência e a capacidade de rotação dos ensaios como dependente do comprimento da cavilha normalizado p. Ambos os valores e especialmente a sobrerresistência são muitas vezes superiores para a carga monotónica comparativamente com a carga cíclica. Isto indica que quando submetidas a carga cíclica, as cavilhas falharam devido a fadiga oligocíclica e desenvolveram uma ação catenária significativamente inferior comparativamente com as submetidas a carga monotónica.



Fig. 4.9: Sobrerresistência Ω e capacidade de rotação γ dos provetes de cavilhas

INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE OS LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

4.4.2 Investigações experimentais sobre estruturas gerais com ligadores de cavilha FUSEIS

4.4.2.1 Configuração experimental e estruturas ensaiadas

Dois ensaios à escala total sobre estruturas com ligadores de cavilha FUSEIS foram efetuados no Institute of Steel Structures de NTUA. A configuração experimental incluiu um banco de ensaio de estruturas porticadas espaciais resistente, um cilindro hidráulico controlado por computador e a estrutura de ensaio. A estrutura de ensaio consistiu em dois fortes pilares rigidamente ligados a cinco ligadores do sistema, conforme ilustrado na Fig. 4.9. As dimensões dos elementos estruturais corresponderam a uma estrutura de edifício real e foram definidas de acordo com o disposto em EN1993-1-1 [17] e EN1998–1-1 [13]. A altura da estrutura foi de 3,40 m e a distância ao eixo central dos pilares L=1,50 m. Os pilares da estrutura de ensaio foram unidos por cavilhas nas ligações superiores e inferiores e foram reforçados adicionando secções em T de reforço nos seus lados interiores para permanecerem elásticos.

De forma semelhante aos ensaios em ligadores de cavilha individuais, o fusível consistiu em uma cavilha de 400 mm e duas vigas SHS como recetáculos, ver Fig. 4.10. A geometria da parte enfraquecida da cavilha foi selecionada para assegurar o desenvolvimento dos mecanismos de flexão. O teste M4 incluiu cavilhas com o mesmo diâmetro (Φ 45) e três comprimentos diferentes da parte enfraquecida l_{pin}=90, 120, 150 mm > 39 mm e pinos de teste M5 com diâmetros diferentes Φ 40, 45, 50 e o mesmo comprimento da parte enfraquecida l_{pin}=120 mm > 43,4 mm. A classe de aço das cavilhas foi de S235 e a classe de aço dos restantes membros da estrutura de ensaio S355. Para facilitar a instalação e remoção do fusível, as cavilhas foram fabricadas com roscas opostas de forma a poderem ser facilmente apertadas nos recetáculos.



4.4.2.2 Resultados dos ensaios

Relativamente aos procedimentos de carga das experiências, o protocolo de carregamento cíclico foi definido no que toca aos procedimentos ECCS. Começando com um deslocamento de 2,55 mm aplicado nas bases dos pilares do sistema, o deslocamento imposto aumentou até 170 mm, o que corresponde a um deslocamento entre pisos de 5%. O protocolo de carga cíclico foi seguido por ciclos de amplitude constante de 5% até à rotura.

A carga medida aumentou no início do ensaio e durante diversos ciclos. Quando se formou a primeira fissura nas extremidades da parte enfraquecida da cavilha (Fig. 4.10 b), as cavilhas entraram em rotura (Fig. 4.10c), e como resultado, a carga diminuiu. Isto significa que houve uma concentração de esforço local nas extremidades das cavilhas enfraquecidas conforme indicado pelas fotografias tiradas por uma câmara de infravermelhos (Fig. 4.10d). O comportamento da cavilha acima referido é justificado pelos mecanismos desenvolvidos. Especificamente, o provete de cavilha agiu primeiro como uma viga em flexão, depois o mecanismo de resistência alterou-se para uma ação de campo de tracção e rótulas plásticas foram geradas sob grandes deformações. Desenvolveram deformações extensas e esforços axiais significativos principalmente devido ao seu reduzido comprimento e às ligações aparafusadas nas suas extremidades que originaram rotura frágil. No teste M4, observou-se que as cavilhas mais curtas=90mm entraram em rotura mais cedo com valores baixos de deslocamento entre pisos, sustentando apenas um número limitado de ciclos (Fig. 4.12). Desenvolveram rotações significativas e a sua resistência diminuiu rapidamente devido a fadiga oligocíclica. No teste M5, em que

104 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS SOBRE OS LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

as cavilhas tinham o mesmo comprimento e diâmetros variáveis, o pino que entrou em rotura primeiro foi Φ40/120 no Nível 5 (Fig. 4.13).



a) A estrutura M4 no seu estado inicial e final do teste

a) Primeira fissura a) Primeira fissura b) Rotura da caviha b) Rotura da caviha c) Fotografia por infravermelhos

Fig. 4.12: Fotografias durante o teste M4



a) Cavilha L=150b) Cavilha L=90a) Cavilha Φ40b) Cavilha Φ50Fig. 4.13: Teste M4 – fotografias das cavilhas
deformadasFig. 4.14: Teste M5 – fotografias das cavilhas
deformadas

Os diagramas histeréticos de cada teste estão indicados na Fig. 4.14. É de notar que a resistência do sistema continuou a aumentar após a primeira cedência e subsequente plastificação das cavilhas devido a um desenvolvimento da ação catenária das cavilhas e endurecimento. O sistema teve amplos ciclos de histerese e exibiu uma grande capacidade de dissipação de energia. A primeira cedência significativa na curva experimental apareceu num deslocamento entre pisos igual a 0,66% e define a SLS. Após a sua plastificação à carga máxima que apareceu num desvio entre pisos igual a 1,38% e define a ULS, a deformação das cavilhas continuou a aumentar até à sua rotura que correspondeu a um deslocamento entre pisos igual a 2,25% e define o CPLS.

Os ciclos de histerese têm um "aperto" devido à folga formada entre a cavilha e a chapa como resultado da deformação plástica extensiva da cavilha e o efeito Poisson em torno da circunferência da cavilha. Este aperto da curva de histerese foi acompanhado por uma queda substancial na rigidez inicial devido à libertação do

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 105
LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

campo de tracção desenvolvido na excursão de carga anterior. Geralmente, faz-se notar que as cavilhas mais curtas sofreram roturas com deslocamentos menores do que as cavilhas mais longas e os diagramas não são simétricos possivelmente devido às tolerâncias das ligações aparafusadas.



Fig. 4.15: Carga – diagramas de deslocamento entre pisos

4.4.2.3 Comparação entre esforços transversos experimentais e teóricos

A validade da teoria Vierendeel foi examinada utilizando resultados experimentais. Inicialmente, o esforço entre pisos teórico V_{th1} foi calculado com a utilização da Equação (4.4) e a tensão de cedência efetiva do aço definida através de ensaios de tração. Este valor foi depois comparado com a resistência máxima das estruturas alcançada nas experiências V_{exp}. Tabela 4.1 mostra que os valores experimentais foram significativamente superiores aos teóricos e a relação V_{exp}/V_{th1} foi de aproximadamente 3.

Estas discrepâncias são justificadas pelo comportamento das cavilhas durante as experiências. Nos primeiros ciclos, os ligadores de cavilha comportaram-se como vigas em flexão, mas após alguns ciclos, o mecanismo resistente mudou e foram geradas rótulas plásticas sob grandes deformações. É este o motivo pelo qual quando foram aplicadas as equações da viga Vierendeel, os valores do esforço entre pisos não foram semelhantes aos medidos. As rotações de cordas da cavilha $\theta_{pl,pin}$ podem ser calculadas a partir da Equação (4.5) considerando que a rotação dos recetáculos foi mínima e que estes permaneceram rígidos durante os ensaios. As rotações de corda da cavilha θ_{pin} são muito mais elevadas do que o deslocamento entre pisos global θ_{gl} devido ao reduzido comprimento da cavilha. As grandes rotações resultam em grandes deformações axiais nas cavilhas e, da mesma forma, uma ação catenária que se comprovou benéfica para a resposta global. Da mesma forma, perante rotações elevadas, a flexão das cavilhas transforma-se principalmente em forças de tracção de forma que as cavilhas desenvolvem a sua resistência axial plástica Npl. Neste caso, o esforço entre pisos Vth2 deriva de Equações (4.6) e (4.7) tendo em conta o componente vertical do

esforço axial plástico V_{pin}. Os valores teóricos estão agora próximos dos valores experimentais e a sua relação está próxima de 1 (Tabela 4.1).

$$V_{pin} = N_{pl,pin} \cdot \left(\theta_{pl,pin} - \theta_{gl}\right) = N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{I_{pin}} - 1\right)$$
 Eq. (4.6)

$$V_{th2} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = \sum N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{I_{pin}} - 1\right) \cdot \frac{L}{h_{story}}$$
 Eq. (4.7)

O acima exposto ilustra que a teoria de terceira ordem oferece uma melhor estimativa da capacidade de corte do sistema do que a teoria da viga Vierendeel mas é um método algo complicado e não é amplamente utilizado pelos projetistas. Através da calibração dos testes e da análise de estruturas 2D foi comprovado que a consideração da viga Vierendeel pode ser aplicada como substituição.

Ensaio	V _{exp}	V _{th1}	V _{exp} /V _{th1}	V _{th2}	V _{exp} /V _{th2}
M4	393,3	129,9	3,03	329,2	1,19
M5	354,1	129,4	2,74	314,4	1,13

Tabela 4.1: Esforços transversos experimentais vs teóricos

4.4.2.4 Fadiga oligocíclica

As análises e experiências preliminares em ligadores de cavilha revelaram que as cavilhas conseguem sustentar um número limitado de ciclos. O número de ciclos a suster é ditado por considerações de fadiga oligocíclica. As linhas S-N para ensaios de cavilhas efetuados em ambas as estruturas (NTUA) e ligadores de cavilhas (RWTH) foram determinadas. As linhas S-N reformuladas em deformações podem ser escritas como:

$$logN = -mlog\Delta \varphi$$
 Eq. (4.8)

Em que $\Delta \phi$ é a rotação da cavilha por fadiga, N é o número de ciclos da gama de rotações e m é a constante de inclinação das curvas de resistência à fadiga. O índice de danos pode ser calculado com a lei de acumulação Palgrem–Miner. Depois de um determinado número de ciclos de diversas amplitudes, ocorre rotura se:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \ge 1$$
 Eq. (4.9)

Em que n_i é o número de ciclos efetuados no mesmo intervalo de tensões S_i , N_{fi} é o número de ciclos no qual ocorre a rotura em caso de amplitude constante e i é o número total de ciclos de amplitude constante.

Devido à falta de resultados experimentais de ensaios cíclicos de amplitude constante, foi feita uma hipótese considerando a inclinação das linhas igual a 3 e 2 conforme proposto na EN1993-1-9 [19]. A comparação com os resultados do ensaio indicou que m = -3 é uma melhor aproximação para a inclinação.

A Fig. 4.15 mostra as linhas S-N que derivaram de ambos os ensaios em ligadores de cavilhas individuais e os testes nas estruturas com os ligadores do sistema. As relações validadas relevantes são indicadas em Equações (4.10) para ligadores de cavilha individuais e (4.11) para ligadores de cavilha múltiplos. Pode observar-se que os ligadores de cavilha individuais levaram a uma abordagem mais conservadora, enquanto que as estruturas com os ligadores do sistema deram resultados mais realistas devido à ação combinada de vigas múltiplas. Por esse motivo, a equação dos ensaios com estruturas é considerada como sendo representativa para a determinação do índice de danos dos ligadores do sistema de cavilha.

$$logN = -0.90 - 3 \cdot log\Delta \varphi$$
 Eq. (4.11)



Fig. 4.16: Diagramas de fadiga oligocíclica log $\Delta \phi$ – logN

4.5 REGRAS DE PROJETO

As conclusões de estudos analíticos e numéricos foram resumidas num guia de projeto para a aplicação prática. A metodologia de dimensionamento, descrita no guia de projeto, é baseada nas disposições da EN 1993-1-1 [17] e EN 1998-1-1 [13]. Algumas cláusulas da EN 1998-1-1 foram adequadamente reorganizadas para abranger a utilização de ligadores de cavilha no caso de disposições de Código normais. Inclui também detalhes estruturais e medidas construtivas.

4.5.1 Pré-dimensionamento

Tal como previamente mencionado (Capítulo 4.2), o sistema FUSEIS1 funciona como uma viga Vierendeel. Considerando que o "ligador de cavilha FUSEIS" resiste isoladamente às cargas laterais da estrutura, uma estimativa aproximada do número necessário de sistemas FUSEIS para um edifício em cada direção e o tipo das suas secções transversais pode ser realizada a partir do modelo de estado limite teórico do sistema (Secção 3) de acordo com a seguinte equação (4.12). O cálculo baseia-se na hipótese de que no último estado limite todas as cavilhas atingem, como elementos dissipativos do sistema, a sua capacidade em termos de momento.

$$m = \frac{V_B}{V_{story}}$$
 Eq. (4.12)

Em que VB é o esforço transverso total do edifício e Vstory é o esforço entre pisos do sistema de ligadores de cavilha FUSEIS baseado na teoria da viga Vierendeel vertical (Equação (4.4)). As secções de pilares são escolhidas primariamente considerando a rigidez de forma a limitar efeitos de segunda ordem. Contudo para sistemas FUSEIS iguais a m, os pilares têm de resistir pelo menos a um esforço axial igual a:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L}$$
 Eq. (4.13)

Em que M_{ov} é o momento de derrubamento da estrutura. A metodologia acima fornece as indicações principais para o dimensionamento do sistema; contudo as secções transversais para vigas e pilares bem como o número requerido de sistemas não podem ser calculados a partir apenas de critérios de resistência. A rigidez do sistema deverá ser igualmente controlada através da limitação das deformações de forma a limitar efeitos de segunda ordem de acordo com o disposto em EN1998-1-1 [13].

4.5.2 Conceção para análise elástica linear

As regras de projeto destinam-se a assegurar que a cedência irá ter lugar nas cavilhas antes de qualquer cedência ou rotura em qualquer outro lugar. Por esse motivo, o projeto de edifícios com ligador de cavilha FUSEIS baseia-se no pressuposto de que as cavilhas conseguem dissipar energia através da formação de mecanismos de flexão plásticos. Pode ser aplicada a seguinte metodologia do desenho:

1) Modelação

No estado atual, um edifício com ligadores de cavilha FUSEIS pode ser modelado com um modelo linear-elástico com elementos de viga apropriados. Os elementos de viga que representam os ligadores de cavilha FUSEIS são divididos em três partes com secções transversais diferentes: as vigas com recetáculos nas extremidades e a cavilha enfraquecida no meio. Para ativar a ação Vierendeel, as juntas entre as vigas com recetáculos e os pilares do sistema são simuladas como rígidas. As zonas rígidas devem ser fornecidas a partir dos centros dos pilares para as faces dos pilares para ter em consideração o seu comprimento livre na análise e assim excluir flexibilidades de viga não-existente. Desta forma, são consideradas a verdadeira flexibilidade e resistência do sistema.

As juntas entre as vigas de pavimento e os pilares do sistema são articuladas para evitar o seu dimensionamento por capacidade resistente no que respeita a vigas de pavimento fortes e introduzir o dimensionamento por capacidade resistente no que respeita apenas a cavilhas fracas. As ligações das vigas do pavimento aos pilares da estrutura principal podem ser representadas como rígidas, semi-rígidas ou articuladas de acordo com o detalhe da ligação. No primeiro e segundo caso, as forças laterais são partilhadas entre MRF e o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS enquanto que no terceiro o sistema resiste isoladamente a toda a ação sísmica. As bases de todos os pilares do edifício são considerados como apoios fixos.

Análises aos pórticos com o sistema revelaram que quando se utilizam ligações rígidas, as vigas da estrutura principal têm de serdimensionados por capacidade resistente para resistir a cargas laterais e assim a utilização de um segundo sistema como o FUSEIS leva a uma estrutura mais pesada, mais cara e pode ser omitida. Pelo contrário, as ligações articuladas são opcionais mas são mais desfavoráveis para o sistema FUSEIS, que tem de ser extremamente rígido e pesado com secções transversais sobredimensionadas que são difíceis de instalar e reparar. A solução mais eficaz é a utilização de ligações semi-rígidas que oferecem as vantagens de ambas as soluções acima e adicionalmente são mais fáceis de realizar na prática e restringem os danos nas cavilhas que levam a um dimensionamento mais económico. Neste tipo de ligações, a capacidade de rotação da rótula plástica θ_p deverá exceder 40mrad para garantir que esta área não cede antes das cavilhas. Este valor derivou de análises não-lineares em estruturas com "ligadores de cavilha FUSEIS" e é ligeiramente superior ao valor correspondente indicado em EN1998-1-1 [13] para ligações da viga ao pilar em MRF.

2) Análise

A análise linear estática é executada sob carga permanente e sobrecarga e os elementos da estrutura principal são dimensionados de acordo com o disposto em EN1993-1-1 [17] a ULS e SLS. O método convencional para cálculo dos esforços

110 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

sob ação sísmica é a análise por espectro de resposta multimodal, em que o número de modos de vibração considerado em cada direção é tal que a soma da massa efetiva é, pelo menos, igual a 90% da massa total. O espectro de cálculo deve ser definido com um coeficiente de comportamento máximo igual a 3, que foi confirmado através de análise estática não-linear (Pushover).

3) Limitação do deslocamento entre pisos

A limitação do deslocamento entre pisos garante a proteção dos elementos nãoestruturais sob ação sísmica e consiste num critério básico para o dimensionamento do «ligador de cavilha FUSEIS». Permite fazer uma estimativa dos danos no que se refere a diferentes níveis de desempenho e define a distribuição de rigidez na estrutura e eventualmente o tamanho e o tipo de secções transversais aplicadas no sistema.

Na análise linear, os deslocamentos induzidos pela ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão:

No caso de as relações de capacidade dos elementos dissipativos (Ω) serem baixas, o cálculo do deslocamento entre pisos baseado em ds é conservativo e, consequentemente pode utilizar-se um fator de redução (q $_{\Omega}$) igual à relação de capacidade das cavilhas como se segue:

$$d_s = q \cdot q_{\Omega} \cdot d_e \qquad \qquad \text{Eq. (4.15)}$$

O valor de cálculo do deslocamento entre pisos d_r, é definido como a diferença da média dos deslocamentos laterais no topo e na base do piso em questão. Dependendo do tipo de elementos não estruturais (materiais quebradiços, dúcteis ou não ligados) e da classe de importância do edifício, o deslocamento relativo entre pisos d_r é comparado com os valores correspondentes do Código. O dimensionamento ideal é obtido quando os deslocamentos entre pisos máximos da estrutura estão próximos dos valores limite. Uma vez que os deslocamentos horizontais são multiplicados pelo coeficiente de comportamento, a limitação de deslocamento entre pisos não depende deste.

4) Efeitos de segunda ordem

A possível influência dos efeitos de segunda ordem deve ser controlada limitando o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos θ abaixo dos valores limites do Código. O coeficiente θ é calculado a partir da Equação (4.16) para cada piso nas direções x e y do edifício.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eq. (4.16)

Em que P_{tot} é a carga de gravidade total no e acima do piso considerado na situação de projeto sísmico e V_{tot} é o esforço transverso sísmico.

Alternativamente, o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos θ pode ser calculado de forma mais precisa por uma análise de encurvadura linear através do fator α_{cr} , o fator no qual o carregamento de cálculo teria de ser aumentado para provocar instabilidade elástica num modo global. A análise é efetuada sob condições de cargas gravíticas constantes da combinação sísmica $(1,0\cdot G+0,3\cdot \phi\cdot Q)$ e produz os modos de encurvadura. Os modos que movem o edifício nas direções x e y são selecionados e os valores α_{cr} correspondentes são calculados como se segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Eq. (4.17)

Em que F_{cr} é carga de encurvadura crítica elástica para o modo de encurvadura global baseado na rigidez elástica inicial e F_{Ed} é o carregamento de cálculo para a combinação sísmica.

Para ter em consideração os deslocamentos inelásticos do edifício, α_{cr} deve ser dividido pelo coeficiente q. Os valores de θ neste caso são indicados pela Equação(4.18).

As disposições relevantes do Código exigem para edifícios que o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos seja limitado a $\theta \le 0.1$, caso se pretenda ignorar efeitos de segunda ordem. Se $0,1 < \theta < 0,2$, os efeitos de segunda ordem podem ser avaliados de modo aproximado multiplicando os efeitos da ação sísmica por um fator igual a $1/(1 - \theta)$. Se $0,2 < \theta < 0,3$ aplica-se uma análise de segunda ordem caso deverá ser $\theta < 0,3$.

5) Verificações de elementos dissipativos

Deve verificar-se se as cavilhas resistem a esforços e momentos da combinação sísmica mais desfavorável e se satisfazem as seguintes condições:

a) Esforços axiais

Deve ser verificado que todo o momento plástico resistente e esforços transversos não diminuem devido a forças de compressão segundo a equação (4.19):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \le 0.15$$
 Eq. (4.19)

b) Resistência ao esforço tranverso

A resistência ao esforço transverso deve ser verificada com critérios de dimensionamento por capacidade resistente, considerando que rótulas plásticas são desenvolvidas em ambas as extremidades da parte enfraquecida da cavilha simultaneamente.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \le 1$$
 Eq. (4.20)

Em que $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}}$ é o esforço transverso de cálculo por capacidade

resistente devido à aplicação de momentos de resistência M_{pl,pin,Rd} na direção oposta e V_{pl,pin,Rd} é aresistência ao esforço transverso da secção enfraquecida da cavilha.

c) Capacidade em termos de momento

Descobriu-se nos ensaios que a resistência ao momento global se desenvolve nas cavilhas enfraquecidas apesar da presença de elevado corte. Por esse motivo, esta é a verificação crítica para as cavilhas considerando que o seu comprimento é tal que se desenvolve um mecanismo de flexão. A capacidade em termos de momento deve ser verificada como se segue:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 Eq. (4.21)

Em que M_{Ed} é o momento fletor de cálculo, $M_{pl,pin,Rd}$ é o valor do momento resistente plástico da secção enfraquecida da cavilha e Ω é a sobrerresistência da secção da cavilha enfraquecida.

De forma a assegurar que $M_{pl,pin,Rd}$ não será reduzido devido à influência de corte, o comprimento e a espessura da cavilha enfraquecida deve ser tal que a relação entre o esforço transverso atuante e a resistência ao esforço transverso na Equação (4.20) é inferior ou igual a 0,5. Neste caso, o comprimento da parte enfraquecida do pino deve ser superior ao comprimento calculado a partir da Equação (4.22).

$$I_{pin} \ge \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_{v} / \sqrt{3}}$$
Eq. (4.22)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 113 LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

d) Comportamento dissipativo global

Para obter um comportamento dissipativo global da estrutura, deve verificar-se que as razões máximas Ω em toda a estrutura não diferem do valor mínimo de Ω em mais do que 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \le 1.25$$
 Eq. (4.23)

e) Rotações da cavilha

Uma vez que a parte enfraquecida da cavilha l_{pin} é muito mais pequena do que a distância L ao eixo central dos pilares, desenvolvem-se rotações das cavilhas consideráveis durante a excitação sísmica. Contudo, os ensaios revelaram que essas rotações conseguem ser acomodadas pelas cavilhas. De forma a assegurar que as rotações das cavilhas são inferiores às alcançadas pelos testes, deve verificar-se a verificação adicional na Equação (4.24). O valor limite de $\theta_{pl,pin}$ deverá ser calculado considerando que o deslocamento entre pisos global θ_{gl} é igual a 1,38%, o valor no qual as estruturas com ligadores de cavilha FUSEIS atingiram a carga horizontal máxima durante os ensaios e está definido como o limite em ULS (Secção 4.2.2). Considerando recetáculos rígidos tais como nos ensaios, as rotações de corda das cavilhas são determinadas a partir de:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,pin} = \frac{L}{I_{pin}} \theta_{gl}$$
 Eq. (4.24)

6) Verificações de elementos não-dissipativos

Os elementos não-dissipativos, os pilares do sistema, as vigas com recetáculos e as suas ligações, devem ser dimensionados por capacidade resistente com valores aumentados dos esforços comparados com os derivados das análises com a combinação sísmica mais desfavorável para garantir que a rotura das cavilhas ocorre em primeiro lugar.

 d) Deve verificar-se que os pilares FUSEIS e as vigas com recetáculos resistem aos efeitos da ação provenientes do dimensionamento por capacidade resistente, como se segue:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (4.25)

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 Eq. (4.26)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Eq. (4.27)

114 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

Em que N_{Ed,G} (M_{Ed,G}, V_{Ed,G}) são os esforços axiais (esforços transversos e momentos fletores respetivamente) devido a ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmica, N_{Ed,E} (M_{Ed,E}, V_{Ed,E}) são as esforços axiaias (esforços transversos e momentos fletores respetivamente) devido

à ação sísmica de cálculo, $\Omega = min\Omega_i = min\left\{\frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}}\right\}$ é o fator de

sobrerresistência mínimo para todas as cavilhas no edifício, ver expressão (5.10), $\gamma_{ov} = 1,25$ é o fator de sobrerresistência do material, ver expressão (2.1), $\alpha = 1,5$ é um fator de sobrerresistência adicional derivado da análise não-linear para garantir que as cavilhas enfraquecidas cedem antes do resto dos elementos estruturais. O fator de majoração total de cargas sísmicas não pode exceder o valor do fator de comportamento utilizado na análise. A seleção das dimensões das cavilhas deve ser tal que o valor de Ω está próximo de 1 e a tensão de cedência real do aço aproximadamente igual ao seu valor nominal de forma a se alcançar um cálculo económico.

 e) O momento resistente de toda a secção da cavilha deve ser verificado na sua área de contacto com a chapa frontal dos recetáculos, de acordo com:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1.0$$
 Eq. (4.28)

Em que $M_{CD,Ed} = \frac{I}{I_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$ é o cálculo pela capacidade do momentos fletor (I é o

comprimento entre as chapas frontais dos recetáculos) e M_{pl,Rd} é o momento fletor resistente da secção total da cavilha.

f) As categorias B e C das ligações aparafusados com parafusos de alta resistência da categoria 8.8 ou 10.9 devem ser utilizadas entre os pilares e recetáculos do sistema. Estas ligações devem ter uma sobrerresistência suficiente para garantir que a sua cedência irá ocorrer após plastificação das cavilhas. O dimensionamento por capacidade resistente do momento flector da ligação é:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{I_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$$
Eq. (4.29)

Em que L_{net} é o comprimento total da ligação entre os banzos e os pilares. O dimensionamento por capacidade resistente do esforço transverso da ligação é calculado da seguinte forma:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}}$$
 Eq. (4.30)

4.5.3 Projeto para análise não linear estática (Pushover)

1) O modelo estrutural utilizado para análise elástica deverá ser prolongado de forma a incluir a resposta dos elementos estruturais além do estado elástico e estimar mecanismos plásticos esperados e distribuição de danos.

2) Uma vez que os elementos dúcteis são as cavilhas FUSEIS, as potenciais rótulas plásticas devem ser inseridas nas extremidades das suas partes enfraquecidas. Estas rótulas são do tipo fletor M3 e as suas propriedades foram determinadas a partir da calibração dos resultados experimentais.

3) A Fig. 4.17 resume as propriedades não lineares propostas. Faz-se notar que os valores limites que definem os pontos de cedência (B) e de rotura (C) são inferiores ao correspondente medido durante os testes em que o sistema exibiu uma sobrerresistência significativa devido a endurecimento e a ação catenária. Contudo, para o projeto de edifícios com o sistema, é adotada uma abordagem mais conservadora de forma que a cedência das cavilhas começa quando a sua resistência plástica à flexão está esgotada (teoria da viga Vierendeel). Fig. 4.17 inclui igualmente os valores limites para os três Níveis de Desempenho: *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) e *Colapse Prevention* (CP).

4) As propriedades de rótula dos elementos não dissipativos devem ser calculadas de acordo com as disposições dos códigos relevantes (por ex. FEMA-356 [18]). As propriedades das rótulas plásticas dos recetáculos devem ser do tipo fletor (rótula M3). Quanto aos pilares, estas propriedades devem considerar a interação entre os momentos fletores e os esforços axiais (rótulas P-M3).

Ponto	M/M _{pl,pin}	$\theta/\theta_{pl,pin}$	
A	0	0	
В	1	0	10
С	2	100	в
D	0,5	100	
E	0,5	150	
Critérios	s de aceitação	ο (θ/θ _{pl,pin})	D E
IO		30	
LS		45	A
CP		60	

Fig. 4.17: Parâmetros de rótulas não lineares propostos para as cavilhas

116 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores		
	116 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	REGRAS DE PROJETO	

4.5.4 Projeto para análise não linear dinâmica

1) Deve ser efetuado de forma a definir a resposta dependente do tempo dos edifícios de aço quando dimensionados de acordo com o disposto em EN1998-1-1 em condições sísmicas reais. A análise oferece a capacidade de restringir os danos após um evento sísmico avaliando e eliminado os deslocamentos residuais da estrutura. Se o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS estiver adequadamente dimensionados podem funcionar como um sistema auto-centrante com praticamente zero deslocamentos residuais.

2) De forma a se obter a resposta não-linear da cavilha, está modelado como se segue: dois elementos de ligadores multi-linear plástico com um comprimento aproximadamente igual a 25% do seu comprimento estão atribuídos às extremidades e a parte central restante é simulada como uma viga com a secção transversal inicial (Fig. 4.18a). O comportamento do ligador não linear está definido apenas para o grau de rotação da liberdade no que respeita ao principal eixo de inércia enquanto os restantes graus de liberdade são modelados como lineares. As propriedades não lineares aplicadas incluem uma entrada de momento-rotação com capacidades em termos de momento positiva e negativa iguais à capacidade em termos de momento plástica e rigidez inicial da cavilha sob momentos positivos e negativos (Fig. 4.18b). O tipo de histerese deve ser o fornecido pelo modelo cinemático multi-linear plástico (Fig. 4.18 c).



a) Simulação de cavilhas



Ponto	Rotação	Moment
1	-100θ _{pl,pin}	-2M _{pl,pin}
2	-20θ _{pl,pin}	-1M _{pl,pin}
3	0	0
4	$20\theta_{pl,pin}$	1M _{pl,pin}
5	100θ _{pl,pin}	2M _{pl,pin}

b) Força multi-linear - definição de deformação



Fig. 4.18: Simulação não linear de ligadores proposta para análise não linear dinâmica

3) As rotações plásticas são consideráveis devido ao reduzido comprimento da cavilha. As análises não linear temporais devem ser utilizadas para determinar o índice de danos para ciclos de amplitude variável pela lei de Palmgren-Miner de acumulação de danos (Equação (4.9)). O número de ciclos a ser sustentado pelo

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 117
LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

sistema é ditado por considerações de fadiga oligocíclica, que lidam com os historiais de deformação e tensão, em vez dos historiais de tensões (fadiga com elevado número de ciclos). Os intervalos de deslocamento ($\Delta \phi$) por ciclo podem ser aplicados na curva de fadiga experimental (definida no Capítulo 4.4.2.4, Equação (4.11)) para calcular o número de ciclos correspondentes N. O cálculo baseia-se no pressuposto de que as vigas com recetáculos permanecem rígidas. Isto resulta em valores mais elevados de deslocamentos das cavilhas do que os atuais e consequentemente a introdução de um fator de segurança para a deformação do índice de danos nas cavilhas não é necessária.

4.6 ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D

As equações, propriedades dos elementos, recomendações de dimensionamento, verificações críticas e coeficiente de comportamento proposto, incluídos no guia de projeto, foram verificados através de análises numéricas em pórticos 2D reais com ligadores de cavilha FUSEIS utilizando o software SAP2000 [20]. Inicialmente os pórticos foram dimensionados através da análise elástica em ULS e SLS. Seguiram-se análises não lineares estáticas e dinâmicas para investigar o seu comportamento para além do domínio elástico e confirmar o coeficiente de comportamento q=3.

4.6.1 Descrição dos pórticos examinados

4.6.1.1 Geometria e pressupostos

O caso de estudo apresentado aqui baseou-se na extração de um pórtico plano de um edifício composto de cinco pisos, Fig. 4.19. A estrutura consistiu numa estrutura porticada semi-rígida parcialmente fixa (PF) com três vãos de 6m e um sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS aplicado na sua extremidade para conferir resistência sísmica. Os pilares tinham secções ocas retangulares (RHS) e as vigas de pavimento eram compostas de vigas de aço com secções HEA que agiram em conjunto com as lajes de betão (C25/30, B500C), exceto nas extremidades das vigas onde a laje de betão não estava ligada à viga de aço.

O sistema consistiu num par de pilares fortes ocos a uma distância entre centros de 2,0 m e cinco ligadores por piso com cavilhas circulares com um comprimento líquido de 200 mm. Um ligador foi fornecido ao nível da fundação e as vigas com recetáculos tinham secções ocas retangulares e quadradas (RHS, SHS) e estavam ligadas de forma rígida aos pilares do sistema. As secções transversais resultantes para as vigas HEA260 e pilares SHS200x15 da estrutura semi-rígida principal estão indicadas em Fig. 4.19. A Tabela 4.2 resume os diâmetros dos ligadores do sistema de cavilhas na parte enfraquecida, as secções transversais dos pilares do sistema e os recetáculos. As cavilhas dissipativas tinham uma classe de aço inferior (S235) ao resto dos elementos estruturais (S355). A produção da cavilha não foi considerada completamente controlada, de forma a que as propriedades do material da cavilha tiveram de estar em conformidade com a Equação (4.1) com γ_{ov} =1,25. Este fator de

118 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

sobrerresistência foi também considerado no dimensionamento por capacidade resistente.

Diso	Cavilhas	Pilares do	Vigas com
F 150	Φ(mm)	sistema	recetáculos
1	05	RHS 400x300x35	RHS
I	95		260x220x25
C	00	RHS 400x300x35	RHS
Z	90		260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

Tabela 4.2: Secções transversais das cavilhas, pilares e recetáculos

	comp. HEA260		comp. HEA260		comp. HEA260		Fuse 5	
							Fuse 5	
							Fuse 5	ł
							Fuse 5	ł
	comp. HEA260	\rightarrow	comp. HEA260	\rightarrow	comp. HEA260		Fuse 4	ł
							Fuse 4	ł
							Fuse 4	ł
							Fuse 4	ł
× 15	comp. HEA260	× 15	comp. HEA260	× 15	comp. HEA260	-	Fuse 3	1
200		200		200		mnlo	Fuse 3	
XQ		× oc		X		is Co	Fuse 3	Ś
1S 2(1S 2(1S 2(Fuse	Fuse 3	Į.
ŝ	comp. HEA260	ŝ	comp. HEA260	Ś	comp. HEA260		Fuse 2	ľ
							Fuse 2	ł
							Fuse 2	ł
							Fuse 2	ł
	comp. HEA260		comp. HEA260		comp. HEA260		Fuse 1	t
							Fuse 1	Ļ
							Fuse 1	L
							Fuse 1	L
							Fuse 1	L
Δ		4		4		L	Δ	\land
	6000		6000		6000		2000	ł
1		1		1				1

Fig. 4.19: Estrutura do edifício 2D

Tabela 4.3 inclui as hipóteses assumidas para as cargas de gravidade e sísmicas. As cargas permanentes e sobrecargas foram iguais a 2,00kN/m2. Considerando que os pórtico planos são idênticos e que foram colocados a uma distância de 8 m entre si no edifício, as cargas de linha a aplicar nas vigas foram de 16.00kN/m.

Carga	as verticais		
Cargas permanentes além do peso próprio – G	2,00kN/m ²		
Sobrecargas – Q	2,00kN/m ²		
Carga	s sísmicas		
Espectros de resposta elásticos	Tipo 1		
Aceleração máxima à superfície do terreno	A=0,36g		
Classe de importância II	$\gamma_1 = 1,0$ (Edifícios comuns)		
Tipo de terreno	$B(T_B = 0, 15 \text{ s}, T_C = 0, 50 \text{ s})$		
Coeficiente de comportamento proposto q	3		
Coeficiente de amortecimento	5%		
Fatores de cargas em serviço para comb. sísmica	φ=1.,00 (cobertura), φ=0.80 (pisos com ocupações correlacionadas)		
Coeficiente de combinação sísmica para o valor quase-permanente de ações variáveis	ψ ₂ =0.30		

4.6.1.2 Modelação

O modelo estrutural era um modelo linear-elástico com elementos de viga e foi formado de acordo com as regras indicadas na secção 4.5.2 (1) como se segue:

1) Uma vez que as juntas entre as vigas de pavimento e pilares da estrutura principal eram semi-rígidas, as molas rotacionais foram atribuídas às extremidades das vigas para introduzir estas condições de rigidez parcial com propriedades determinadas de acordo com EN1994-1-1 [21] e EN1993-1-8 [22]. A estrutura foi designada como FUSEIS+PF para indicar o facto de que o sistema de resistência à ação sísmica é uma combinação do sistema FUSEIS e de um pórtico parcialmente fixo.

2) As vigas de pavimento da estrutura principal foram subdivididas em três segmentos; secções em aço foram atribuídas às extremidades (0,15L) onde se desenvolvem os momentos negativos no qual a laje de betão não suporta cargas devido à análise fendilhada (EN1994-1-1 [21]) e secções de viga mista consistindo em vigas de aço e a laje de betão associada de 15 cm sobre a sua largura efetiva na parte central. Foram incluídos nas vigas desvios de rigidez e de comprimento para ter em conta o seu comprimento livre e a sua rigidez atual na análise.

3) Os elementos de viga que representam os ligadores de cavilha FUSEIS foram divididos em três partes com secções transversais diferentes: as vigas com recetáculos nas extremidades e a cavilha enfraquecida no meio. As ligações entre as vigas com recetáculos e os pilares do sistema foram consideradas rígidas.

4) As ligações entre as vigas de pavimento e os pilares do sistema foram consideradas articuladas. As bases dos pilares foram consideradas como apoios fixos para evitar a transferência de momento para a fundação.

120 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

4.6.2 Análise por espectro de resposta

Realizou-se uma análise por espectro de resposta multimodal cujos resultados estão resumidos na Tabela 4.4. Os primeiro e segundo modos, que são translacionais, ativaram mais de 90% da massa.

Modo N.º	Períodos Próprios (s)	Relação de massa participante	Total (%)	
1	0,990	74,80	03.60	
2	0,295	18,80	- 93,00	

Tabela 4.4: Períodos e	participad	ções de	massa
		•	

De acordo com EN1998-1-1 quando $T_B \le T \le T_D$ o limite inferior para o espectro de cálculo horizontal foi verificado com a Equação (4.31):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \ge \beta \cdot a_g$$
 Eq. (4.31)

Em que V_{tot} é o esforço transverso total da análise do espectro de reposta, P_{tot} é o esforço axial total a partir da massa efetiva da estrutura para a combinação sísmica e β =0,2 é o coeficiente correspondente ao limite inferior para o espectro de cálculo horizontal. A verificação foi efetuada e não houve necessidade de um aumento do esforço transverso (Tabela 4.5).

Tabela 4.5: Verificação do limite inferior do espectro de cálculo horizontal

V _{tot} (kN)	P _{tot} (kN)	V _{tot} /P _{tot}	β.a _g
716	4666	0,153	0,072

4.6.3 Projeto sísmico

É de notar que para o projeto sísmico as seguintes condições tiveram de ser preenchidas de acordo com as regras de projeto descritas na secção 4.5.2 e as regras da EN 1998-1-1 [13].

4.6.3.1 Limitação do deslocamento entre pisos

Considerando que o edifício tinha elementos não estruturais dúcteis, verifica-se a seguinte Equação (4.32).

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5mm$$
 Eq. (4.32)

Em que v =0,5 é o fator de redução nos deslocamentos de cálculo devido à classe de importância do edifício (edifícios comuns) e h é altura entre pisos. A Tabela 4.6 inclui os resultados da análise; a verificação é efetuada para todos os pisos com

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 121
LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

valores muito inferiores ao valor limite de 25,5 mm. A seleção dos pilares e as secções das vigas com recetáculos foram definidas por esta verificação.

Piso	1	2	3	4	5
d _{e,top} (mm)	8,20	19,10	32,80	47,50	61,00
d _{e,bottom} (mm)	0,00	8,20	19,10	32,80	47,50
d _r = (d _{e,top} - d _{e, bottom}) ⋅ q (mm)	24,6	32,70	41,10	44,10	40,50
d _r . v	12,3	16,35	20,55	22,05	20,25

Tabela 4.6: Limitação do deslocamento entre pisos

4.6.3.2 Efeitos de segunda ordem

Uma análise de encurvadura linear para a combinação sísmica $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot \varphi \cdot Q$ foi efetuada de forma a controlar efeitos de segunda ordem. A partir desta análise derivaram os modos de encurvadura críticos e os fatores de instabilidade correspondentes. O modo de encurvadura que mobilizou a estrutura com PGA=0,36g está indicado na Fig. 4.20.



Fig. 4.20: 1.º modo de encurvadura (SAP2000 [20])

Os valores de θ foram calculados a partir dos fatores de encurvadura críticos e foi verificado se os efeitos de segunda ordem deveriam ser tidos em conta (Tabela 4.7). Uma vez que $\theta < 0,1$, os efeitos de segunda ordem foram desprezados.

Fatores de encurvadura críticos	α_{cr}	θ	Multiplicador de carga sísmica β	
47,30	15,77	0,063	1,00	

Tabela 4.7: Efeitos de segunda ordem

4.6.3.3 Elementos dissipativos – cavilhas

As cavilhas FUSEIS foram concebidas para resistir às forças da combinação sísmica mais desfavorável $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot \varphi \cdot Q + Ex$. O comprimento máximo necessário

122 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

para garantir o desenvolvimento de um mecanismo de flexão nas cavilhas foi calculado a partir da Equação (4.22) e varia entre 114 mm - 154 mm. Por esse motivo, o comprimento da parte enfraquecida da cavilha foi considerado igual a 200 mm que é muito mais elevado do que o necessário. A Tabela 4.8 a

Tabela 4.10 resumem os resultados de todas as verificações de cavilhas. A

Tabela 4.10 inclui igualmente os valores de sobrerresistência da cavilha Ω utilizada para verificar o comportamento dissipativo global do sistema o que é assegurado quando os valores Ω de todas as cavilhas em todos os pisos não diferirem mais de 25% do seu valor mínimo.

Piso	N _{Ed} (kN)	N _{pl,pin,Rd} (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \le 0.15$	
1	59,40	1655,11	0,04	
2	76,00	1485,44	0,05	
3	74,40	1324,93	0,06	
4	75,00	1173,59	0,06	
5	123,00	898,41	0,14	

Tabela 4.8: Verificação dos esforços axiais

Piso	$V_{\text{Ed}}(kN)$	V _{pl,pin,Rd} (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \le 0.50$
1	332,53	862,91	0,39
2	282,71	774,17	0,37
3	238,29	690,60	0,35
4	198,60	611,90	0,32
5	133,03	468,36	0,28

Tabela 4.10: Verificação dos m	nomentos fletores
--------------------------------	-------------------

Piso	M _{Ed} (kN.m)	M _{pl,pin,Rd} (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \le 1.25$
1	28,70	33,25	0,86	1,16	
2	26,30	28,27	0,93	1,07	
3	20,40	23,83	0,86	1,17	1,09
4	17,20	19,86	0,87	1,15	
5	11,40	13,30	0,86	1,17	

Verificou-se também que as rotações de corda da cavilha ficaram abaixo das alcançadas nos ensaios. Verificou-se que:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,pin} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138mrad)$$
Eq. (4.33)

Os valores de θ_{pin} estão indicados na Tabela 4.11, poderá observar-se que são inferiores ao valor limite.

	· ·
Piso	θ_{pin} (%)
1	1,19
2	1,30
3	1,21
4	0,96
5	0,72

Tabela 4.11: Rotações de cavilhas θpin (%)

4.6.3.4 Pilares do sistema, vigas com recetáculos e secção de cavilha

Os pilares do sistema e as vigas com recetáculos são dimensionados seguindo critérios de dimensionamento por capacidade resistente de acordo com as Equações (4.25) - (4.27) tendo em conta o fator de sobreresistência mínimo Ω para todas as cavilhas, o fator de sobrerresistência de material, um fator de sobrerresistência adicional α =1.5 derivado da análise não linear e o multiplicador de carga sísmica β derivado da limitação dos efeitos de segunda ordem. Os fatores de utilização dos pilares do sistema e das vigas com recetáculos foram calculados de acordo com o disposto na EN1993-1-1 [17] e foram inferiores a 1 (Tabela 4.12).

Ligador de cavi FUSEIS de pila	lha res	Vigas com recetáculos		
RHS 0,776 400x300x20		RHS 0,758		
RHS 400X300x35	0,903	RHS 260x220x25	0,854	

Tabela 4.12: Fatores de utilização dos pilares do sistema e das vigas com recetáculos

O momento flector resistente da secção total da cavilha no contacto da cavilha com as chapas frontais dos recetáculos $M_{pl,Rd}$ deriva do momento flector resistente da secção de cavilha enfraquecida a partir da Equação (4.28). Tal como ilustrado na Tabela 4.13, os valores calculados são inferiores às resistências de flexão correspondentes em todos os pisos.

· ···· ···· · · · · · · · · · · · · ·						
Piso	M _{Ed} (kNm)	M _{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.00$			
1	49,88	52,13	0,96			
2	42,41	52,13	0,81			
3	35,74	52,13	0,69			
4	29,79	52,13	0,57			
5	19,96	52,13	0,38			

Tabela 4.13: Verificação da secção total da cavilha

124 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

4.6.4 Análises estáticas não lineares (Pushover)

4.6.4.1 Avaliação do comportamento não linear das estruturas

A análise estática não linear (pushover) foi efetuada para verificar o mecanismo de colapso e verificar o coeficiente de comportamento utilizado na análise linear. Os resultados apresentados em seguida estão de acordo com o modo fundamental de vibração incluindo os efeitos P-Delta. Rótulas plásticas não lineares de tipo fletor M3 foram atribuídas às extremidades das parte enfraquecida das cavilhas, sendo as respetivas propriedades determinadas pela calibração de resultados experimentais e investigações analíticas (Regras de projeto, Fig. 4.17). Para as estruturas em consideração, as rotações limites variaram de 55 a 109 mrad para cavilhas pequenas ϕ 70 e 40 a 80 mrad para as cavilhas grandes d95, dependendo do nível de desempenho (IO, LS, CP). Estes valores estiveram bem abaixo de 225 mrad que foram alcançados com as experiências.

As rótulas plásticas não lineares foram também introduzidas nas extremidades do resto dos elementos estruturais. As propriedades de rótulas das molas rotacionais que simularam a ligação semi-rígida eram do tipo fletor (rótula M3) e foram calculadas para momentos positivos e negativos. A capacidade de rotação da região da rótula plástica θ_p foi igual a 40 mrad (Secção 4.5.2 (1)). Como referido nas regras de projeto, as propriedades das rótulas plásticas dos recetáculos devem ser do tipo fletor (rótula M3) em que nos pilares, se deve considerar a interação entre os momentos fletores e os esforços axiais (rótulas P-M3). Estas propriedades foram calculadas de acordo com FEMA 356 [18].

A distribuição da rótula plástica na primeira cedência, no ponto de desempenho e no deslocamento entre pisos experimental está indicada em Fig. 4.21. Observa-se que os pilares continuaram elásticos e que se formaram rótulas plásticas nas cavilhas e nas extremidades das vigas da estrutura semi-rígida. A capacidade de deformação das cavilhas esgotou-se nos pisos 2-3, onde apareceram as primeiras rótulas plásticas. Justifica-se fazer notar que no deslocamento entre pisos experimental máximo dos ensaios, as rótulas plásticas das cavilhas estão no nível de desempenho LS e as rótulas plásticas das vigas da estrutura semi-rígida no nível de desempenho IO.



a) Primeira cedência b) Ponto de desempenho c) Deslocamento experimental máximo Fig. 4.21: Deformada da estrutura e formação de rótulas plásticas

Por forma a verificar o desempenho estrutural em excitações sísmicas menores e maiores, foram introduzidos três níveis de cálculo, Utilização (SLS), Último (ULS), Colapso (CPLS). Isto foi feito aplicando um fator de escala para o PGA do sismo de cálculo como se segue: fator de escala SLS de 0,5, fator de escala ULS de 1,0, fator de escala CPLS de 1.5. Para estes níveis de cálculo, os pontos de desempenho foram determinados e os deslocamentos entre pisos registados. O Tabela 4.14 mostra os valores máximos dos deslocamentos entre pisos, os deslocamentos registados a título experimental (Secção 4.2.2) e os valores propostos pela FEMA-356 [18] para contraventamentos. É de notar que os valores de deslocamento analítico são inferiores ao experimental que são semelhantes aos propostos pela FEMA-356 para contraventamentos.

E				FEMA-356
	Estados limites	Experimental	Analítico	Pórticos
				contraventados
	SLS	0,66	0,66	0,50
	ULS	1,38	1,19	1,50
	CPLS	2,25	1,82	2,00

Tabela 4.14: Comparação entre deslocamentos entre pisos experimentais, analíticos e FEMA (%)

O desempenho de edifícios com ligadores de cavilha FUSEIS foi também avaliado quanto aos diferentes tipos de ligações das vigas do pavimento aos pilares correntes. Dois casos adicionais com ligações encastradas e articuladas, foram examinados. No último caso, as molas rotacionais foram removidas e foram introduzidas propriedades de rótulas de tipo fletor (rótula M3). A estrutura foi denominada de FUSEIS+FR para indicar o facto de que o sistema resistente a sismos é uma combinação do sistema FUSEIS e de um pórtico com ligações encastradas. No último caso, foram introduzidas rótulas na extremidades das vigas com propriedades não lineares de tipo de corte (rótula V2). A estrutura foi denominada de FUSEIS que era o único sistema de resistência à ação sísmica. Tal

126 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

como já mencionado, a estrutura inicial com ligações das vigas do pavimento aos pilares semi-rígidas foi denominada de FUSEIS+PF.

As curvas de capacidade dos três tipos de ligação acima mencionados (FUSEIS+FR, FUSEIS+PF, FUSEIS), estão indicadas na Fig. 4.22. A forma das curvas de capacidade, indica que a plastificação das cavilhas individuais não alterou a inclinação da curva. De contrário, nos casos em que muitas cavilhas se tornaram simultaneamente plásticas, a inclinação da curva mudou e a estrutura tornou-se mais flexível. Observou-se que a ação MRF (FUSEIS+FR ou FUSEIS+PF) aumentou a capacidade da estrutura e originou deslocamentos inferiores em comparação com a estrutura de rótulas (FUSEIS). Estes resultados confirmam a Secção 4.5.2 (2) em que a estrutura PF é proposta como o sistema mais eficaz a combinar com o ligador de cavilha FUSEIS uma vez que explora as vantagens tanto do MRF como do sistema FUSEIS e é mais fácil de realizar na prática se comparado com o FUSEIS+FR.



Fig. 4.22: Comparação das curvas de capacidade das estruturas FUSEIS+FR, FUSEIS+PF e FUSEIS

4.6.4.2 Avaliação do coeficiente de comportamento q

Para avaliação do coeficiente de comportamento q da estrutura, seguiu-se o procedimento descrito em baixo. O coeficiente de comportamento foi definido a partir da Equação (4.34) como o produto entre a ductilidade (q_{μ}) e a sobrerresistência (Ω).

Na Fig. 4.23, estão apresentados uma curva de capacidade típica e os parâmetros utilizados para a avaliação do coeficiente de comportamento. A ductilidade q_{μ} é determinada como a razão entre o deslocamento atual quando as rotações da cavilha atingem o deslocamento experimental no ULS ou o nível de desempenho LS

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 127 LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

 $\delta_{LS,exp}$, o que for mais desfavorável, para o deslocamento de cedência de um sistema bilinear equivalente δ_{el} , Equação (4.35).

$$q_{\mu} = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}}$$
 Eq. (4.35)

A sobrerresistência está definida como a razão entre a força de cedência ($V_{LS,Exp}$) do sistema bilinear para a força de cálculo (V_d) que foi calculada de acordo com o primeiro modo de vibração, Equação (4.37).

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d}$$
 Eq. (4.36)

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1)$$
 Eq. (4.37)

Em que n é a razão de massa participante do modo fundamental, M é a massa total e $S_d(T_1)$ é a aceleração espectral do espectro de cálculo no período fundamental da vibração T_1 .



Fig. 4.23: Avaliação do coeficiente de comportamento através da curva de capacidade

Os fatores de ductilidade, sobrerresistência e comportamento calculados, da estrutura FUSEIS+PF são indicados em Tabela 4.15. O coeficiente q calculado está acima de 3, o valor considerado no cálculo.

q _µ	Ω	q	
1,48	2,08	3,07	

Tabela 4.15: Fatores de comportamento calculados q

128 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES EM PÓRTICOS 2D	

4.6.5 Análise dinâmica não linear (temporal)

Utilizando registos sísmicos característicos provenientes de movimentos fortes reais, as análises dinâmicas não lineares da estrutura do edifício examinado foram efetuadas de forma a avaliar se o dimensionamento elástico com os coeficientes de comportamento satisfaz os objetivos de desempenho sísmicos. Similarmente à análise de estática não linear, foram examinadas as ligações articuladas de vigas de pavimento a pilares correntes (FUSEIS) além das semi-rígidas (FUSEIS+PF). As condições de carga inicial foram as mesmas que na análise estática não linear considerando as cargas de gravidade da combinação sísmica. Os modelos utilizados nas análises anteriores foram adequadamente modificados de forma a incluir o comportamento histerético das cavilhas. Ligadores não lineares com propriedades de plasticidade cinemática multi-lineares, de acordo com a secção 4.5.4, foram atribuídos às cavilhas indicadas em Tabela 4.16.

Cavilha Φ70				C	Cavilha ¢	980	
	Ponto	θ(rad)	M(kNm)		Ponto	θ(rad)	M(kNm)
	1	-0,181	-26,61		1	-0,159	-39,72
	2	-0,036	-13,30		2	-0,032	-19,86
	3	0	0		3	0	0
	4	0,036	13,30		4	0,032	19,86
5 0,181 26,61			5	0,159	39,72		
	Cavilha Φ90		<u>ן</u>	Cavilha Φ90			
	Ponto	θ(rad)	M(kNm)		Ponto	θ(rad)	M(kNm)
	1	-0,141	-56,54		1	-0,141	-56,54
	2	-0,028	-28,27		2	-0,028	-28,27
	3	0	0		3	0	0
	4	0,028	28,27		4	0,028	28,27
	5	0,141	56,54] .	5	0,141	56,54

	,	,	
3	0	0	
4	0,032	19,86	
5	0,159	39,72	
(Cavilha Φ90		
Ponto	θ(rad)	M(kNm)	
1	-0,141	-56,54	
2	-0,028	-28,27	
3	0	0	
4	0,028	28,27	
5	0,141	56,54	

Cavilha Φ85			
Ponto	θ(rad)	M(kNm)	
1	-0,150	-47,66	
2	-0,030	-23,83	
3	0	0	
4	0,030	23,83	
5	0,150	47,66	

4.6.5.1 Registos de movimento do terreno

Forem efetuadas análises dinâmicas não lineares (histórico de resposta) de acordo com os procedimentos descritos na FEMA - P695 [23]. A estrutura examinada foi submetida a um conjunto de registos de movimento do terreno obtidos a partir do conjunto de registos de sismos do tipo Far-Field uma vez que é considerado apropriado para avaliação do colapso de edifícios. Este conjunto inclui vinte e dois pares de componentes dos mais fortes movimentos horizontais do terreno a partir da base de dados PEER NGA e refere-se a locais situados a uma distância superior ou igual a 10 km da falha sísmica.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 129
LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

O aumento do movimento do terreno foi alcançado através do software SeismoMatch [24] que consegue ajustar os registos de movimento do terreno de forma a que a sua reposta de aceleração espetral corresponda a um espectro de resposta alvo. A correspondência dos registos baseou-se nas regras EN 1998-1-1 [13] para acelerogramas registados. De acordo com Vamvatsikos e Cornell [25], para edifícios de altura média, dez a vinte registos são geralmente suficientes para oferecer uma precisão suficiente na estimativa das exigências sísmicas. O processo de escala foi realizado para todos os pares de registos *Far-Field* e, por fim, doze dos mesmos foram selecionados com base no critério da EN 1998-1-1 [13], o que indica que no intervalo de períodos entre $0,2T_1 e 2T_1$ (período fundamental T1) nenhum valor do espectro médio deve ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica. As características destes registos foram representativas para a estrutura examinada que está validada a partir dos resultados de deformação indicados nas secções 4.6.5.2 e 4.6.5.3.

Não	Ano	Registos horizontais	Estação	máx. PGA (q)
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0,51
2	1999	Duzce, Turquia	Bolu	0,82
3	1976	Friuli, Itália	Tolmezzo	0,35
4	1999	Hector Mine	Hector	0,34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0,35
6	1995	Kobe, Japão	Nishi-Akashi	0,50
7	1999	Kocaeli, Turquia	Duzce	0,36
8	1992	Landers	Coolwater	0,42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0,37
10	1990	Manjil, Irão	Abbar	0,51
11	1994	Northridge	Canyon Country- WLC	0,48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0,26

Tabela 4.17: Tipos e configurações de registos sísmicos PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

A Fig. 4.24 exibe os espectros de resposta dos registos de campo distante e os espetros correspondentes juntamente com o espetro alvo respetivamente. A Fig. 4.24b ilustra também a resposta espetral média, calculada a partir de todos os temporais que, no intervalo dos períodos entre 0,2T₁ e 2T₁, desvia-se menos de 6,7% dos valores correspondentes do espectro alvo. Os registos correspondentes foram mais fortes do que o inicial uma vez que derivam da correspondência dos mesmos com os valores de pico do espectro de resposta alvo. Mesmo considerando que esta abordagem é desfavorável e origina resultados conservativos, considerouse adequado avaliar o desempenho e verificar a metodologia de dimensionamento do sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS inovador.



Fig. 4.24: Resposta de pseudo-acelerações

4.6.5.2 Deslocamentos no topo residuais

A reposta dinâmica do sistema sob excitações sísmicas reais foi inicialmente avaliada através dos deslocamentos temporais da cobertura da estrutura examinada para os registos sísmicos selecionados. A Fig. 4.25 mostra os deslocamentos temporais para os dois tipos de ligações viga a pilar, FUSEIS e FUSEIS+PF registados pelos sismos Kobe e Duzce a título indicativo.



Fig. 4.25: Deslocamentos temporais no topo da estrututra

Os deslocamentos no topo residuais foram em seguida divididos pela altura da estrutura (17m) para calcular os deslocamentos globais residuais, que são considerados um critério essencial não apenas para o dimensionamento de novos edifícios mas também para a avaliação dos existentes após um evento sísmico. Os valores dos deslocamentos globais residuais estão resumidos na Tabela 4.18. Os seus valores estão próximos de zero com um valor máximo de 0,157%, na estrutura FUSEIS, inferior se comparado com o valor limite de 0,5% de FEMA 356 [18] para contraventamentos em IO.

Tabela 4.18: Deslocamentos globais residuais (%)		
Registo sísmico	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0,043	0,026
Duzce, Turquia	0,045	0,084
Friuli, Itália	0,043	0,053
Hector Mine	0,062	0,040
Imperial Valley	0,027	0,073
Kobe, Japão	0,090	0,156
Kocaeli, Turquia	0,021	0,117
Landers	0,052	0,069
Loma Prieta	0,034	0,013
Manjil, Irão	0,023	0,048
Northridge	0,064	0,003
Superstition Hills	0,010	0,011
Média	0,043	0,058
Desvio padrão (±)	0,022	0,046

Fabala 4 19: Dealacamentas alabais regiduais (0/)

Estes resultados indicam que o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS é capaz de auto-recentrar a estrutura após um sismo de grande intensidade. As vigas de pavimento e os pilares permaneceram elásticos e não participaram na resistência lateral do edifício. Pelo contrário, as deformações não lineares concentraram-se apenas nas cavilhas FUSEIS, enquanto os pilares fortes do sistema e vigas com recetáculos fizeram a estrutura regressar à sua posição inicial. Por esse motivo, poderá ser indicado que o sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS, com um dimensionamento apropriado, pode ser considerado como tendo propriedades auto centrantes, deixando a estrutura com deslocamentos residuais mínimos e permitindo a ocupação imediata após o sismo.

4.6.5.3 Deslocamentos entre pisos

O desempenho do ligador de cavilha FUSEIS foi também examinado através do deslocamento entre pisos. Na Fig. 4.26, as curvas de deslocamentos entre pisos residuais e máximos são fornecidas a título indicativo para registos Kobe e Duzce.



- FUSEIS+PF_Residual ---- FUSEIS_Residual ----- FUSEIS+PF_max ---- FUSEIS_Max

Fig. 4.26: Deslocamentos temporais no topo da estrutura

2,0

0,0

0,5

1.0

Deslocamento

1.5

As curvas são semelhantes para ambos os casos considerados, FUSEIS+PF e FUSEIS. Poderá notar-se que os valores de deslocamento entre pisos residuais são próximos de zero, de forma semelhante aos deslocamentos de coberturas residuais e que os deslocamentos entre pisos para o FUSEIS+PF são inferiores comparados com aqueles quando o sistema FUSEIS trabalha sozinho. A Tabela 4.19 mostra os deslocamentos entre pisos máximos que se encontram entre o valor limite experimental em ULS (1.38%) e CPLS (2.25%).

Deslocamento

•		•	()
Registo sísmico	FUSEIS+PF	FUSEIS	razão
Chi-Chi, Taiwan	1,63	1,91	1,18
Duzce, Turquia	1,59	1,83	1,15
Friuli, Itália	1,47	1,79	1,22
Hector Mine	1,41	1,52	1,08
Imperial Valley	1,34	1,56	1,17
Kobe, Japão	1,37	1,61	1,18
Kocaeli, Turquia	1,47	1,61	1,10
Landers	1,53	1,79	1,16
Loma Prieta	1,48	1,58	1,07
Manjil, Irão	1,02	1,17	1,15
Northridge	1,56	1,80	1,15
Superstition Hills	1.34	1.60	1.20

Tabela 4.19: Comparação de deslocamentos entre pisos máximos (%)

4.6.5.4 Fadiga oligocíclica

Os testes cíclicos na secção 4.2.2 indicaram que as cavilhas desenvolvem grandes rotações plásticas devido ao seu reduzido comprimento e é assim possível ocorrer rutura mais cedo sob fadiga oligocíclica durante um evento sísmico. Analises não lineares temporais permitiram a determinação do índice de danos nas cavilhas conforme descrito na secção 4.5.4 (3). A Tabela 4.20 resume o índice de danos
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 133
LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

calculado para a estrutura FUSEIS+PF para todos os registos examinados e, tal como mostrado no critério de Miner está verificado em todos os casos.

Registo sísmico	Índice de danos (D ≤ 1)			
Chi-Chi, Taiwan	0,09			
Duzce, Turquia	0,16			
Friuli, Itália	0,11			
Hector Mine	0,45			
Imperial Valley	0,88			
Kobe, Japão	0,15			
Kocaeli, Turquia	0,13			
Landers	0,26			
Loma Prieta	0,34			
Manjil, Irão	0,19			
Northridge	0,27			
Superstition Hills	0,15			

Tabela 4.20: Índice de danos

4.6.5.5 Análise Dinâmica Incremental (IDA)

A reposta não linear do sistema foi ainda avaliada através do método da Análise Dinâmica Incremental (IDA) de acordo com os procedimentos indicados por Vamvatsikos e Cornell [26] e FEMA 695 [23]. Por forma a gerar as curvas IDA, os movimentos do terreno da Secção 6.5.1 estavam inicialmente escalados para cinco intensidades 0,50/0,75/1,00/1,25/1,50 e depois para maiores intensidades até atingir a não convergência. Cada curva IDA foi definida pela Medida de Intensidade (IM) e Medida de Dano (DM) do movimento do terreno mais representativas, que correspondem ao 1º modo de aceleração espetral S_a(T1,5%) e ao deslocamento entre pisos máximo θ_{max} , respetivamente.

A Fig. 4.27 inclui as curvas IDA para todos os registos examinados. Observou-se que todas as curvas começam com uma parte elástica definida por um declive constante até à cedência que ocorre em $S_a(T1.5\%)\approx0.4g$ e $\theta_{max}\approx1.0\%$, seguido de uma parte com uma inclinação ligeiramente maior devido a endurecimento e termina com uma "linha horizontal" no ciclo de convergência numericamente mais elevado quando a instabilidade dinâmica global ocorreu e qualquer aumento no IM iria resultar numa resposta DM praticamente infinita. Adicionalmente, faz-se notar que as cuvas IDA são conservativas em termos de IM e têm uma pequena dispersão que é justificada pelo método correspondente aplicado pelo software SeismoMatch [24], conforme descrito na Secção 4.6.5.1.

Por forma a ser possível avaliar o desempenho do sistema foram definidos os três estados limites *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS), *Collapse Prevention* (CP) nas curvas IDA com base nos deslocamentos experimentais máximos (SLS, ULS, CPLS). Os valores IM e DM correspondentes são indicados na Tabela 4.21.





Fig. 4.27: Todas as curvas IDA e capacidades de estado limite (IO, LS, CP)

Pogisto sísmico	S _a (T ₁ ,5%) (g)		θ _{max} (%)			
Registo sistilico	10	LS	CP	10	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0,22	0,45	0,69			
Duzce, Turquia	0,23	0,48	0,87			
Friuli, Itália	0,21	0,54	0,91			
Hector Mine	0,20	0,47	0,77			
Imperial Valley	0,28	0,59	0,92			
Kobe, Japão	0,26	0,54	0,96	0,66	1,38	2,25
Kocaeli, Turquia	0,18	0,46	0,96			
Landers	0,17	0,48	0,83			
Loma Prieta	0,24	0,49	0,91			
Manjil, Irão	0,29	0,81	1,15			
Northridge	0,25	0,51	0,92			
Superstition Hills	0,24	0,64	0,73			

Tabela 4.21: Os valores IM e DM de capacidade para todos os registos e estado limite (IO, LS, CP)

As curvas IDA foram resumidas nos seus quantilhos de 16%, 50% e 84%. A Fig. 4.28 mostra apenas a curva média (50%) uma vez que as outras duas se desviam ligeiramente desta devido à pequena dispersão das curvas IDA. Esta figura inclui igualmente os pontos em IO, LS e CP, definidos pelos deslocamentos entre pisos calculados a partir dos resultados experimentais θ_{max} e os valores médios (50%) de S_a(T1,5%) obtidos na Tabela 4.21 após disposição dos mesmos por ordem ascendente (S_a(T1,5%)=0,23g, 0,49g, 0,91g). Observa-se que estes três pontos estão muito próximos da curva média verificando a definição destes estados limites.





Fig. 4.28: quantilho de 50% de IDA (curva média)

4.6.6 Comparação dos resultados entre os métodos de análise

Numa tentativa de verificar a metodologia de dimensionamento proposta, com a excepção dos resultados da análise elástica multimodal, considerou-se necessário comparar os resultados analíticos das análises não lineares estáticas (*Pushover*) e dinâmicas temporais (IDA) indicadas nas secções anteriores. O deslocamento entre pisos foi selecionado como sendo o parâmetro mais representativo para esta comparação uma vez que oferece uma avaliação do nível de danos das estruturas para diferentes estados limite e foi provado como sendo crucial para o dimensionamento do sistema de ligadores de cavilhas FUSEIS. A Fig. 4.29 resume os deslocamentos entre pisos calculados pelos diferentes métodos de análise.



Fig. 4.29: Deslocamentos entre pisos a partir de análises lineares, pushover (SPO) e IDA

Os resultados das análises temporais foram representados por uma área limitada entre valores que correspondem a quantilhos de 16% e 84% de IDA. A curva elástica está dentro do intervalo das curvas IDA enquanto a curva pushover (SPO) é ligeiramente mais pequena nos pisos superiores uma vez que não considerou a influência de modos de vibração maiores. Não se verificou nenhum mecanismo de *soft-story* e os deslocamentos entre pisos não excederam em nenhum tipo de

136 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CONCLUSÕES	

análise, o valor limite experimental de 1,38% em ULS que indica a adequabilidade das regras de projeto propostas que não consideram erros de medição de ensaio ou grande dispersão de dados de teste.

4.7 CONCLUSÕES

O estudo acima apresenta o sistema de contraventamento inovador, o sistema de ligador de cavilha FUSEIS revela algumas das características de desempenho globais importantes do sistema, sendo de notar as seguintes observações:

a) O sistema exibe um comportamento muito bom sob ação sísmica: forte, rígido, grande capacidade de absorção de energia. A resistência sísmica de um edifício pode ser obtida por disponibilização apropriada de uma série de sistemas nas direções relevantes.

b) Pode ser dimensionado para ser mais flexível/rígido dependendo dos tipos de secção e da sua distribuição entre os níveis dos pisos. O número de pisos e o peso que suportam afeta fortemente as secções e a geometria necessárias.

c) Consiste numa solução arquitetonicamente versátil para a estabilidade lateral das estruturas do edifício em comparação com as estruturas escoradas uma vez que podem ser posicionados em pequenas áreas do edifício e não interrompem o plano arquitetónico. Podem também constituir partes visíveis do edifício indicando o seu sistema resistente a sismos.

d) As deformações não lineares limitam-se estritamente a cavilhas dissipativas evitando a propagação dos danos para o resto dos elementos estruturais. As cavilhas são facilmente fabricadas, instaladas e removidas caso fiquem danificadas após um evento sísmico de grande intensidade uma vez que são pequenas com um pormenor simples e não fazem parte do sistema resistente a carga de gravidade.

e) As regras de projeto relevantes para o código para o projeto sísmico das estruturas com ligador de cavilha FUSEIS, incluindo recomendações práticas sobre a seleção dos ligadores do sistema apropriados e verificações de elementos, foram formuladas num guia de projeto. Foram também definidos pormenores estruturais e medidas de construção.

f) O índice de danos do edifício com ligadores de cavilha pode ser determinado através da curva de fadiga proposta no guia de projeto.

g) O sistema consegue garantir um controlo eficiente tanto em deformações por deslocamento, exibindo um comportamento auto-centrante que permite uma ocupação imediata após o sismo.

Em conclusão, pode notar-se que a presente investigação, em linha com a tendência internacional em engenharia sísmica, apresenta sistemas "inteligentes" que conseguem dissipar a energia de excitação sísmica e podem ser facilmente substituídos e reparados, caso necessário. A adoção dos sistemas de ligadores de

cavilhas FUSEIS melhora as vantagens já conhecidas do aço em condições sísmicas e oferece soluções melhores em termos de economia e segurança.

4.8 ÂMBITO

Os ligadores inovadores podem ser aplicados a edifícios de aço com vários pisos e substituem os sistemas convencionais usados em todo o mundo (tais como pórticos com contraventamentos concêntricos e excêntricos, pórticos simples, etc.) combinando ductilidade e transparência arquitetónica com rigidez.

4.9 PUBLICAÇÕES

Publicações internacionais

- 1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
- 2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

4.10 BIBLIOGRAFIA

- 1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
- 2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
- 3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
- Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design -The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111-120.
- 7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with bucklingrestrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
- 8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
- 9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
- 10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
- 11. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.

138 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
BIBLIOGRAFIA

- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bruxelas: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 15. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
- 17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 18. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- 19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- 21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Parte 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Parte 1-8: Design of joints. Bruxelas: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 23. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
- 26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

5 JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

5.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Programa Europeu de Investigação RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Beam splices for Seismic Resistant Steel Frames" (Acrónimo: FUSEIS) foram introduzidos dois sistemas dissipativos inovadores, designados por FUSEIS1 e FUSEIS2, com o desenvolvimento das regras de projeto pertinentes. O primeiro tipo (FUSEIS1) é utilizado como "parede de corte" dissipativa, ao passo que o segundo (FUSEIS2) assemelha-se a "rótulas plásticas substituíveis" para pórticos simples. Dependendo do tipo de ligação, o FUSEIS2 divide-se ainda em dois sistemas: Juntas de continuidade aparafusadas ou soldadas de vigas FUSEIS. O presente relatório apresenta os resultados das investigações relativas ao desempenho sísmico das juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS, faz uma introdução aos procedimentos de projeto para edifícios em aço e mistas (de aço e betão), nos quais o sistema é utilizado como elemento de resistência sísmica, e procede para o dimensionamento e verificação de seguraça de casos de estudos.

5.2 DESCRIÇÃO DAS JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

As juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS são uma espécie de fusíveis sísmicos para estruturas em aço e mistas de aço e betão que possuem um bom desempenho sísmico e facilitam o trabalho de reparação. Estas consistem num enfraquecimento da secção transversal nas extremidades das vigas a uma certa distância das ligações viga-pilar, evitando desta forma eventuais fragilidades de rotura nas soldas. Funcionam como fusíveis sísmicos dissipativos, forçam a formação da rótula plástica no fusível mediante a concentração do comportamento não linear, impedindo a propagação de danos às vigas e aos pilares, concentrando todos os danos de forma eficiente, e são fáceis de serem substituídas, para que os trabalhos de reparação após um sismo se limitem à substituição dos fusíveis por outros novos, assegurando assim um trabalho de reparação muito rápido e de custos reduzidos. O facto de o procedimento de cálculo e de pormenor ser simples faz com que sejam fáceis de fabricar.



Fig. 5.1: Ilustração esquemática dos componentes do FUSEIS

O desempenho da junta de continuidade aparafusada FUSEIS atinge a resistência sísmica através da introdução de uma descontinuidade nas vigas mistas do pórtico simples e unindo as duas partes da viga através de chapas de aço aparafusadas à alma e ao banzo da viga. As ligações entre as vigas e as chapas de aço fazem-se com parafusos de elevada resistência ao atrito (HSFG). Estes parafusos são apertados de acordo com as disposições da norma EN 14399-2:2005 [1]. A parte da viga junto à ligação é reforçada com chapas adicionais de aço soldadas tanto à alma como ao banzo da viga. Para obter uma sobrerresistência adequada e, assim, concentar todos os danos no fusível, a parte do pilar junto à ligação também é reforçada. Não existem indicações de projeto rigorosas para estas chapas de reforço, mas as amostras testadas foram equipadas com chapas de reforço em que as áreas da secção transversal eram mais ou menos equivalentes às das peças correspondentes do perfil de aço (alma ou banzo). A duplicação das áreas da alma e do banzo impede a deformação que, de outra forma, poderia ocorrer nos orifícios, simplificando os procedimentos de reparação e restringindo o escorregamento dos parafusos correspondentes. A Fig. 5.1 exibe a configuração do fusível numa ligação típica viga-pilar.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 141 JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS



Fig. 5.2: Fusível numa pórtico simples

Para evitar fendas do betão na secção do fusível devido a deformação de flexão, prevê-se a existência de uma folga na laje de betão na secção do fusível. O reforço de aço não é interrompido na secção da folga. O objetivo desta folga consiste em permitir que ocorra uma deformação de rotação concentrada na secção da folga, evitando não só o esmagamento do betão como danos no acabamento do pavimento (nos ladrilhos, por exemplo, ou noutros revestimentos). Por este motivo, e desde que seja assegurada a ação de diafragma, a folga é concebida para qualquer local da estrutura em que haja necessidade de dispor uma deformação de rotação concentrada consoante da deformação global do edifício sob ação sísmica..

Coloca-se um reforço de armaduras de aço no local da folga para garantir um comportamento elástico da viga de aço e a manutenção do centro de rotação entre as duas camadas de armaduras. Este reforço adicional de armaduras (superiores e inferiores) também assegura uma ação do diafragma nas estruturas reais. O comprimento das armaduras de reforço deve permitir o pleno desenvolvimento da adesão com o betão. Graças a esta configuração, as chapas de aço nos fusíveis podem ser facilmente deformados, provocando a dissipação da energia sem danificar o resto daestrutura. Ao mesmo tempo, a laje de betão armado não sofre danos significativos mesmo no caso de grandes deslocamentos entre pisos.

5.3 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

5.3.1 Investigações experimentais em juntas individuais de continuidade dissipativas de vigas

Foram realizados ensaios experimentais em três subconjuntos diferentes de uma ligação viga-pilar no laboratório de estruturas e de resistência de materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.

5.3.1.1 Configuração do ensaio e geometria do provete

O conjunto de ensaio básico consistia num subconjunto normal de viga-pilar composto por uma viga mista com um perfil IPE300 destinada a suportar uma laje

142 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	

de betão armado com uma espessura de 150 mm e uma largura de 1450 mm, e um pilar com um perfil HEB240.

A largura da folga na parte do fusível composta por betão armado podia ser diferente daquela existente nas partes de aço do fusível. Os valores recomendados para a largura da folga no betão armado (laje) e nas partes de aço são, respetivamente, de 20% da altura da laje e de 10% da altura total da secção transversal mista. Prevê-se que o comportamento não linear se concentre apenas nas chapas do fusível, que podem ser facilmente substituídas desaparafusando as chapas danificadas e aparafusando as novas.

A diferença entre os provetes de ensaio é o comprimento de encurvadura L₀ medido entre as filas de parafusos que se encontram na parte mais interior dos fusíveis. Neste comprimento, as chapas tanto da alma como do banzo não se encontram restringidas pelo que são livres de encurvar. Foram escolhidos os seguintes três valores de L₀ para cada subconjunto: 140, 170 e 200 mm. Estes fusíveis diferiam em termos dos parâmetros geométricos das chapas do banzo ao passo que as chapas da alma, concebidas para aguentar esforços transversos, devem ter as mesmas dimensões em todos os ensaios. Deste modo, as únicas dimensões de secção transversal que se alteraram entre ensaios, foram a espessura (t_f) e a largura (b_f) da chapa do banzo. Cada ensaio foi realizado até se verificar uma rotura completa da chapa do banzo do fusível, tendo em seguida as chapas do fusível sido substituídas por novas com a realização de outro ensaio. A ordem dos ensaios foi a seguinte: primeiras chapas D, A, B e C, seguidas por uma repetição deste conjunto de chapas, com ensaios realizados pela mesma ordem. A Tabela 5.1 ilustra as dimensões das chapas do banzo dos provetes do fusível. Os ensaios monotónicos foram realizados após a conclusão dos ensaios cíclicos.



Fig. 5.3: Configuração do ensaio experimental: a) Disposição global do ensaio experimental b) comprimento do encurvadura c) posicionamento da junta de continuidade aparafusada de vigas

Chapa do	А	В	С	D
banzo t.	10	10	12	8
Lţ	10	10	12	0
b _f	120	170	150	140

Tabela 5.1: Dimensões das chapas do banzo dos provetes do fusível (em mm).

5.3.1.2 Resultados dos ensaios monotónicos

O comportamento monotónico pode ser comparado com o comportamento cíclico na Fig. 5.4. Os dois diagramas são muito semelhantes em termos da rigidez inicial e momentos de cedência. O diagrama monotónico parece ajustar-se bem ao diagrama cíclico, na mesma gama de rotações, assemelhando-se muito à curva da envolvente cíclica. As diferenças em termos da capacidade de deformação demonstradas pelos ensaios monotónios podem ser atribuídas à acumulação de danos devido a efeitos de fadiga oligocíclica. Este aspeto é mais acentuado no caso dos ensaios de flexão negativa porque o ensaio monotónico de flexão negativa foi realizado após o ensaio de flexão positiva, rigidez no final de cada ciclo, o que impôs exigências de ductilidade elevadas para o provete, resultando numa maior deterioração da laje de betão.



Fig. 5.4: Comparação entre os ensaios monotónicos e cíclicos realizados no fusível C-140 e B-140 tanto em flexões positivas como negativas, respetivamente

cyclic test: fuse B-140

tonic test: fuse B-140

5.3.1.3 Resultados de ensaios cíclicos

sagging cyclic test: fuse C-140

0 [mrad]

sagging monotonic test: fuse C-140

A análise dos resultados baseia-se nos diagramas Momento-Rotação do fusível (M- θ). Como se ilustra na Fig. 5.5, o comportamento histerético dos fusíveis é estável, caracterizado por um acentuado fenómeno de aperto, devido ao deslizamento dos parafusos e à encurvadura das chapas do fusível.

A assimetria do diagrama em termos de momentos fletores deve-se à perda de resistência provocada pela encurvadura das chapas do fusível quando sujeitas ao momento fletor negativo. No entanto, a capacidade de deformação é atingida porque todas as amostras são capazes de desempenhar rotações de \pm 41 mrad, o que é superior ao valor mínimo recomendado pelo EC8 (35 mrad para estruturas DCH).

A comparação dos diagramas de momento-rotação entre dois ensaios do mesmo provete de fusível mostra uma ligeira deterioração em termos de resistência e de dissipação de energia. Este resultado poderia ser uma das consequências da acumulação de danos nas partes do ensaio que não são substituídas entre ensaios como, por exemplo, as fendas que vão surgindo na laje de betão.

A existência de fusíveis com o mesmo comprimento de encurvadura mas com áreas diferentes, Fig. 5.6 demonstra uma maior capacidade de momento, consequentemente um ciclo de histerese mais alargado para o Fusível C comparado com o Fusível D que têm uma área de 1800 mm² e 1120 mm², respetivamente.

JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS



Fig. 5.5: Diagrama de momento-rotação (M - θ) do fusível C



Fig. 5.6: Comparação em termos de momento-rotação (M-θ) do fusível C e do fusível D

5.3.2 Investigações experimentais em estruturas gerais com juntas de continuidade dissipativas de vigas

5.3.2.1 Configuração do ensaio e geometria da amostra

As amostragens de estruturas consistem em quatro pilares de aço HEB240, duas vigas de aço IPE300 e uma laje de betão com uma espessura de 150mm (ver Fig. 5.7). A laje é suportada por vigas transversais secundárias IPE160 colocadas a cada 1,4 m, além de um par de vigas transversais que são colocadas em cada ligação viga-pilar. A conexão de corte total é proporcionada entre a laje e a viga de aço pelas secções IPE100 soldadas em cima do banzo da viga, funcionando como pernos de corte. O cálculo da laje mista é realizado de acordo com o Eurocódigo 4. São utilizados parafusos de elevada resistência de conexão por atrito (HSFG) para ligar as chapas de aço às vigas nas partes do fusível. Estes parafusos são apertados de acordo com as disposições constantes da norma BS EN 14399-2:2005. Os reforços longitudinais (calculados de acordo com o disposto no EC 8, Anexo J) consistem em armaduras B450C Ø20/100 no nível superior e armaduras

146 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

Ø16/200 + Ø12/200 no nível inferior. Os reforços transversais consistem em armaduras Ø12/72 junto da secção do fusível e armaduras Ø10/72 no resto da laje. É evidente que a resposta sísmica da estrutura com juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS depende principalmente da rigidez e resistência da chapa do banzo. Deste modo, no sentido de conseguir uma cedência controlada da chapa e melhorar o comportamento da estrutura sob cargas cíclicas, a conceção deve procurar conseguir uma cedência sequencial dos fusíveis. Durante os ensaios mais abrangentes, a chapa da alma e o comprimento de encurvadura da chapa do banzo permaneceram constantes, mudando apenas a espessura (t_f) e a largura (b_f) da chapa do banzo.

Deste modo, a estrutura é submetida a quatro cargas cíclicas (quase estáticas de acordo com o ECCS) que são controladas por deslocamento (ensaios *pushover*) com uma velocidade de 21 mm/min. Os ensaios são considerados satisfatórios quando ocorre um deslocamento que provoca pelo menos uma rotação de 35 mrad nas juntas de continuidade aparafusadas da viga sem provocar deformações não lineares significativas nos restantes elementos estruturais bem como na laje de betão armado.



Fig. 5.7: Disposição do ensaio da estrutura global

5.3.2.2 Resultados dos ensaios

Oito ensaios cíclicos são realizados no pórtico de aço-mista com quatro fusíveis diferentes. Cada ensaio é executado até se verificar a rotura completa da chapa do banzo do fusível, seja onde for que essa rotura ocorra primeiro. Os elementos do fusível tiveram de ser concebidos para serem mais fracos do que os membros adjacentes de modo a forçar o posicionamento da rótula plástica dentro do fusível e evitar o propagação dos danos para zonas não dissipativas. Para o efeito, foi introduzido o parâmetro de ensaio α (razão de capacidade) que relaciona a

JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

capacidade de resistência do fusível com a resistência plástica da secção transversal da viga mista.

As medições efetuadas aos deslocamentos e rotações relativas junto à ligação vigapilar demonstraram que os pilares e as vigas mantiveram-se elásticos sem qualquer indício de deformação plástica ou encurvadura local. As ligações viga-pilar, que possuem uma maior resistência de momento do que as partes do fusível, permaneceram quase perfeitamente rígidas. No final de cada ensaio, as chapas danificadas foram retiradas imediatamente, sendo de seguida instalada uma nova chapa (o tempo necessário para substituir uma junta de continuidade aparafusada de vigas foi de cerca de 30 min).

As deformações no reforço de aço não ultrapassaram do regimeelástico, como se esperava. O deslocamento relativo máximo entre a laje e a viga foi de 0,5 mm, o que significa que a ação composta entre a laje de betão armado e a viga de aço verificou-se de forma satisfatória. Uma vez que o centro de rotação (linha neutra plástica) fica bastante acima (entre as duas camadas de armuduras da laje), toda a deformação concentra-se nas chapas das juntas de continuidade aparafusadas de vigas. Tanto as rotações como os momentos são calculados na secção média do fusível. A rotação máxima observada nas juntas de continuidade aparafusadas de vigas é de 40 mrad e, após a realização de todos os ensaios, não se verificaram danos significativos na laje de betão (ver Fig. 5.9). Considerando o facto de que as disposições do Eurocódigo 8 exigem que as ligações possuam uma capacidade de rotação da zona da rótula plástica de pelo menos 35 mrad (obtida com uma degradação da resistência inferior a 20%) no que se refere às estruturas de grau de ductilidade elevado (DCH) e de 25 mrad no que se refere às estruturas de grau de ductilidade médio (DCM), é possível concluir que as juntas de continuidade aparafusadas de vigas tiveram um bom desempenho, atingindo rotações plásticas superiores a 35 mad sem redução significativa de resistência e rigidez. É possível observar a forma de deslocamento da estrutura na Fig. 5.8.





Fig. 5.8: Deslocamento da estrutura sob carga na direção a) -X e b) +X

O comportamento geral das juntas de continuidade aparafusadas de vigas é resumido nos diagramas de momento-rotação. O comportamento histerético dos fusíveis é estável e é caracterizado por um fenómeno de aperto, devido ao escorregamento dos parafusos e à encurvaduradas chapas do fusível quando se encontram com rotações negativas. Os elementos do fusível deformam-se para além do respetivo limite de cedência e contribuem para a dissipação de energia na estrutura.



Fig. 5.9: Um exemplo de diagrama de momento-rotação (M-θ) (Chapa D).

A perda de resistência na flexão negativa que pode ser observada do lado negativo dos diagramas de momento-rotação é provocada pela encurvadurada chapa inferior ligada ao banzo. A capacidade plástica máxima atingida pelos elementos do fusível chegou a 335 kNm durante a flexão positiva e a 260 kNm durante a flexão negativa do elemento. A área por baixo dos ciclos de histerese representa a energia dissipada no sistema do fusível durante a carga cíclica horizontal. O deslocamento máximo obtido sem danos significativos para a estrutura e para a laje mista foi de 55



mm na ligação superior da estrutura, o que corresponde a um deslocamento entre pisos de 1,9%

5.3.2.3 Comparação entre modelos experimentais e analíticos

O comportamento das juntas de continuidade aparafusadas de vigas é estudado por meio de duas abordagens numéricas diferentes. De modo a dispor de uma melhor compreensão da resposta de ligação e permitir o desenvolvimento de um modelo de engenharia simples, utiliza-se primeiro uma técnica de modelação refinada com recurso a elementos finitos (adotando o software ABAQUS) em que o esforço computacional é muito dispendioso quando toda a plastificação é prevista ocorrer apenas nos fusíveis (ver Fig. 5.10). Em seguida, desenvolve-se um modelo de engenharia simples com o software comercial SAP2000. Para o efeito, foi definida a curva histerética plástica multilinar do tipo Pivotpara modelar a capacidade momento-rotação do fusível.



Fig. 5.10: Tensão de Von Misses na estrutura deformada

Neste caso, o comportamento da secção transversal do fusível obtido através do modelo analítico baseado na relação tensão-extensão dos materiais é considerado no diagrama de momento-rotação, juntamente com os parâmetros da curva histerética do tipo Pivot que são calibrados com base nos ensaios dos componentes. Em seguida, os resultados das análises são comparados com os resultados experimentais do pórtico em termos do comportamento geral de força-deslocamento. O modelo consiste numa ligação e numa viga simples com a mesma geometria utilizada na estrutura do ensaio experimental. A Fig. 5.11 apresenta a comparação entre as investigações experimentais e analíticas baseada no diagrama de momento-rotação para a chapa D como exemplo.

150 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS



Fig. 5.11: Um exemplo do diagrama de momento-rotação (Chapa D)

5.3.2.4 Fadiga oligocíclica

A tendência da relação de resistência com ciclos parece ser muito semelhante em todos os provetes nas duas direções, apresentando um endurecimento relativamente reduzido com valores máximos próximos da unidade para todos os provetes. A resistência máxima é atingida mais cedo em todos os casos no ensaio na flexão negativa, uma vez que a resistência na flexão negativa é sempre inferior devido ao fenómeno de encurvadura da chapa do banzo. Efetivamente, a maioria dos fusíveis apresentam uma degradação da resistência na presença de flexão positiva apenas após o 30° ciclo, ao passo que a degradação na presença de flexão negativa começa entre o 20° e o 30° ciclos. A perda de resistência ocorre devido à instabilidade das chapas dos fusíveis, que precipita a degradação precoce da resistência na presença de flexão negativa, devido a efeitos de fadiga oligocíclica que incluem a abertura e fecho de fendas nas partes de aço.

A quantidade total de energia dissipada W foi calculada para cada ensaio e a sua variação relativamente ao valor da razão de capacidade é apresentada na Fig. 5.12. Uma vez que a encurvaduracíclica juntamente com os efeitos da fadiga oligocíclica parecem ter uma influência fundamental sobre a capacidade de dissipação da energia dos provetes, a razão da capacidade de flexão negativa α- foi escolhida.





Fig. 5.12: Quantidade de energia dissipada vs. α-

100

No entanto, os efeitos da fadiga oligocíclica associados à encurvadura, e observados para as amplitudes máximas de rotação do fusível, são mais acentuadas para os fusíveis com menor resistência à flexão negativa, e por conseguinte, aquele com menor valor de α^{-} (fusível D-200). Deste modo, o fusível C-200 suportou um maior número de ciclos (42 ciclos) e, consequentemente, dissipou mais energia do que o fusível D-200, que suportou apenas 36 ciclos. O número de ciclos registado por cada amostra apresenta-se na Tabela 5.2.

α-

Provete	N.º de ciclos	Provete	N.º	de		
			ciclos			
A-140	35	D-170	36			
B-140	38	A-200	36			
D-140	31	B-200	43			
A-170	38	C-200	42			
B-170	40	D-200	36			
C-170	40					

Tabela 5.2 Número de ciclos até à rotura

A evolução da dissipação de energia ao longo dos ciclos também pode ilustrar a progressão de danos acumulados durante os ensaios. Para estudar este aspeto, foi calculado o parâmetro adimensional η/η_0 , em que η é uma razão de energia no final de cada ciclo e η_0 é a mesma razão de energia no final do primeiro ciclo plástico. De acordo com ECCS, a razão de energia η_0 no final de um ciclo *i* é obtida por Eq. 5.1

$$\eta_i = \frac{w_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Eq. (5.1)

Em que W_i é a energia dissipada no ciclo *i*, ΔM_y é a variação dos momentos de cedência, $\Delta \theta_i$ é a variação das rotações impostas no ciclo *i* e $\Delta \theta_y$ é a variação das rotações de cedência. Na prática, este parâmetro é a razão entre a energia dissipada pelo fusível e a energia que seria dissipada pelo fusível equivalente com um comportamento elástico perfeitamente plástico (EP).

5.4 MODELOS ANALÍTICOS

As investigações experimentais demonstraram que a resistência à flexão das juntas de continuidade aparafusadas de vigas pode ser avaliada definindo o valor da razão de capacidade α do fusível. De um modo geral, os resultados demonstraram que os fusíveis com valores mais elevados de razões de capacidade (α) proporcionam níveis de desempenho superior em termos de rigidez, resistência, ductilidade e energia dissipada. No entanto, os fusíveis com valores de α próximos da unidade e que, portanto, possuem uma resistência parecida com a da viga mista, provocam mais danos nas partes insubstituíveis, não concentrando assim a plasticidade na secção do fusível. Deste modo, no sentido de obter o melhor desempenho das juntas de continuidade aparafusadas de vigas em termos de capacidade e dissipação de energia, os valores ideais deste parâmetro devem ser assumidos como:

$$0.60 \le \alpha^+ \le 0.75$$

 $0.30 \le \alpha^- \le 0.50$ Eq. (5.2)

α pode ser avaliada através da seguinte equação

$$\alpha = \frac{M_{Rd,fuse}}{M_{pl,Rd,beam}}$$
 Eq. (5.3)

em que

 $M_{pl,Rd,beam}$ corresponde aos valores de resistência das vigas mistas previamente calculadas

 $M_{Rd,fuse}$ corresponde ao momento resistente da junta de continuidade aparafusada de vigas

O máximo momento resistente das vigas mistas $M_{pl,Rd,beam}$ corresponde ao valor de flexão máxima negativa e positiva.

Convém referir que, de modo a reduzir o esmagamento da laje e, portanto, concentrar todos os danos nas juntas de continuidade aparafusadas de vigas, a linha neutra plástica, conforme apresentado na Fig. 5.13, deve situar-se entre as duas camadas de varões de armadura na laje.

Uma vez que as chapas do fusível podem encurvar com rotações de flexão negativa, na maioria dos casos, o comportamento de flexão dos fusíveis é assimétrico. Durante um sismo, estes dois casos podem ocorrer e o comportamento geral é regido pela resistência mais baixa. Deste modo, existe a necessidade de calcular os momentos de resistência tanto de flexão positiva como de flexão negativa do fusível, $M_{Rd,fuse}^+$ e $M_{Rd,fuse}^-$, respetivamente.



Fig. 5.13: Disposição das fibras

O comportamento de encurvadura das chapas do fusível pode ser controlado pela esbelteza geométrica que é uma função do comprimento de encurvadura L_0 e a espessura da chapa do banzo t_f, regida pela Eq. 5.4.

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f}$$
 Eq. (5.4)

Em que L_0 , baseado no mecanismo de encurvadura FUSEIS (ver Fig. 5.14), pode ser calculado pela Eq. 5.5.



Fig. 5.14: Mecanismo de encurvadura da junta de continuidade aparafusada de vigas FUSEIS baseado em resultados experimentais



Fig. 5.15: Mecanismo de rotura durante os ensaios experimentais

A carga axial a atuar sobre a chapa do banzo pode ser calculada como:

$$P = \frac{M_p}{v}$$
 Eq. (5.6)

Em que M_p é o momento plástico da secção transversal retangular da chapa que pode ser calculado por equação.

$$M_p = \frac{b_f * t_f^2}{4} * f_y$$
 Eq. (5.7)

Para pequenos deslocamentos:

$$\delta = L_0 * (1 - \cos \theta) \qquad \qquad \text{Eq. (5.9)}$$

5.5 REGRAS DE PROJETO

Com base nos resultados obtidos da investigação experimental e analítica do projeto FUSEIS, foram desenvolvidas regras de projeto que proporcionam toda a informação necessária para o dimensionamento conceptual deste tipo de estruturas. O projeto de um edifício com juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS deve estar em conformidade com os requisitos da norma EN pertinente, em particular com a EN1993-1-8 [2].

Uma vez que os danos e a dissipação de energia podem apenas ocorrer devido ao comportamento não linear das partes substituíveis, isto é das juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS, as partes insubstituíveis, isto é vigas e pilares, têm de ser dimensionadas de forma a permanecerem no regime elástico, para assegurar que não se danificam quando a junta de continuidade aparafusada de vigas atinge a sua capacidade de resistência. Por outro lado, as vigas têm de ser reforçadas localmente na "interface" com o fusível, de forma a reduzir qualquer tipo de danos

que possam desenvolver-se nos orifícios dos parafusos. O reforço local da viga pode consistir numa chapa de aço adicional soldada a ambos os lados da alma e da parte inferior do banzo, com o mesmo comprimento das chapasdos fusíveis. A resistência à flexão das juntas de continuidade aparafusadas de vigas pode ser avaliada definindo o valor da razão de capacidade α do fusível.

5.5.1 Projeto para análise elástica linear

No processo de dimensionamento do edifício, as secções transversais dos elementos estruturais primários devem primeiro ser pré-dimensionados para o mesmo edifício mas sem fusíveis, considerando os estados limites relevantes. As juntas de continuidade aparafusada da viga devem, em seguida, ser incluídas em todas as extremidades das vigas que pertencem ao sistema de pórtico (MRF).

5.5.1.1 Resistência à flexão do fusível

Uma vez que as chapas do fusível podem encurvar com rotações de flexão negativa, na maioria dos casos, o comportamento de flexão dos fusíveis é assimétrico. Durante um sismo, estes dois casos podem ocorrer e o comportamento geral é regido pela resistência mais baixa. Deste modo, existe a necessidade de calcular os momentos de resistência tanto de flexão positiva como de flexão negativa do fusível, $M_{Rd,fuse}^+$ e $M_{Rd,fuse}^-$, respetivamente. O comportamento de encurvadura das chapas do fusível pode ser controlado pela esbelteza geométrica, indicada em Eq. 4.2. Assumindo uma distribuição plástica dos esforços para interações de flexão deve ser desprezada. O momento resistente da junta de continuidade aparafusada de vigas deve ser obtida através de uma análise elástica-plástica considerando um valor adequado para α .

5.5.1.2 Dimensionamento da chapa do banzo

As dimensões da chapa do banzo das juntas de continuidade das vigas aparafusadas controlam o momento flectorresistente da secção transversal do fusível, sendo, deste modo, dependente do valor da razão de capacidade do dispositivo. Se a linha neutra plástica for coincidente com o centro de gravidade da armadura longitudinal, a área da chapa do banzo pode ser pré-dimensionada pela expressão:

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}^+}{f_{yd} z}$$
 Eq. (5.10)

156 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

Em que $M_{Rd,fuse}^+$ é o momento flector resistente positivo da junta de continuidade aparafusada de vigas, f_{yd} é a tensão de cedência do cálculo do aço estrutural de acordo com EN1993-1-1 e z é a distância entre a chapa do banzo e o centro de gravidade das camadas de varões de armadura (ver Fig. 5.13). A resistência à flexão negativa do fusível $M_{Rd,fuse}^-$ deve ser obtida através de uma análise elásticaplástica sobre a secção transversal com uma relação constitutiva modificada para a chapa do banzo $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$, indicada por:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = min\{\sigma_t(\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\}$$
 Eq. (5.11)

Em que $\sigma_t(\varepsilon)$ constitui a relação tensão-extensão obtida através de ensaios experimentais de tração ou de acordo com o Anexo C.6 da norma EN1993-1-5 e $\sigma_b(\varepsilon)$ constitui a relação de tensão-extensão de encurvadura indicada por:

Em que λ_f consitui a esbelteza geométrica da chapa do banzo.

5.5.2 Projeto para análise não linear

5.5.2.1 Definição do diagrama de momento-rotação

O comportamento histerético da junta de continuidade aparafusada de vigas deve ser definido pelo diagrama Momento-Rotação utilizado como dado de introdução para definir o comportamento não linear. A contribuição de momento flector resistente das chapas da alma deve ser desprezada. Deste modo, o comportamento histerético geral da junta de continuidade aparafusada de vigas pode ser definido como em Fig. 5.16.



Fig. 5.16: Diagrama momento-rotação da junta de continuidade aparafusada de vigas

5.5.2.2 Momento fletor positivo

No sentido de definir o momento fletor positivo da junta de continuidade aparafusada de vigas, deve ter-se em consideração o seguinte pressuposto:

- A secção transversal mantem-se plana
- O fusível encontra-se no seu comportamento elástico

A Fig. 5.17 indica a represntação esquemática do momento fletor positivo da chapa do banzo da junta de continuidade aparafusada de vigas.



Fig. 5.17: Ilustração esquemática do momento fletor positivo da chapa do banzo da junta de continuidade aparafusada de vigas

$$M_{y}^{+} = f_{y,fuse}Af(h_{tot} - x) + fy_{fuse}A_{s}\frac{x^{2}}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse}A's\frac{(x - i)^{2}}{h_{tot} - x}$$
 Eq. (5.13)

$$\theta y^{+} = \arctan\left(\frac{\varepsilon y_{f} L_{0} + \Delta}{h_{tot} - x}\right)$$
 Eq. (5.14)

$$x = \frac{h_{tot} Af + i A's}{Af + As + A's}$$
 Eq. (5.15)

em que

- L₀ É o comprimento de encurvadura
- Δ É o intervalo entre o orifício e o parafuso
- *i* É a distância entre duas camadas de armadura de reforço
- t_f É a espessura da chapa do banzo
- b_f É a largura da chapa do banzo
- *h*_{tot} É a distância entre o varão de armadura superior-centro da chapa do banzo
- gap É a folga da laje de betão
- As É a área daarmadura superior
- A's É a área da armadura inferior
- A_f É a área da chapa do banzo

$$N = 0 = f_y A_f - A_s \sigma_s + A's \sigma's \qquad \qquad \text{Eq. (5.16)}$$

 $M = M_y = f_y A_f (h_{tot} - x) - A_s$ Eq. (5.17)

$$\sigma_{s\,x} + A's\,\sigma's\,(i-x)$$

$$\mathcal{E}_s$$
, $\mathcal{E}'_S < \mathcal{E}_y$ Eq. (5.21)

O momento-rotação último da chapa do banzo pode ser calculado através da seguinte fórmula.

A rotação última (θ_u^+) é determinada a partir da calibração de resultados experimentais e investigações analíticas.

O ponto de rotura pode ser obtido quando se atinge a tensão de tração máxima da chapa do banzo.

$$M_f^+ = 0.8 \, M_u^+$$
 Eq. (5.24)

Este valor de rotação foi assumido teoricamente pelo que deve ser validado através de resultados experimentais.

5.5.2.3 Momento fletor negativo

O momento fletor negativo da chapa do banzo, que é submetida a uma carga de compressão provocando a encurvadura, (ver Fig. 5.14) pode ser atingido como intersecção das curvas que definem a estabilidade elástica e o mecanismo plástico. A Fig. 5.18 ilustra o comportamento do mecanismo plástico e da estabilidade elástica. O mecanismo plástico pode ser calculado por Eq. 5.29 e Eq. 5.30, respetivamente.

$$N = N_{pl} * M_{pl} / (M_{pl} + N_{pl} * v)$$
 Eq. (5.26)

$$v = \frac{1}{(1 - N/N_{cr})} * v_0$$
 Eq. (5.27)

Em que

$$v_0 = \frac{L_0}{1000}$$
 Eq. (5.28)



Fig. 5.18: Ilustração das curvas do mecanismo plástico e da estabilidade elástica

Por último, a relação momento fletor negativo-rotação pode ser calculado através das seguintes equações:

$$M_y^- = N_{buckling}(h_{tot} - \frac{i}{2})$$
 Eq. (5.29)

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+}$$
 Eq. (5.30)

Em que

$$K_{y}^{+} = \frac{M_{y}^{+}}{\theta_{y}^{+}}$$
 Eq. (5.31)

O ponto último pode ser obtido do seguinte modo:

$$\theta_u^- = 12 \, \theta_y^-$$
 Eq. (5.32)

A rotação última (θ_u^-) é determinada a partir da calibração de resultados experimentais e investigações analíticas.

Através da intersecção das duas curvas (Fig. 5.18) pode obter-se v_{buckling} que, multiplicado por um fator igual a 12, resulta no deslocamento transversal da chapa do banzo associado a rotura (v_{lim}). Substituindo este valor na Eq. 5.32, é apresentada a força de compressão N_{lim} na rotura da chapa. Por último, resultados do momento fletor negativo último:

$$M_u^- = M_y^- \left(N_{lim} / N_{buckling} \right)$$
 Eq. (5.33)

5.5.2.4 Armadura longitudinal

A armadura longitudinal deve ser calculada de modo a manter-se elástica quando o fusível desenvolve o momento resistente máximo. De modo a evitar cedência do varão de armadura, a sua área tem de ser calculada de forma que a linha neutra plástica se situe entre as camadas de varões de armadura superiores e inferiores da

160 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores REGRAS DE PROJETO		
REGRAS DE PROJETO	160 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
	REGRAS DE PROJETO	

laje. Recomenda-se que a camada de varões de armadura superior possua o dobro da área da camada inferior. Convém referir que apenas os varões de armadura que se situam dentro da largura efetiva do banzo de betão das vigas mistas nas secções adjacentes ao fusível devem ser tidos em consideração para a resistência à flexão. As larguras efetivas devem ser calculadas de acordo com as normas EN1993-1-8 (7.6.3) e EN1994-1-1 (5.4.1.2). A posição da linha neutra plástica deve ser obtida através de uma análise elástica-plástica da secção transversal com as propriedades materiais obtidas experimentalmente ou conforme se define no anexo C.6 de EN1993-1-5. A condição de não cedência deve ser verificada impondo a curvatura plástica χ_p sobre a secção transversal da junta de continuidade aparafusada de vigas sob momento fletor positivo, pressupondo que a extensão última do aço ε_{μ} se desenvolve na chapa do banzo. A curvatura plástica é obtida por $\theta_p = L_0 \chi_p$, em que $heta_p$ é a rotação plástica. A verificação consiste em realizar uma análise elásticaplástica e verificar que as extensões sobre as duas camadas de varões de armadura ε_s são inferiores à extensão de cedência do material ε_{sy} de acordo com a norma EN1993-1-1.

Por último, a área total superior e inferior do varão de armadura pode ser determinada a partir da seguinte equação.

5.5.2.5 Dimensionamento das juntas de continuidade aparafusadas de vigas para corte

As chapas da alma devem ser consideradas isoladamente no que se refere a resistência de corte do fusível. A resistência ao corte das chapas da alma deve ser calculada de acordo com a norma EN1993-1-1 (6.2.6), considerando uma área de corte A_v igual à área da secção transversal das chapas da alma. Deve dar-se atenção especial à verificação da encurvadura por corte, conforme se especifica na norma EN1993-1-5 (5). A deformabilidade por corte pode ser desprezada no caso de vãos comunsem edifícios. Deste modo, a área mínima da chapa da alma do fusível pode ser determinada a partir da seguinte equação:

$$A_w = \frac{V_{Ed} \sqrt{3}}{f_{yd}}$$
 Eq. (5.36)

Em que V_{Ed} é o esforço transverso total

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G}$$
 Eq. (5.37)

 $V_{Ed,M}$ é o esforço transverso devido à mobilização do máximo momento flector resistente dos fusíveis da viga

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{fuse,Rd}^{+} - M_{fuse,Rd}^{-}}{d}$$
 Eq. (5.38)

 $V_{Ed,G}$ é o esforço transverso devido a cargas de gravidade, d é a distância entre os fusíveis.

A verificação da encurvadura por corte pode ser examinado através da seguinte equação:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}}$$
 Eq. (5.39)

Em que η é um parâmetro que pode ser assumido como igual 1.2 para aços até S460 inclusive. Para aços de resistência superior, recomenda-se η = 1,00.

5.5.2.6 Dimensionamento da ligação aparafusada

Os parafusos que ligam as chapas dos fusíveis à viga devem ser concebidos para permanecer elásticos quando o fusível atinge o seu momento máximo. Apesar de se tratarem de partes insubstituíveis, as deformações irrecuperáveis nos parafusos podem comprometer o processo de desaparafusamento durante a tentativa de substituir a chapa do fusível e, deste modo, estes devem manter-se elásticos e ser tratados como elementos não dissipativos. A expressão seguinte deve ser satisfeita para ligações aparafusadas não dissipativas:

$$F_{v,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n}$$
 Eq. (5.40)

Em que $F_{v,Rd}$ é a resistência ao esforço transverso por plano de corte, de acordo com a norma EN1993-1-8 [2] (ver Tabela 5.3) calculado com a tensão de cedência dos parafusos f_{yd} , F_{Sd} é a força de cálculo das ligações não dissipativas, n é o número de parafusos utilizado para transmitir os esforços transversos. Os parafusos devem ser pré-esforçados e concebidos para se comportarem como ligações de corte de acordo com a norma EN1993-1-8 [2] (3.4 e 3.9). No caso de parafusos estruturais de elevada resistência para pré-esforço, a ligação deve satisfazer as regras incluídas na norma EN 14399 [1].

Classe de parafusos	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

Tabela 5.3: Cedência e resistência última dos parafusos

Os parafusos devem ser verificados sob a ação de corte de acordo com a norma EN1993-1-8 [2].

$$F_{v,Rd} = n \ \frac{k \ f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \ge F_{v,Sd}$$
 Eq. (5.41)

Em que *n* é o número de faces ligadas, γ_{M2} é assumido como igual a 1,25 e A_{res} é a área bruta reduzida para a presença do orifício na secção perpendicular à força de ação. *k* é 0,5 para parafusos das classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9 e 0,6 para parafusos das classes 4.6, 5.6 e 8.8.

5.5.2.7 Outros comentários relativos a disposições construtivas

As disposições construtivas que não são mencionadas neste guia devem ser consideradas nas disposições da EN em questão. Em particular, convém dar atenção especial ao que vem estipulado na norma EN1998-1 [3] relativamente às disposições construtivas da laje de betão da viga mista. A armadura transversal do banzo da viga mista deve ser calculada de acordo com as disposições das normas EN1994-1-1 [4] e EN1998-1 [3]. Em particular, estas devem ser calculadas tendo em consideração a resistência ao esforço transverso dos conectores de corte e as forças no banzo de betão e no perfil de aço, de acordo com os procedimentos de projeto da norma EN1994-1-1[4] (6.6.6).

5.5.3 Projeto para análise estática não linear

O modelo estrutural utilizado na análise elástica deve ser estendido de modo a incluir a resposta dos elementos estruturais para além do regime elástico e determinar os mecanismos plásticos e a distribuição de danos previstos.

Pode utilizar-se a abordagem de modelação de plasticidade concentrada para os modelos não lineares das estruturas. A propriedade não linear do material deve concentrar-se nas extremidades/meio do vão dos elementos estruturais utilizando características particulares disponibilizadas pelo software para este efeito (isto é, propriedade de ligadores e rótulas plásticas). Os elementos representativos das vigas e pilares devem ser modelados como elementos estruturais no qual a sua não linearidade pode ser concentrada nas rótulas plásticas nas respetivas extremidades/meio vão. Para caracterizar o comportamento não linear da rótula plástica, pode implementar-se as propriedades generalizadas de esforço-

deformação sugeridas em FEMA 356 [5]. A propriedade da rótula plástica dos pilares considera a interação entre o esforço axial e o momento fletor. O modelo plástico multilinear do tipo Pivotpode ser utilizado como uma regra de histerese para os fusíveis. Os valores dos parâmetros utilizados para o modelo histerético devem ser definidos após o cálculo da dimensão e propriedades do fusível. A Fig. 5.19 apresenta o modelo de simulação e o posicionamento dos diferentes tipos de elementos.



Fig. 5.19: Resumo da abordagem de modelação de plasticidade concentrada

Devem aplicar-se pelo menos duas distribuições de cargas laterais ao longo da altura da estrutura:

- uma distribuição de carga "uniforme", baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);
- uma distribuição de carga de "primeiro modo", proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição da força lateral determinada na análise elástica.

5.5.4 Resumo do procedimento de dimensionamento

No projeto de um edifício equipado com juntas de continuidades aparafusadas de vigas FUSEIS, deve percorrer-se a várias etapas.

Em primeiro lugar, deve ser dimensionado e verificado previamente um edifício convencional sem elementos dissipativos em conformidade com EC2, EC4 e EC8. No final desta etapa, seleciona-se as secções transversais dos pilares de aço e das vigas mistas de aço-betão. Utilizando um espetro de resposta reduzido à resposta elástica pelo coeficiente de comportamento assumido (na primeira iteração) de acordo com EC8, executa-se uma análise do espetro de resposta sísmica (RSA) sobre o edifício e identifica-se o momento fletor M_{Ed} nas extremidades das vigas. Estes valores são considerados como referência no que se refere ao desempenho necessário das juntas de continuidade dissipativas de vigas em termos de

164 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

resistência àflexão ($M_{Ed} \approx M_{y, fusível}$). Efetivamente, no edifício submetido às ações sísmicas de cálculo (ULS), deve garantir-se a exploração do regime pós-elástico das juntas dissipativas e reparáveis. Convém referir que a distribuição do momento fletor associado às ações sísmicas não é uniforme ao longo dos vários pisos, o que significa que as vigas nos andares inferiores são mais esforçadas do que as dos andares superiores. Esta observação leva a pressupor vários valores de referência para a resistência das juntas de continuidade de vigas em edifícios de vários andares. Deste modo, a disposição final da estrutura deve ser caracterizada pelo aumento das dimensões das juntas de continuidade de vigas nos andares inferiores para garantir um mecanismo de colapso global da estruturae evitar mecanismos localizados do tipo *soft-storey*.

Por Eq. 5.1 é possível calcular a área das chapas do banzo relacionadas com cada momento flector resistente necessário. Fixando a largura da chapa do banzo igual ou comparável à largura do banzo da viga de aço projetada, é possível obter a espessura da chapa do banzo FUSEIS. Consequentemente, o comprimento de encurvaduradas juntas de continuidade de vigas pode ser calculado de acordo com a Eq. 4.4. O valor do comprimento de encurvadura obtido para os fusíveis do piso mais baixo deve ser adotado para todas as diversas juntas de continuidade de vigas ao longo de toda a altura da estrutura. A quantidade total dearmadura longitudinal A_{sl,total} das lajes de betão é obtida através de Eq. 5.25.

Depois de definir as propriedades geométricas das juntas, é possível obter o diagrama de momento-rotação não linear de cada configuração da junta de continuidade de viga.

Nesta altura, deve realizar-se a análise do espetro de resposta utilizando, em conformidade com as juntas de continuidade de vigas, molas elásticas lineares com a rigidez definida conforme o ramo inicial do diagrama momento-rotação.

Todas as verificações (limitações de danos, efeitos de segunda ordem, verificações de estabilidade dos pilares, etc.) são levadas a cabo em conformidade com EC8. Se não forem bem sucedidas, as etapas anteriores são repetidas de forma iterativa começando por uma nova definição do nível de desempenho necessário para a junta de continuidade dissipativa de vigas em termos do momento flector resistente e/ou rigidez elástica.

Uma vez bem sucedidas todas as verificações, deve realizar-se uma análise estática não linear de modo a avaliar o comportamento não linear dos elementos dissipativos, verificar-se o desencadear de uma plastificação difusa das juntas de continuidade das vigas em todo o edifício e validar-se o coeficente de comportamento inicialmente pressuposto.

5.6 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

No sentido de investigar o comportamento das estruturas mistas aço-betão utilizando juntas de continuidade aparafusadas dissipativas de vigas (FUSEIS) e examinar a contribuição destes fusíveis para a dissipação de energia, serão examinados três edifícios com diferentes alturas nesta sessão. Todos os edifícios possuem lajes mistas de betão e aço e vigas secundárias que transferem as cargas para as estruturas principais, onde se utilizam as inovadoras juntas de continuidade aparafusadas de vigas.

5.6.1 Casos de estudo

Foram selecionadas três configurações arquetípicas que são regulares em altura e quadrangulares em planta. Considera-se que se trata de edifícios gerais de escritórios (classe B) e que foram calculados de acordo com EN1993-1 [6] /EN1998-1 [3] e com as diretrizes específicas de cálculo do dispositivo dissipativo. Os casos de estudo abrangem as seguintes três configurações:

- 2 andares, edifícios de altura reduzida
- 4 andares, edifícios de altura média
- 8 andares, edifícios de altura elevada

5.6.1.1 Geometria e pressupostos gerais

Foi selecionada uma vista em planta comum para todos os edifícios. O número de vãos em ambas as direções é 3 com um comprimento de vão de 8 m. Cada piso tem um pé direito de 4m. Consistem de uma estrutura mista de aço-betão resistente ao momento na direção Y e um pórtico em aço de contraventamento centrado no vão do meio da direção X. São incluídas na estrutura juntas de continuidade aparafusadas de vigas na extremidade de todas as vigas na direção Y, (FUSEIS), ao passo que o dispositivo INERD[™] está incluído na extremidade de todos os elementos de contraventamento de aço na direção X. A localização do sistema de contraventamento centrado está pensada para acomodar os pilares em torno da flexão do eixo de menor inércia e os FUSEIS 2-1 estão localizados na direção em que se situam os pilares com flexão do eixo de maior resistência. As Fig. 5.20 e Fig. 5.21 representam a vista em planta da estrutura arquetípica e o a vista em alçado dos edifícios de 2/4/8 pisos, respectivamente

5.6.1.2 Materiais

Zonas não dissipativas

Os materiais utilizados nos três edifícios vêm descritos a seguir:

- Aço estrutural: S355
- Betão: C25/30
- Chapas perfiladas de aço: Fe320

166 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

Aço para betão armado: B500C

Zonas dissipativas

Durante o sismo, prevê-se que as zonas dissipativas cedam antes de outras zonas, ou seja, as zonas não dissipativas, pelo que, de acordo com EC 1998-1, a tensão de cedência $f_{y,max}$ das zonas dissipativas tem de ser cumprida pela Eq. 5.42.

$$f_{y,max} \le 1, 1 \gamma_{0v} f_y$$
 Eq. (5.42)

em que

 γ_{ov} e o fator de sobrerresistência, o valor recomendado é 1,25 f_y é a tensão de cedência nominal do aço



Fig. 5.20: Planta das estruturas arquetípicas de 2/4/8 pisos



Fig. 5.21: Alçado com cotas das estruturas arquetípicas de 2/4/8 pisos

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 167 JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

5.6.1.3 Cargas e combinações de cargas

Um resumo das cargas aplicadas é dado como se segue:

• Cargas permanentes:

2,75 kN/m² laje mista e chapas de perfilamento de aço

Cargas sobrepostas:

Serviços, teto, pavimento elevado: 0,70 kN/m² para pisos intermédios 1,00 kN/m² para piso superior

Paredes periféricas 4,00 kN/m

• Sobrecargas:

Escritórios (Classe B): 3,00 kN/m² Divisórias amovíveis 0,80 kN/m² Sobrecarga total: 3,80 kN/m² A carga de neve deve ser ignorada

- A carga de neve deve ser le
- Carga sísmica:

Coeficiente de importância: $\gamma_1 = 1,0$

Valor da aceleração máxima à superfície do terreno: $\alpha_{gR} = 0,20 \cdot g$

Terreno do tipo C – Espetro do tipo 1: S =1,15 TB = 0,20 seg TC = 0,60 seg TD = 2,00 seg

Coeficiente de limite inferior: $\beta = 0.2$

A aceleração vertical à superfície do terreno deve ser ignorada.

Coeficiente de comportamento q=4

5.6.1.4 Modelação

Um edifício com FUSEIS 2-1 pode ser simulado com um modelo elástico linear através de elementos de viga apropriados. A simulação foi executada com base nas regras de cálculo destinadas a assegurar que a cedência ocorrerá no fusível antes de ocorrer cedência ou rotura em qualquer outro lugar. Deste modo, o cálculo de edifícios com FUSEIS 2-1 baseia-se no pressuposto de os fusíveis serem capazes de dissipar energia através da formação de mecanismos de flexão plásticos.

A modelação dos edifícios foi realizada através do programa de elementos finitos SAP2000. Todas as vigas e pilares foram simulados como elementos de barra, ao passo que foram utilizados elementos de placa sem secção definida para realizar a distribuição das cargas aplicadas.

5.6.2 Projeto de edifícios com juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS

A análise e cálculo dos edifícios foi realizada através do programa de elementos finitos SAP2000. As lajes mistas foram calculadas com o programa SymDeck Designer que considera as fases de construção tanto no que se refere aos estados limite últimos como de utilização. Os pilares são calculados como membros de aço, com a sua secção variando consoante o piso e o edifício. As secções atribuídas são apresentadas pormenorizadamente na Tabela 5.4, Tabela 5.5 e Tabela 5.6.

168 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	

Em todos os pisos e edifícios, optou-se pelo perfil IPE450 para as vigas mistas primárias. As vigas secundárias são mistas e simplesmente apoiadas por perfil de aço HEA200. As fases de construção eram fundamentais para o dimensionamento destas vigas, pelo que foi necessária a colocação de apoios provisórios no sentido de reduzir tanto a deformação por flexão como a dimensão da secção. As lajes são mistas em todos os pisos. Foram calculadas e verificadas de acordo com os requisitos do Eurocódigo 4 no que se refere a todas as situações possíveis, não sendo necessária a colocação de quaisquer apoios provisórios durante as fases de construção. A Fig. 5.22 apresenta a secção da laje mista. A espessura da placa de aço é de 0,80mm e a armadura longitudinal é de Ø8/100. Presume-se que a viga de aço liga à laje de betão com transferência total de esforço de corte.



Fig. 5.22: Secção da laje mista

No sentido de verificar as combinações de carga tanto estáticas como sísmicas para o edifício sem juntas de continuidade dissipativas de vigas, são referidos nos quadros que se seguem os perfis dos pilares de aço adotados.

Piso	Centro	Perímetro
1-2	HEM360	HEB360

Tabela 5.5: Secção dos pilares para o edifício de 4 andares

Piso	Centro	Perímetro
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360
JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

Piso	Centro	Perímetro
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Tabela 5.6: Secção dos pilares para o edifício de 8 andares

Tal como se explica na secção 5.4, o procedimento de dimensionamento que permite identificar as propriedades das juntas de continuidade dissipativas de vigas é iterativo. No processo de dimensionamento, dois parâmetros principais das juntas controlam os resultados da verificação: a resistência do momento fletor e a rigidez elástica inicial das juntas de continuidade de vigas FUSEIS.

Assim que estiver clara o nível de momento flector resistente e rigidez necessário à verificação da estrutura, as propriedades geométricas das juntas de continuidade de vigas estarão finalizadas.

É referido um exemplo para a definição da junta de continuidade de viga N.º1 adotada para os primeiros quatro pisos do edifício de 8 andares. Com base na Eq. 5.4, calcula-se a área da chapa do banzo consultando o momento flector negativo necessário (230 kNm).

O braço do binário z é calculado a partir do centro de rotação, localizado no meio das duas camadas de armadura, à chapa do banzo

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450mm + 73mm + \frac{77}{2}mm = 561.5 mm$$
$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}}{f_{yd} z} = \frac{230x \ 10^6 \ Nmm}{\frac{235}{115} \ \frac{N}{mm^2} \ x \ 561.5 \ mm} = 2004 \ mm^2$$

Fixando a largura da chapa do banzo igual a 170 mm, ligeiramente inferior à largura do banzo da viga de aço IPE450 (190 mm); obtém-se a espessura da chapa.

$$t_{f,fuse} = \frac{2004 \ mm2}{170 \ mm} = 11.79 \ mm$$

Deste modo, é selecionada uma espessura de 12 mm.

Tabela 5.7: Dimensão das chapas do banzo e respetiva distribuição em altura no caso de um edifício

de 8 andares					
Piso	N.º de juntas de continuidade de vigas	Dimensão (mm)			
1-4	1	170x12			
5-6	2	170x10			
7-8	3	170x8			

Tabela 5.8: Dimensão das chapas do banzo e respetiva distribuição em altura no caso de um edifício

	de 4 andare	s
Piso	N.º de juntas de continuidade	Dimensão (mm)
	de vigas	
1-2	2	170x10
3-4	3	170x8

Tabela 5.9: Dimensão das chapas do banzo e respetiva distribuição em altura no caso de um edifício

de 2 andares			
	N.º de		
	juntas de	Dimensão	
PISO	continuidade	(mm)	
	de vigas		
1-2	3	170x8	

Calcula-se o comprimento de encurvadura com base na Eq. 4.4 para a junta de continuidade de viga N.º 1 associada ao piso inferior.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2} M_p}{Af_y \sqrt{\varepsilon}} = \frac{2\sqrt{2} x \left(\frac{1}{4}\right) x \, 170 \, mm \, x \, 12 \, mm^2 \, x \, 235 \, N/mm2}{12 \, mm \, x \, 170 \, mm \, x \, 235 \, N/mm2 \, x \, \sqrt{0.002}} = 189.73 \, mm$$

Deste modo, aplica-se um comprimento de encurvadura igual a 200 mm a todas as juntas de continuidade de viga.



Fig. 5.23: Curvas de histerese das juntas de continuidade de vigas em termos de momento-rotação 1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Uma vez determinados todos os parâmetros geométricos, utilizando as fórmulas apresentadas na secção 5.3.1, fica perfeitamente definido o comportamento de momento-rotação não linear das juntas de continuidade de vigas dimensionadas.



Fig. 5.24: Distribuição das juntas de continuidade aparafusadas de vigas



As propriedades principais são resumidas nas seguintes figuras.

Fig. 5.25: Razão de capacidade de resistência (a) e rigidez elástica para juntas de continuidade de vigas 1, 2 e 3 (b)

As chapas da alma da junta de continuidade aparafusada de vigas são concebidas para resistir apenas a esforços transversos. De acordo com os princípios de dimensionamento porcapacidade resistente, os esforços transversos máximos que poderiam possivelmente desenvolver-se nas extremidades das vigas dependem das capacidades resistentes à flexão das mesmas. De acordo com a secção 5.5.2.5, a área mínima necessária da chapa da alma da junta de continuidade aparafusada de vigas para resistir ao esforço transverso é a seguinte:

Dimensões da chapa da alma = 170 x 6 mm

172 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

O dimensionamento deve assegurar que as armaduras permanecem no regime elástico. No sentido de otimizar a solução, deve efetuar-se um procedimento iterativo, com o objetivo de obter uma quantidade inferior de armaduras. Foi efetuada a seguinte estimativa de valores. Convém referir que apenas as armaduras localizadas na largura efetiva da laje contribuirá para a resistência à flexão.

	5 5	5
Ligação de continuidade da viga	A,varão de armadura superior	A,varão de armadura inferior
N.°	(mm ²)	(mm ²)
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

Tabela 5.10: Área do varão de armadura longitudinal nas juntas de continuidade de vigas

5.6.2.1 Limitação do deslocamento entre pisos

A limitação do deslocamento entre pisos assegura a proteção de elementos não estruturais sob acção sísmica. Permite fazer uma estimativa dos danos no que se refere a diferentes níveis de desempenho e define a distribuição de rigidez na estrutura e eventualmente a dimensão e o tipo de secções transversais aplicadas no sistema.

A Fig. 5.26 mostra os deslocamentos entre pisos que estão limitados aos critérios especificados em EC8.



Fig. 5.26: Razão máxima de deslocamento entre pisos para estruturas convencionais e edifícios com juntas de continuidade de vigas

5.6.2.2 Efeitos P-delta

De acordo com EC8, o efeito de segunda ordem pode ser avaliado através da seguinte equação:

$$\theta = \frac{P_{tot}.\,d_r}{V_{tot}.\,h}$$
 Eq. (5.43)

em que

 θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

 P_{tot} é a carga gravítica total em todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, para a combinação sísmica

 d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado

*V*_{tot} é o esforço transverso sísmico total no piso considerado

h é a altura entre pisos

Convém referir que o valor do coeficiente θ não pode exceder 0,3. Tabela 5.11, Tabela 5.12 e

Tabela 5.13 apresentam os coeficientes de sensibilidade calculadaos para todos os edifícios examinados.

Pavimento	Disl (m)	Deslocamento,real (m)	des/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Verificação
1	0,0075	0,030	0,008	346	7205	0,16	< 0,3
2	0,0142	0,057	0,014	336	6294	0,27	< 0,3
3	0,0158	0,063	0,016	316	5383	0,27	< 0,3
4	0,0150	0,060	0,015	287	4473	0,23	< 0,3
5	0,0139	0,056	0,014	248	3564	0,20	< 0,3
6	0,0121	0,048	0,012	199	2653	0,16	< 0,3
7	0,0103	0,041	0,010	139	1742	0,13	< 0,3
8	0,0070	0,028	0,007	71	834	0,08	< 0,3

Tabela 5.11: Coeficiente de sensibilidade para o edifício de 8 andares

Tabela 5.12: Coeficiente de sensibilidade para o edifício de 4 andares

Piso	Desl (m)	Deslocamento,real (m)	des/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Verificação
1	0,008298	0,033	0,008	230	3531	0,13	< 0,3
2	0,014198	0,057	0,014	206	2631	0,18	< 0,3
3	0,014495	0,058	0,014	158	1731	0,16	< 0,3
4	0,010212	0,041	0,010	87	829	0,10	< 0,3

Tabela 5.13: Coeficiente de sensibilidade para o edifício de 2 andares

Piso	desl (m)	deslocamento,real (m)	des/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Verificação
1	0,009082	0,036	0,009	152	1722	0,10	< 0,3
2	0,011675	0,047	0,012	117	824	0,08	< 0,3

5.6.3 Análises estáticas não lineares

A análise *pushover* é uma análise estática não linear realizada em condições de cargas gravíticas constantes, aumentando monotonicamente as cargas horizontais. É utilizada para verificar ou analisar os valores da razão de sobrerresistência (α_u/α_1)

174 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	

e para fazer a estimativa dos mecanismos plásticos previstos bem como a distribuição dos danos.

Pushover (análise estática não linear) deve ser realizada primeiro de modo a fornecer dados estatísticos relativos à sobrerresistência " Ω " da estrutura bem como o fator de ductilidade " μ ". Estes dados poderão então ser analisados por outra análise não linear.

5.6.3.1 Avaliação do comportamento não linear das estruturas

Os resultados numéricos realçam o facto de o número de rótulas plásticas e respetiva distribuição em altura ser semelhante para as diversas estruturas convencionais. Tal como previsto para as estruturas convencionais, toda a formação das rótulas plásticas ocorreu nas extremidades das vigas e na base dos pilares térreos, com base nas regras de cálculo de EC8. Embora a deformação plástica se concentre principalmente nas juntas de continuidade de vigas, os principais elementos permanecem no regime elástico, o que significa que ficam protegidos de todo o tipo de danos. Observou-se que a formação do mecanismo plástico ocorre mais ou menos em simultâneo em todos os pisos no que se refere a estruturas com juntas de continuidade de vigas (ver Fig. 5.29) assegurando que não ocorre qualquer mecanismo *soft-storey* nas estruturas. A Fig. 5.27 mostra a curva *pushover* dos edifícios examinados que possuem juntas de continuidade aparafusadas de vigas.



Fig. 5.27: Curva pushover para edifícios com 2, 4 e 8 andares

JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS



Fig. 5.28: análise *pushover* não linear - a formação de rótulas plásticas no deslocamento igual a 60cm (δ = 60cm), (em cima) estruturas convencionais (em baixo) edifício com juntas de continuidade aparafusadas de vigas



Fig. 5.29: Mecanismo plástico global a δ = 60cm

5.6.3.2 Avaliação do coeficiente de comportamento q

É possível estabelecer um valor preliminar do coeficiente q a partir da análise, com base na sobrerresistência clássica (Ω) e do coeficiente de comportamento de ductilidade (q): q_{stat} = q · Ω . Se for concluído que o coeficiente q_{stat} estimado é mais

176 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	

de 20% diferente daquele que foi originalmente assumido para o dimensionamento de qualquer um dos arquétipos, poderá ser necessário fazer novos cálculos.



Fig 5.30 Procedimento de avaliação do coeficiente de comportamento de ensaio

O coeficiente de comportamento é um coeficiente de redução da força em que os espetros lineares se modificam para espetros não lineares equivalentes. Este coeficiente de comportamento, também designado por alguns investigadores como coeficiente de redução, desempenha um papel importante na avaliação das forças de cálculo da estrutura. O valor do coeficiente q está diretamente relacionado com a ductilidade, a redundância, o amortecimento viscoso e a sobrerresistência dos membros. Estes parâmetros têm uma grande influência sobre a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

O coeficiente de comportamento pode ser calculado como o produto da ductilidade e do coeficiente de sobrerresistência através da seguinte equação:

$$q = q_{\Omega}. q_{\mu}. q_{\xi} \qquad \qquad \mathsf{Eq.} (5.44)$$

em que

 q_{Ω} é um coeficiente dependente da sobrerresistência também designado por coeficiente de redução da resistência

 q_{μ} é um coeficiente de ductilidade também expresso como função de ductilidade de deslocamento

 q_{ξ} é o coeficiente de resistência permitido também designado por coeficiente de redução de amortecimento que teoricamente pode ser definido como um coeficiente de unidade (assumindo as mesmas utilizações da razão de amortecimento tanto para a análise elástica como a inão linear).

De entre vários códigos e métodos disponíveis na literatura para calcular estes coeficientes, uma destas opções é apresentada e explicada no sentido de quantificar o coeficiente de comportamento dos casos de estudo.



Fig 5.31 Definição do coeficiente de comportamento

Consultando a figura Fig 5.31, é possível calcular uma aproximação apropriada da quantificação do coeficiente de redução de resistência como:

em que:

 F_y é a força de cedência da curva bilinear idealizada que pode ser assumida como o esforço de corte basal máximo.

$$F_{\rm V} = F_m \qquad \qquad {\rm Eq.} (5.46)$$

F_m é a resistência real máxima da estrutura

F1 é a resistência correspondente à primeira cedência significativa que pode ser achada quando qualquer membro da estrutura atinge, em primeiro lugar, a sua zona plástica.

O coeficiente de redução de ductilidade q_{μ} de acordo com Newmark e Hall [7] pode ser expresso como a ductilidade do sistema μ relacionada com o período natural de vibração T, proposto pelas seguintes equações:

$$\begin{array}{ll} q_{\mu} = 1.0 & (\text{para } \mathsf{T} < 0,03 \mathsf{s}) \\ q_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} & (\text{para } 0,03 \mathsf{s} < \mathsf{T} < 0,5 \mathsf{s}) & \mathsf{Eq.} \ (5.47) \\ q_{\mu} = \mu & (\text{para } \mathsf{T} < 0,5 \mathsf{s}) \end{array}$$

178 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
ÂMBITO

A ductilidade do sistema µ pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\mu = \frac{d_m}{d_{\gamma}}$$
 Eq. (5.48)

em que

 d_m é o deslocamento máximo que corresponde ao esforço transverso real máximo d_y é o deslocamento que corresponde à força de cedência da curva bilinear idealizada

$$d_y = 2(d_m - \frac{E_m}{F_y})$$
 Eq. (5.49)

E_m é a área abaixo da curva até d_m

	8 pisos	4 pisos	2 pisos	
d _m (mm)	660,55	412,35	193,16	
d _y (mm)	329,06	222,68	131,88	
F _m (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
F _y (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
F1 (kN)	525,59	515,636	549,55	
d₁ (mm)	135,15	69,43	35,06	Média
μ	2,01	1,85	1,46	1,77
Ω	1,66	2,01	2,43	2,03
q	3,33	3,73	3,56	3,53
	•	•	Dispersão	4,3%

Tabela 5.14: Cálculo do coeficiente de comportamento para edifícios de 2, 4 e 8 pisos

A Tabela 5.14 representa o cálculo do coeficiente de comportamento de ensaio para três edifícios examinados que possuem juntas de continuidade aparafusadas de vigas. O coeficiente de comportamento médio calculado é de 3,53 com a dispersão de 4,3%. No entanto, convém referir que a avaliação do coeficiente de comportamento resumido na Tabela 5.14 baseia-se apenas num dos métodos apresentados neste capítulo. No projeto de investigação INNOSEIS, está a ser desenvolvido um procedimento de avaliação mais consistente do coeficiente q no sentido de considerar vários métodos apresentados na literatura e nos códigos sísmicos modernos para quantificar um procedimento fiável para o cálculo do valor final do coeficiente de comportamento.

5.7 ÂMBITO

Os fusíveis dissipativos inovadores podem ser aplicados a edifícios mistos de açobetão de vários andares. Uma configuração otimizada consiste num pórtico misto de

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 179
JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS DE VIGAS FUSEIS

aço-betão numa única direção (geralmente no eixo de maior resistência do pilar) e contraventamentos centrados na direção oposta (geralmente ao longo do eixo de menor resistência do pilar). Nesta direção, a estrutura é geralmente pendular, caracterizada por juntas simples nas ligações viga-pilar. As juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS são incluídas na estrutura na extremidade de todas as vigas na direção MRF.

5.8 CONCLUSÕES

Os fusíveis aparafusados desenvolvidos provaram ser muito fáceis de substituir e demonstraram bons indicadores de desempenho em termos de ductilidade, rigidez, dissipação de energia e resistência. As juntas de continuidade aparafusadas de vigas FUSEIS protegeram com êxito a maioria das peças insubstituíveis que geralmente permaneceram no domínio elástico conforme proposto, o que foi possível através da concentração do comportamento não linear nas chapas dos fusíveis. Estes fusíveis também provaram ser fáceis de fabricar, montar e substituir.

Os elementos dissipativos são facilmente substituíveis se forem danificados após um evento sísmico importante. A montagem e desmontagem após ensaio é fácil de um ponto de vista prático: o tempo necessário para substituir uma ligação de continuidade de viga aparafusada FUSEIS é de 45 minutos (a partir da experiência do Ensaio à escala real POLIMI).

Foram formuladas regras de cálculo pertinentes para os códigos no que se refere ao cálculo sísmico de estruturas com FUSEIS dissipativos. Foram formuladas recomendações práticas sobre a seleção dos fusíveis apropriados em função das verificações dos membros e dos parâmetros mais importantes. Encontram-se definidos os detalhes estruturais e as medidas de construção.

5.9 PUBLICAÇÕES

- L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.
- [2] C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel frames with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile
- [3] I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Goncalves Dissipative devices for seismic resistant steel frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.
- [4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

180 Dispositivos e sist	iemas anti-sísmicos inovadores	 	
BIBLIOGRAFIA			

5.10 **BIBLIOGRAFIA**

[1] E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloadingPart2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.

[2] E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures — Design of joints. 2005.

[3] E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.

[4] D. ENV, "BS EN 1994-1-1:2004; 'Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings," Eur. Stand., 2004.

[5] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.

[6] C. de Normalización, "EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," 2005.[7] N. Newmark and W. Hall, "Earthquake spectra and design," Earth Syst. Dyn., 1982

6 JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

6.1 INTRODUÇÃO

A resistência sísmica dos edifícios em aço obtém-se através da combinação de uma série de sistemas estruturais tradicionais como, por exemplo, pórticos simples, paredes de corte, pórticos com contraventamento concêntrico e/ou excêntrico. Em sismos de grande intensidade, estes sistemas podem sofrer danos significativos e apresentar grandes deslocamentos residuais, resultando em perda de ocupação e elevados custos de reparação das estruturas.

Nos últimos anos, foram propostas várias ligações, sistemas e dispositivos de dissipação que combinam resistência, rigidez e ductilidade. Estas conseguem limitar as deformações plásticas em fusíveis substituíveis que não só impedem o colapso como também limitam os danos estruturais. Além disso, algumas também conseguem eliminar deslocamentos residuais apresentando propriedades de auto-centragem. Neste aspeto, permitem que a estrutura possa ser imediatamente ocupada após o sismo, desde que os fusíveis danificados sejam substituídos.

A presente brochura apresenta os resultados das investigações relativas ao desempenho sísmico das juntas de continuidade soldadas FUSEIS, faz uma introdução aos procedimentos de projeto para edifícios com estruturas em aço e mistas de aço e betão, nos quais as juntas de continuidade são utilizadas nos sistemas de resistência sísmica, e avança para um exemplo de projeto.

As juntas de continuidade soldades de vigas FUSEIS utilizam fusíveis de chapa da alma e banzo substituíveis para assegurar a dissipação de energia. O sistema consiste na interrupção em ambas as extremidades das vigas mistas dos pórticos simples (MRF) que são então ligadas através dos varões do betão armado da laje e das chapas dos fusíveis. As chapas são concebidas para mobilizar a respetiva resistência máxima, ao passo que o varão do betão armado se mantém no regime elástico.

São apresentados os resultados de investigações experimentais e analíticas em fusíveis individuais sob cargas monotónicas e cíclicas realizadas no IST. Os ensaios proporcionaram dados para os parâmetros não lineares dos fusíveis que são utilizados na análise dinâmica e estática não linear em 2D de estruturas de edifícios 3D representativos com juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS.

A utilização de juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS constitui uma solução económica e pode ser aplicada em edifícios de aço de vários andares oferecendo as seguintes vantagens:

(a) as deformações não lineares concentram-se nos fusíveis dissipativos;

(b) podem ser facilmente fabricadas, instaladas e removidas, limitando o custo e o tempo necessário para tornar o edifício operacional na sequência de um sismo.

6.2 DESCRIÇÃO DAS JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

O sistema sísmico inovador de juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS consiste na interrupção em ambas as extremidades das vigas mistas do MRF que são então ligadas através dos varões de armadura da laje de betão e dos fusíveis da chapa de alma e banzo (Fig. 6.1). O sistema de resistência a carga lateral é muito semelhante aos pórticos (MRF) convencionais. No entanto, em condições de grande movimento sísmico, as deformações não lineares limitam-se aos fusíveis das chapas da alma e do banzo, que irão dissipar uma grande quantidade de energia de excitação, permitindo que o resto da estrutura se mantenha elástica e sem danos. Uma vez que os danos se limitam aos fusíveis, as obras de reparação são relativamente simples e menos dispendiosas comparativamente com o que acontece num edifício com pórticos simples convencionais.



Fig. 6.1: Representação esquemática das juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS

A folga na laje imediatamente acima do fusível destina-se a evitar danos importantes no betão, permitindo que o fusível desenvolva rotações maiores sem contacto de betão com betão. A largura da folga na parte do betão armado do fusível pode ser diferente daquela existente nas partes de aço do fusível. Os valores recomendados para a largura da folga no betão armado (laje) e nas partes de aço são, respetivamente, de 10% da altura da laje e de 10% da altura total da secção transversal mista. Os varões de armadura longitudinal são contínuos sobre a folga assegurando deste modo a transmissão de tensões. Considerando que os varões de armadura são insubstituíveis, a respetiva cedência é evitada forçando o eixo neutro plástico a situar-se entre as camadas superior e inferior. Para que isso seja possível, recomenda-se que a área total do varão de armadura superior seja mais do dobro daquela da chapa do banzo.

A zona da viga de betão armado é uma área reforçada com chapas soldadas adicionais tanto na alma como no banzo da viga, como o objetivo de evitar todo o tipo de danos (por exemplo, propagação da plasticidade) na ligação e nas partes de aço insubstituíveis contíguas da viga. Não existem indicações rigorosas de cálculo para estas chapas de reforço desde que se verifiquem as condições acima descritas.

O sistema é versátil no que se refere à seleção dos fusíveis de chapa da alma e do banzo e oferece ao projetista a possibilidade de controlar a sequência de plastificação das juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS. Este controlo é possível alterando as secções ou o comprimento dos fusíveis da chapa do banzo.

No sentido de evitar sobrerresistência excessiva, o material de aço dos fusíveis dissipativos deverá possuir propriedades controladas. Em conformidade com a norma EN 1998-1-1, a respetiva resistência à cedência deve ter um valor máximo de:

$$f_{y,max} \le 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$$
 Eq. (6.1)

em que $\gamma_{ov} = 1.25$ é o coeficiente de sobrerresistência e f_y é o valor nominal da resistência à cedência.

A resistência à cedência nominal dos fusíveis do banzo deve ser reduzida e não exceder, de preferência, 235 MPa. Se as propriedades do material dos fusíveis forem controladas e a respetiva resistência máxima à cedência for garantidamente inferior à descrita pela Eq. (6.1), o coeficiente de sobrerresistência pode ser reduzido, podendo conseguir-se um dimensionamento ainda mais económico.

6.3 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

6.3.1 Montagem experimental, dispositivos testados e histórico de carga

O conjunto do ensaio experimental é apresentado de forma esquemática em Fig. 6.2. Além do deslocamento superior e dos transdutores de controlo de forças ilustrados em Fig. 6.2, os provetes testados são submetidos à ação de uma série de 21 transdutores de deslocamento adicionais, apresentados em Fig. 6.3, para monitorizar o movimento do corpo rígido nos apoios, as rotações e os deslocamentos transversais em diversas posições ao longo do comprimento da viga e o deslizamento viga-laje.

184 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS





Fig. 6.2: Conjunto de ensaio experimental

Fig. 6.3: Localização dos restantes LVDTs (imagem de aproximação)

O conjunto de ensaio básico consiste num subconjunto normal de viga-pilar composto por uma viga mista com um perfil IPE300 destinada a suportar uma laje de betão armado com uma espessura de 150 mm e uma largura de 1450 mm, e um pilar com um perfil HEB240. O reforço longitudinal da laje é composto por Φ 20//100, camada superior e Φ 16//100+ Φ 12//200, camada inferior (dimensões em mm). Embora não seja obrigatório para o conceito do fusível em estudo, os provetes testados são fabricados com conectores flexíveis (também designados como dúcteis) concebidos para uma capacidade de conexão total.

Para avaliar o desempenho do dispositivo fusível, realiza-se um total de dez ensaios experimentais cíclicos e dois monotónicos que incidem sobre um único subconjunto de ligação viga-pilar equipado com fusíveis dotados de diferentes parâmetros geométricos. Cada ensaio é realizado até se verificar uma rotura completa da chapa do banzo do fusível, sendo em seguida as chapas do fusível substituídas por outras novas com a realização de novo ensaio. As chapas da alma são concebidas para suportar esforços transversos e possuem as mesmas dimensões em todos os ensaios (200x4 mm²). As únicas dimensões que sofrem alterações entre ensaios são a espessura (t_f) e a largura (b_f) das chapas do banzo, uma vez que o comprimento de empeno livre das chapas de aço é de 170 mm em todos os provetes. A suscetibilidade à encurvadura é descrita pela esbelteza geométrica λ_G , calculada como a razão entre o comprimento livre (L_0) e a espessura das chapas do banzo. L_0 é definido constante para que a extensão de tração imposta nas chapas do banzo para as amplitudes propostas de rotação do fusível possam ser colocadas apropriadamente no domínio plástico, embora afastadas daquele da fratura de

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 185
JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

tração nos ensaios monotónicos. As dimensões apresentadas em Tabela 6.1 são escolhidas de modo a fornecer aos fusíveis diferentes valores do parâmetro de cálculo de controlo, a razão de capacidade α , definida por Eq. (6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}}$$
 Eq. (6.2)

em que $M_{max,fuse}$ é o momento máximo desenvolvido pelo dispositivo fusível e $M_{pl,beam}$ é o momento de resistência plástica do segmento não reforçado da viga mista (afastada do fusível, sem as chapas de reforço da alma e do banzo).

Tabela 6.1: Dimensões da chapa do banzo das juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS (em mm) e correspondente esbelteza geométrica

Chapa	A	В	С	D	E	F
t_f	10	10	12	8	12	8
b _f	80	130	110	100	150	140
λ_G	17,0	17,0	14,2	21,3	14,2	21,3

Os valores correspondentes da razão de capacidade são apresentadas em Tabela 6.2 para os momentos fletores tanto positivos (α^+) como negativos (α^-).

Chapa	A	В	С	D	E	F
α^+	0,45	0,57	0,57	0,47	0,71	0,54
α-	0,27	0,38	0,39	0,25	0,48	0,30

Tabela 6.2: Razões de capacidade das juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS

Os ensaios são realizados em três fases principais – primeiro, cíclica, para as chapas D, A, B e C, por essa ordem, com repetições – e posteriormente, cíclica, para um novo conjunto de chapas – F e E, por essa ordem – e, finalmente, monotónica, positiva e negativa, para a chapa C. A sequência de ensaio é concebida para reduzir os efeitos dos danos acumulados induzidos por ensaios anteriores, ou seja, pela ordem de resistência crescente (razão de capacidade) e, em casos de resistência equivalente, esbelteza geométrica decrescente.

Os deslocamentos cíclicos são impostos ao provete pelo atuador no topo da viga, a uma distância vertical de aproximadamente 1,5 m do centro do dispositivo fusível. O histórico de carga baseou-se num protocolo semelhante ao proposto nas recomendações do ECCS (1986), traduzido em termos da rotação aproximada do dispositivo (Krawlinker, 2009). O protocolo do histórico de carga é descrito em Tabela 6.3 em termos do índice de etapas n. Se a rotura não se der após a

186 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores		
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS		

conclusão das onze etapas do histórico de carga proposto, realizam-se ciclos com amplitude de rotação do dispositivo de 40 mrad (60 mm) até à rotura total da chapa do banzo.

		3	
Etapa (n)	Deslocamento superior	Rotação aproximada do	N.º de
	imposto (mm)	dispositivo θ (mrad)	ciclos
1	2,25	1,5	3
2 ≥ n ≥ 6	3,75(n-1)	2,5(n-1)	3
6 ≥ n ≥ 11	7,50(n-3)	5,0(n-3)	3
n > 11	60	40	3

Tabela 6.3: Protocolo do histórico de carga

6.3.2 Ensaios de caracterização do material

6.3.2.1 Ensaios de tração do aço

A caracterização da resistência do aço faz-se através de ensaios normalizados de tração baseados nas recomendações europeias da norma EN10002-1. Os ensaios em provetes com espessura diferente em aço estrutural e diâmetro em aço de varões de armadura são realizados na máquina universal de ensaio Instrom. Os valores médios dos parâmetros últimos e de cedência obtidos a partir destes ensaios são apresentados em Tabela 6.4 e Tabela 6.5 no que diz respeito ao aço estrutural e dos varões de armadura, respetivamente.

Espessura (mm)	f _{ym} (MPa)	<i>f_{um}</i> (MPa)	ε _{um} (%)		
4	271,7	402,2	26,3		
8	262,8	417,2	26,7		
10	274,6	430,3	24,2		
12	276,8	429,5	24,9		

Tabela 6.4: Parâmetros últimos e de cedência média do aco estrutural S275

l abela 6.5: Parametros ultimos e de cedencia media do aço de reforço A500					
ϕ (mm)	<i>f_{sm}</i> (MPa)	f_{um} (MPa)	ε _{um} (%)		
10	535,1	644,3	13,7		
12	549,0	674,6	13,0		
16	577,9	694,2	13,2		
20	550.5	675.3	14.8		

Considerando os valores obtidos, o aço estrutural satisfaz os requisitos mínimos para ser considerado como classe S275 e o aço dos varões de armadura como classe A500.

6.3.2.2 Ensaios de compressão do betão

A resistência compressiva média do betão f_{cm} é avaliada através de um ensaio de compressão uniaxial realizado em seis provetes de cubo lateral de 150 mm na fase dos ensaios cíclicos. Os modos de rotura obtidos são adequados. Os resultados podem ser visualizados em Tabela 6.6. A partir destes resultados, e de acordo com o estipulado no parágrafo 3.1.2 da norma EN1992-1-1, é possível obter aproximadamente o valor característico da resistência do cilindro compressivo de betão f_{ck} através da expressão: $f_{ck} = f_{cm} - 8$ (MPa) Com base nesta expressão, conclui-se que o betão se situa mais próximo do grau de resistência C30/37.

Provete n.º	F (kN)	<i>f_c</i> (MPa)
1	910,7	40,5
2	940,1	41,8
3	856,1	38,0
4	951,0	42,3
5	869,7	38,7
6	878,3	39,0

Tabela 6.6: Resultados dos ensaios de compressão do betão

6.3.3 Avaliação dos resultados experimentais

6.3.3.1 Comportamento histerético geral

A análise dos resultados baseia-se principalmente no momento-rotação dos diagramas dos provetes $(M - \theta)$ do fusível. Como exemplo, os diagramas $M - \theta$ para ambos os ensaios ao fusível D são apresentados em Fig. 6.4 (a rotação θ é calculada aproximadamente dividindo o deslocamento superior pela distância até ao centro do fusível).



Fig. 6.4: $M - \theta$ diagrama da chapa D



Fig. 6.5: Comparação entre os ensaios cíclicos e monotónicos realizados ao fusível C

188 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	

Os diagramas demonstram que o comportamento histerético dos fusíveis é estável, caracterizado por um acentuado fenómeno de aperto, devido à encurvadura das chapas do fusível quando submetido a rotações negativas, o que explica igualmente a assimetria do diagrama em termos de momentos. A capacidade de deformação dos fusíveis é demonstrada pelo facto de todos os provetes terem conseguido realizar rotações de ±35 mrad, que constitui o valor mínimo recomendado pela norma EN1998-1-1.

A comparação dos diagramas $M - \theta$ entre o primeiro e o segundo ensaio do mesmo provete de fusível mostra que existe uma ligeira deterioração em termos de resistência e de dissipação de energia. Esta deterioração constitui uma consequência dos danos acumulados às partes do conjunto de ensaio que não são substituídas entre ensaios. Os modos de rotura de todos os provetes são semelhantes, compreendendo o desenvolvimento de fendas a meio da secção da chapa do banzo sob tração.

Além disso, as medições demonstram que tanto o pilar como a viga mista se mantiveram no domínio elástico, movimentando-se de forma semelhante a corpos rígidos com poucas deformações elásticas. Os provetes demonstraram um comportamento significativo misto, em que o deslizamento na interface laje-viga provou ser relativamente reduzido com valores abaixo de 0,20 mm no que se refere a todos os provetes.

O comportamento monotónico pode ser comparado com o comportamento cíclico através da sobreposição dos diagramas $M - \theta$ correspondentes, conforme demonstrado em Fig. 6.5 para o fusível com chapa C. Os diagramas são muito semelhantes em termos da rigidez inicial e momento de cedência. O diagrama monotónico parece ajustar-se bem ao diagrama cíclico no que se refere à mesma gama de rotações, assemelhando-se muito à curva envolvente cíclica. A combinação de endurecimento da extensão cinemática (que aumenta a resistência monotónica) com fadiga oligocíclica (que diminui a resistência cíclica) justifica as diferenças de resistência observadas na direção positiva. A resistência na direção negativa é controlada por meio do fenómeno de encurvadura que ocorre independentemente do facto de os ensaios serem monotónicos ou cíclicos. A capacidade de deformação dos ensaios cíclicos é consideravelmente reduzida devido aos efeitos de acumulação de danos (por exemplo, fadiga oligocíclica da chapa do banzo).

6.3.3.2 Rigidez

Os resultados obtidos a partir do primeiro ensaio cíclico de cada chapa de fusível demonstram que o parâmetro ξ , definido nas recomendações do ECCS (1986) como a razão entre a rigidez de descarregamento no final de cada ciclo e a rigidez elástica inicial do provete, diminui progressivamente com os ciclos, traduzindo-se numa

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 189 JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

perda contínua da rigidez. Verifica-se que esta perda é mais expressiva no que se refere às rotações negativas pertencentes à encurvadura cíclica das chapas dos fusíveis. Além disso, os provetes com valores inferiores de α possuem também uma taxa de diminuição da rigidez superior, especialmente a rotações positivas.

6.3.3.3 Resistência

No sentido de simplificar as comparações de ensaios, é apresentada a razão de resistência adimensional ε no final de cada ciclo. Esta razão é definida nas Recomendações do ECCS (1986) como o momento fletor no final de cada ciclo dividido pelo momento de cedência do provete na direção correspondente.

A tendência da razão de resistência com ciclos parece ser muito semelhante em todos os provetes na rotação positiva, apresentando um endurecimento considerável que, em alguns casos, atinge um valor 1,5 vezes o momento de cedência. Este fenómeno deve-se principalmente ao endurecimento da chapa do banzo em tensão.

No entanto, no que se refere à rotação negativa, os efeitos de endurecimento acima mencionados são equilibrados por aqueles atribuíveis à encurvadura, também nas chapas de banzo. Deste modo, a razão de resistência é geralmente inferior à unidade. Prevê-se que a resistência positiva e negativa dos fusíveis seja diretamente controlada pelos valores das razões de capacidade α^+ e α^- , respetivamente. Esta dependência pode ser demonstrada em Fig. 6.6 e Fig. 6.7.







O quadro da resistência positiva indica que os momentos tanto de cedência (M_y) como máximos (M_{max}) , determinados de acordo com as Recomendações do ECCS (1986), aumentam com α^+ , demonstrando uma correlação razoável. No entanto, existem algumas exceções, em que o mesmo valor de α^+ corresponde a diferentes valores de resistência. Este comportamento aparentemente contraditório é observado nos provetes testados em último lugar, em que os efeitos de acumulação

de danos dos ensaios anteriores conduziram a perdas de resistência que não são levados em conta no cálculo de α .

No que se refere aos momentos negativos, a Fig. 6.7 indica que a resistência demonstra um aumento mais consistente com a razão de capacidade. Este facto indica que a resistência negativa do fusível é mais sensível a uma variação geométrica da chapa do banzo e, consequentemente, de α^- .

6.3.3.4 Capacidade de dissipação da energia

A capacidade de dissipação de energia desempenha um dos papéis mais importantes na descrição do desempenho sísmico dos fusíveis. Foi demonstrado que a quantidade total de energia dissipada W_{total} depende de α , salientando o facto de que a gravidade da cedência e do empeno das partes do fusível tem uma influência fundamental sobre o desempenho da dissipação de energia do mesmo.

A evolução da deterioração entre ensaios também pode ser interpretada por meio de considerações de energia. Para o efeito, compara-se a quantidade total de energia dissipada em diversas chapas de fusível no final do primeiro e do segundo ensaio de cada fusível. À exceção da chapa D, os primeiros ensaios dos outros fusíveis atingiram níveis mais elevados de dissipação de energia. Este facto indica que a deterioração das parte insubstituíveis, particularmente o aparecimento de fendas na superfície superior da laje de betão influencia a capacidade de dissipação de energia.

A evolução da dissipação de energia ao longo dos ciclos também pode ilustrar a progressão de danos acumulados durante os ensaios. Para estudar este aspeto, foi calculado o parâmetro adimensional η/η_0 , em que η é uma razão de energia no final de cada ciclo e η_0 é a mesma razão de energia no final do primeiro ciclo plástico. De acordo com as Recomendações do ECCS (1986), a razão de energia η_i no final de um ciclo *i* é obtida por Eq. (6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Eq. (6.3)

em que W_i é a energia dissipada no ciclo *i*, ΔM_y é a variação dos momentos de cedência, $\Delta \theta_i$ é a variação das rotações impostas no ciclo *i* e $\Delta \theta_y$ é a variação das rotações de cedência. O diagrama correspondente é apresentado em Fig. 6.8 para o primeiro ensaio de cada provete.





Fig. 6.8: Comparação entre o primeiro e o segundo ensaios em termos de dissipação de energia

Um critério possível para a rotura de energia pode ser a definição do parâmetro η/η_0 num valor constante (possivelmente dependente das propriedades geométricas e materiais do provete) abaixo do qual ocorra a rotura. Este critério é utilizado por Castiglioni e Pucinotti (2009) e por Agatino (1995) como modelo da rotura dos componentes de aço. Tal como foi inicialmente proposto por Calado e Castiglioni (1996), uma abordagem simplificada consiste em definir o parâmetro num valor constante de 0,5. Este limite aparece no diagrama como a curva tracejada que parece encaixar-se adequadamente nos resultados experimentais, especialmente no que se refere às chapas de fusível com um valor superior de α . O mesmo diagrama também mostra que as curvas das chapas de fusível A e D ultrapassam este limite numa fase anterior do ensaio, no que se refere ao seu primeiro ciclo plástico. As chapas correspondentes tendem a encurvar mais facilmente, demonstrando um efeito de aperto mais pronunciado.

De um modo geral, os resultados indicam que os fusíveis com valores mais elevados de α proporcionam níveis de desempenho superiores em termos de rigidez, resistência, energia dissipada e taxa de deterioração. No entanto, os fusíveis com valores de α próximos da unidade e que possuem uma resistência parecida com a da viga mista, provocam mais danos fora do fusível, não concentrando assim plasticidade no interior da secção do fusível. Este comportamento contradiz um dos conceitos subjacentes aos fusíveis. Deste modo, o valor de α deve cingir-se a um limite superior de forma a evitar a propagação da plasticidade nas partes insubstituíveis.

6.4 MODELOS NUMÉRICOS

6.4.1 Hipóteses de modelos

Um conjunto de modelos de elementos finitos numéricos são desenvolvidos em Abaqus com o objetivo de reproduzir os resultados experimentais. Estes modelos partem do pressuposto de que tanto a viga como o pilar possuem uma rigidez

192 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
MODELOS NUMÉRICOS	

suficiente para serem considerados como rígidos e que a viga mista apresenta uma conexão transversal total. Uma vez que o comportamento do fusível depende principalmente da cedência e da encurvadura das chapas de aço, não se observando fendas importantes nos primeiros ensaios, o betão é modelado com um comportamento elástico, o que reduz consideravelmente os custos computacionais (Espinha, 2011). A relação tensão-extensão uniaxial adotada para o aço baseia-se nos resultados obtidos em ensaios de tração experimentais realizados em amostras extraídas dos perfis de aço. As propriedades do aço são modeladas com um endurecimento linear e com o critério de cedência de Von Mises, tendo em conta as disposições das normas EN 1993-1-1 e EN 1993-1-5.

6.4.2 Avaliação do resultado

A Fig. 6.9(a) e (b) ilustra as deformações plásticas desenvolvidas em momentos fletores positivos e negativos, respetivamente.



Fig. 6.9: Desenvolvimento de tensões plásticas no fusível em momentos fletores (a) positivos e (b) negativos

As figuras mostram a deformação plástica do fusível em termos do contorno da tensão plástica equivalente. Estes contornos ilustram a capacidade do fusível para concentrar plasticidade no interior das suas chapas. As simulações numéricas consistiam no histórico (monotónico) de carga crescente controlada por deslocamento, permitindo a comparação com envolventes cíclicos experimentais.

De um modo geral, os modelos prevêem o comportamento experimental com relativa exatidão, especialmente no domínio elástico. No que se refere ao momento máximo, observa-se um endurecimento mais expressivo no modelo numérico, uma vez que o modelo de elementos finitos é carregado monotonicamente a partir de um estado não deformado e isento de danos, não reproduzindo assim a deterioração da resistência dos ciclos anteriores que se observa nos ensaios experimentais. No que se refere à rigidez, o modelo de elementos finitos é mais rígido do que aquele que foi submetido a ensaio experimental. Esta superioridade de rigidez é mais

expressiva para as chapas C, E e F, que se encontram entre as últimas a serem testadas experimentalmente, o que vem sugerir que a diferença pode ser uma consequência da perda de rigidez elástica apresentada por esses provetes, devido à acumulação de danos nas partes insubstituíveis, fendas no betão e efeitos de fadiga oligocíclica.

Outro aspeto evidenciado nos resultados numéricos prende-se com o facto de as secções não se manterem planas apesar de o eixo neutro plástico se situar próximo do centro de gravidade das camadas de varões de armadura. A hipótese de Bernoulli não é totalmente válida neste sentido, o que complica o desenvolvimento de modelos de cálculo analítico.

6.5 GUIA DE PROJETO

As conclusões dos estudos analíticos e numéricos encontram-se agora resumidas na guia de projeto apresentada neste documento para aplicação prática. A guia de projeto faculta recomendações sobre a seleção dos fusíveis apropriados em função dos parâmetros mais importantes, como a configuração de pórticos, a zona sísmica, o espetro e, em termos mais gerais, a necessidade de resistência e deformação. A metodologia de dimensionamento, descrita na guia de projeto, baseia-se nas disposições das normas EN1993-1-1, EN1994-1-1 e EN1998-1-1. Algumas cláusulas da norma EN1998-1-1 são apropriadamente reorganizadas de modo a abranger a utilização dos dispositivos pelas disposições normais do código. Também inclui pormenores estruturais e medidas de construção.

6.5.1 Pré-dimensionamento

6.5.1.1 Método proposto

É mais complexo calcular elementos que resistam às ações sísmicas. Os seus efeitos em termos de esforços internos são difíceis de prever devido ao facto de a gravidade da ação estar dependente das características mecânicas dos elementos. O cálculo das juntas de continuidade das vigas é, portanto, um procedimento algo iterativo. Neste aspeto, esta secção pretende proporcionar ao engenheiro/projetistaalgumas recomendações relativas ao pré-dimensionamento das dimensões das juntas de continuidade das vigas.

Em primeiro lugar, uma vez que os fusíveis são utilizados principalmente para resistir a cargas laterais (o seu posicionamento deve ocorrer próximo das zonas de momento nulo para a combinação de ações fundamentais), a secção transversal da viga mista deve ser determinada com base na combinação de ações fundamentais do estado limite último, pressupondo um pórtico sem fusíveis.

Em segundo lugar, deve realizar-se um dimensionamento sísmico da estrutura convencional (sem as juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS) utilizando um coeficiente q apropriado. Os momentos internos resultantes no local em que irão

194 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
GUIA DE PROJETO	

ser colocadas as juntas de continuidade de vigas devem então ser considerados como os momentos de cálculo para as juntas de continuidade. Com estes valores, também é possível computar os valores de cálculo preliminar de α^+ para verificar se são aceitáveis ou não. O dimensionamento das juntas de continuidade de vigas deve ser efetuado de modo que a sequência de formação das respetivas rótulas plásticas acompanhe aproximadamente a deformação da estrutura provocada pela ação sísmica.

Em terceiro lugar, com o momento de cálculo das juntas de continuidade de vigas e considerando a linha neutra plástica situada próxima do centro de gravidade de varões de armadura da camada superior e inferior, é possível calcular a secção transversal do fusível da chapa do banzo.

Em quarto lugar, a distância da folga e o comprimento livre L_0 são determinados de modo a permitir o desenvolvimento da rotação pretendida sem induzir uma encurvadura demasiada acentuada nas chapas dos fusíveis ou nos varões de armadura, assegurando que a ligação sejadúctil.

Em quinto lugar, desde que a linha neutra plástica permaneça aproximadamente no local considerado, a camada de varões de armadura superior e inferior bem como o momento fletor positivo e negativo último das juntas de continuidade de vigas é calculado simultaneamente através do modelo de resistência pormenorizado em 6.5.1.2. A área calculada de varões de armadura deve ser considerada como o valor limite inferior. É possível utilizar quantidades superiores de varões de armadura para obter um dimensionamento mais conservador assegurando a respetiva permanência no regime elástico, desde que a deformação na chapa do banzo seja superior à extensão de cedência. Em seguida, os valores reais de α^+ e α^- podem ser calculados. Não é recomendável que estes dois valores possuam discrepâncias elevadas devido à influência negativa sobre o comportamento da estrutura, uma vez que o diagrama de momento-rotação deve ser tão simétrico quanto possível.

Em sexto lugar, com os momentos de fusível máximos, é possível determinar vários aspetos: (a) o esforço transverso máximo pode ser calculado com base em considerações de equilíbrio e pressupondo um esforço transverso constante ao longo da viga durante situações sísmicas. O esforço transverso permite o cálculo das chapas da alma de modo que estas resistam à totalidade do corte transversal. (b) O comprimento e a área necessária para as chapas de reforço da alma e do banzo colocadas nas zonas das vigas de betão armado podem ser calculados de modo a assegurar, por um lado, a respetiva resistência às ações impostas e, por outro, que as partes não reforçadas da viga permaneçam elásticas.

Por último, o momento de cedência e a respetiva rotação correspondente (consequentemente, a rigidez do fusível) podem ser calculados com o método descrito em 6.5.1.3. A relação constitutiva histerética do fusível é finalmente obtida e

utilizada tanto em análises lineares como não lineares da estrutura final para comprovar se a esturtura satisfaz as condições de segurança.

6.5.1.2 Modelo de resistência

O momento fletor positivo máximo pode ser calculado com base no esquema ilustrado em Fig. 6.10. Parte-se aqui dos seguintes dois pressupostos: (a) as chapas da alma não são consideradas e (b) o modelo pressupõe a hipótese da secção plana de Bernoulli.

No entanto, os resultados do modelo numérico demonstram que a deformação ao longo da altura da secção transversal do fusível não é de todo linear, o que reduz e até altera o sinal no diagrama de tração normal, reduzindo o momento de resistência mobilizada.

Por outro lado, a consideração de uma distribuição não linear de trações contraria a filosofia do dimensionamento prático uma vez que complica consideravelmente o cálculo da resistência dos fusíveis.

Neste sentido e considerando que a redução do momento de resistência mobilizada pode compensar em parte a exclusão da resistência das chapas da alma, o modelo proposto pode ser considerado uma boa aproximação para o cálculo do momento fletor máximo e mínimo do fusível. Convém referir que a Fig. 6.10 é válida para os momentos fletores positivos. No que se refere aos momentos fletores negativos, a direção dos esforços e do momento fletor deve ser invertida.



Fig. 6.10: Modelo para calcular o momento fletor positivo máximo do fusível

No que se refere aos momentos fletores positivos:

Em primeiro lugar, com a fixação do local da linha neutra plástica, calcula-se a curvatura última da junta de continuidade impondo à chapa do banzo a tração última do aço. O esforço axial máximo apresentado pela chapa do banzo é $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot A$, em que A é a área de secção transversal do elemento e $f_{u,flange}$ é a tensão de tração última do aço da chapa do banzo.

Em segundo lugar, é possível calcular a tração na camada de varões de armadura superior e inferior através do diagrama de extensão linear. Uma vez que o varão de

196 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
GUIA DE PROJETO	

armadura deve permanecer no regime elástico, é possível obter as tensões do varão de armadura multiplicando as respetivas extensões pelo módulo elástico E.

Em terceiro lugar, a área da camada de varões de armadura superior e inferior é agora escolhida para satisfazer a condição de equilíbrio expressa em Eq. (6.4). A hipótese admitida para o local da linha neutra plástica também é implicitamente validada satisfazendo Eq. (6.4). Como ponto de partida, o dobro da área da chapa do banzo será aplicado para a área da camada de varões de armadura superior. Em seguida, calcula-se a área da camada de varões de armadura inferior de modo a obter o equilíbrio.

em que R_i é a força apresentada por cada elemento *i*.

Em quarto lugar, conhecendo as forças de cada componente, calcula-se o momento último do fusível com Eq. (6.5).

$$M_{max,fuse} = \sum_{i} R_i \cdot z_i$$
 Eq. (6.5)

em que z_i é o braço do binário de cada elemento *i*.

Por último, é possível obter a rotação positiva última multiplicando a curvatura última da junta de continuidade pelo comprimento livre das chapas de fusível.

No que se refere aos momentos fletores negativos:

É necessário dedicar mais atenção à estimativa da tensão de compressão máxima do banzo devido aos efeitos de encurvadura. A derivação deste valor pode efetuarse com base no modelo proposto por Gomes e Appleton (1992) que é apresentado em Fig. 6.11. A expressão resultante é apresentada em Eq. (6.6).



Fig. 6.11: Mecanismo plástico

JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}}$$
 Eq. (6.6)

em que *A* é a área da secção transversal da chapa do fusível, σ é a tensão de compressão máxima, L_0 é o comprimento de encurvadura livre, M_p é o momento plástico da chapa do banzo e ε é a tração. A relação tensão-extensão do aço do banzo em compressão é então obtida e ilustrada em Fig. 6.12.



Fig. 6.12: Definição da curva modificada $\sigma - \varepsilon$ com empeno

Para simplificar a estimativa do ramo negativo da curva histerética da ligação de continuidade, o presente documento considera uma tensão de compressão máxima da chapa do banzo igual à tensão de cedência do aço. Isso implica que a tensão de compressão máxima é o mínimo entre dois valores: a tensão calculada pela curva do mecanismo de eencurvadura ou a tensão de cedência do aço.

A força de compressão mobilizada é então determinada multiplicando a tensão de compressão resultante pela área da chapa do banzo. Por último, o momento fletor negativo é aproximado pelo produto da força e da distância entre os centros de gravidade da chapa e os varões de armadura.

Esforço transverso:

No que se refere às chapas da alma, que devem resistir apenas ao esforço transverso, a sua resistência ao esforço transverso deve proporcionar os efeitos de encurvadura por corte, de acordo com o ponto 5.2 da norma EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}}$$
 Eq. (6.7)

em que h_w é a altura da secção transversal da chapa da alma, t_w é a espessura da secção transversal da chapa da alma, $f_{y,w}$ é a tensão de cedência do aço da alma, χ_w é o coeficiente de redução da encurvadura por corte.

198 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
GUIA DE PROJETO	

O valor de χ_w é igual a 1,0 desde que a seguinte condição seja válida:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}}$$
 Eq. (6.8)

em que η é o parâmetro que deve ser considerado como 1,2, tal como recomenda o código. Convém referir que a equação é válida apenas para as chapas não reforçadas.

6.5.1.3 Modelo de rigidez

A metodologia para calcular a rigidez das juntas de continuidade soldadas de vigas também se baseia no esquema do modelo de resistência. O momento de cedência, a curvatura e a primeira aproximação da rotação de cedência podem ser obtidos uma vez que se conheça o centro de rigidez, pressupondo a tensão de cedência do aço para a chapa do banzo.

A rotação de cedência é então reajustada com um coeficiente de modo a levar em consideração a redução da rigidez que pertence às deformações por esforço transverso. O valor resultante do coeficiente, calibrado com base nos resultados laboratoriais apresentados no capítulo 6.3, é 6,26.

Este valor foi calibrado a partir de um intervalo de dimensões da chapa que varia entre 10x80 mm² e 12x150 mm². Convém referir que é necessário um cuidado especial quando se dimensionam juntas de continuidade das vigas com dimensões que excedem o intervalo especificado. No entanto, foi também realizada uma análise de sensibilidade com o objetivo de verificar como a variabilidade do valor calibrado afeta o comportamento geral da estrutura. Os efeitos observados desta variância sobre o comportamento geral da estrutura foram muito reduzidos pelo que podem ser ignorados.

6.5.2 Projeto para análise elástica linear

As regras de dimensionamento destinam-se a assegurar que a cedência ocorre nos fusíveis antes de se verificar qualquer cedência ou rotura noutro lugar. Deste modo, o cálculo de edifícios com FUSEIS soldados baseia-se no pressuposto de os fusíveis serem capazes de dissipar energia através da formação de mecanismos de flexão plásticos.

6.5.2.1 Modelação e valor preliminar do coeficiente de comportamento

É possível modelar um edifício com FUSEIS soldados com um modelo linearelástico introduzindo molas rotativas apropriadas em ambas as extremidades das vigas do pórtico. A rigidez das molas deve ser igual às calculadas em 6.5.1.3. Os

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 199
JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

esforços internos resultantes da análise são então divididos pelo coeficiente de comportamento q. Uma vez que apenas se prevê que os fusíveis tenham um comportamento não elástico, o coeficiente q depende principalmente das reservas de ductilidade dos fusíveis e da regularidade e do tipo estruturais. Algumas indicações preliminares relativas ao coeficiente de comportamento são apresentadas neste capítulo mas devem ser realizadas outras investigações com análise não linear no sentido de calcular efetivamente o seu valor. No caso mais geral, em que as ligações viga-pilar proporcionam uma estabilidade suficiente sem provocar efeitos graves de segunda ordem, o valor de *q* pode ser considerado como 4,0 e 5,0 para o grau de ductilidade médio e elevado, respetivamente. Nos casos em que a rigidez geral da estrutura é muito reduzida para fazer face aos deslocamentos impostos, a estrutura deve ser considerada como um pêndulo invertido com um coeficiente de comportamento de 2,0.

6.5.2.2 Análise e verificação de segurança

É realizada um análise linear estática sob a combinação de carga permanente e sobrecarga, sendo os membros da estrutura principal dimensionados de acordo com as disposições da norma EN1993-1-1 em condições de estado limite último (ULS) e de estado limite de utilização (SLS). O método convencional para o cálculo das forças internas sob carga sísmica consiste na realização de uma Análise multimodal por espetro de resposta, em que o número de modos de vibração considerados em cada direção é tal que a soma da massa efetiva é pelo menos igual a 90% da massa total.

Efeitos de segunda ordem

A possível influência dos efeitos de segunda ordem será controlada pela limitação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ abaixo dos valores limite definidos no código. O coeficiente θ é calculado a partir de Eq. (6.9) para cada piso tanto na direção x como y do edifício.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eq. (6.9)

em que P_{tot} é a carga gravítica total no piso considerado e acima do mesmo numa situação de cálculo sísmico, V_{tot} é o esforço transverso sísmico do piso correspondente, d_r é o deslocamento entre pisos e h_{story} é a altura do piso correspondente.

As disposições relevantes do código exigem que os edifícios limitem o respetivo coeficiente de sensibilidade de deslocamento relativo entre pisos a $\theta \le 0.1$, se os efeitos de segunda ordem forem ignorados. Se $0.1 < \theta < 0.2$, os efeitos de segunda

200 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
GUIA DE PROJETO	

ordem podem ser avaliados de modo aproximado multiplicando os efeitos da ação sísmica relevante por um fator igual a $1/(1 - \theta)$. Se $0.2 < \theta < 0.3$, aplica-se uma análise de segunda ordem mais rigorosa. De qualquer maneira, o valor deve ser inferior a 0,3.

Limitação do deslocamento entre pisos

Em análises elásticas lineares, os deslocamentos reais provocados pela ação sísmica d_s devem ser calculados com base nas deformações elásticas d_e do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{Eq.} \ (6.10)$$

O deslocamento relativo entre pisos d_r é definido como a diferença da média dos deslocamentos laterais no topo e na base do andar em consideração. Dependendo do tipo de elementos não estruturais (materiais quebradiços, dúcteis ou não ligados) e da classe de importância do edifício, o deslocamento relativo entre pisos d_r é comparado com os valores correspondentes do código.

Verificações dos elementos dissipativos

Os FUSEIS soldados devem ser verificados para comprovar a sua resistência a esforços resultantes da combinação sísmica mais desfavorável, devendo satisfazer as seguintes condições: esforços axiais, resistência ao esforço transverso e capacidade de momento.

Em primeiro lugar, deve verificar-se que o momento plástico total de resistência e os esforços transversos não são reduzidos pelas esforços axias através de Eq. (6.11):

$$rac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \le 0.15$$
 Eq. (6.11)

em que N_{Ed} é o esforço axial de cálculo e $N_{pl,fuse,Rd}$ é a resistência axial de cálculo dos FUSEIS soldados.

A resistência ao esforço transverso deve ser verificada com critérios de dimensionamento por capacidade resistente, considerando que as rótulas plásticas são desenvolvidas em simultâneo em ambas as extremidades das vigas do pórtico (MRF). Convém referir que se supõe que a resistência ao esforço transverso dos FUSEIS soldados seja apenas conferida pelas chapas da alma.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \le 1.0$$
 Eq. (6.12)

em que $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ é o esforço transverso resultante do dimensionamento por capacidade resistente, $M_{max,fuse}$ é o máximo momento desenvolvido pelos fusíveis, $L_{fuses,ij}$ é a distância entre os fusíveis da mesma viga e $V_{pl,fuse,Rd}$ é a resistência conferida pelas chapas da alma.

A capacidade de momento será verificada do seguinte modo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 Eq. (6.13)

em que M_{Ed} é o momento fletor de cálculo, $M_{max,fuse}$ é o momento máximo do fusível e Ω é o fator de sobrerresistência.

Comportamento dissipativo global

A fim de obter um comportamento dissipativo global da estrutura, deve comprovarse que as relações máximas Ω em toda a estrutura não diferem em mais de 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \le 1.25 \qquad \qquad \mathsf{Eq.} \ (6.14)$$

Rotações dos fusíveis

Para garantir que a rotação dos fusíveis não ultrapassa o valor máximo obtido nos resultados experimentais, foi decidido que o limite de rotação dos fusíveis seria de 3%. Dado que a sua rotação pode ser diretamente avaliada pelo deslocamento entre pisos, é necessário impor um deslocamento entre pisos de 3%.

Verificações dos elementos não dissipativos

Será efetuado um dimensionamento por capacidade resistente dos elementos não dissipativos (pilares, vigas correntes e reforçadas) para valores superiores de forças internas comparado com outras derivadas das análises com a combinação sísmica mais desfavorável, de modo a assegurar que a rotura dos FUSEIS soldados ocorre primeiro.

Todos os elementos devem considerar as seguintes ações de cálculo de capacidade:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (6.15)

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 Eq. (6.16)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Eq. (6.17)

202 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL	

em que N_{Ed,G}, M_{Ed,G} e V_{Ed,G} são respetivamente os esforços axiais, os esforços transversos e os momentos fletores devidos às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmica. N_{Ed.E}, M_{Ed.E} e V_{Ed.E} são respetivamente os esforços axiais, os esforços transversos e os momentos fletores resultantes da análise na situação de projeto sísmica. $\Omega = \min \Omega_i =$ $\min\{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ é o fator de sobrerresistência mínima para todos os FUSEIS soldados no edifício, ver Eq. (6.14). $\gamma_{ov} = 1.25$ é o fator de sobrerresistência do material, ver Eq. (6.1).

6.5.3 Projeto para análise não linear (Pushover)

O modelo estrutural utilizado na análise elástica deve ser estendido de modo a incluir a resposta dos elementos estruturais para além do estado elástico e calcular os mecanismos plásticos e a distribuição de danos previstos.

As propriedades de rótula dos elementos não dissipativos devem ser calculadas de acordo com as disposições dos códigos relevantes (ex. FEMA-356). As propriedades das rótulas plásticas para as vigas correntes devem ser do tipo fletor (rótula M3), ao passo que nos pilares a interação entre os momentos fletores e esforços axiais (rótulas P-M3) deve ser considerada.

6.6 ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL

Neste capítulo, as equações, as propriedades dos elementos, as recomendações de dimensionamento, as verificações críticas e o coeficiente de comportamento proposto, incluídos na guia de projeto, são verificados através de análises numéricas em estruturastridimensionais com juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS soldadas utilizando o software *SAP2000*.

6.6.1 Descrição das estruturas dos edifícios examinados

6.6.1.1 Geometria

O caso de estudo apresentado a seguir baseia-se num edifício misto de 8 andares, encontrando-se os respetivos alçados ilustrados em Fig. 6.13(a) e (b) e a sua vista em planta em Fig. 6.14. A estrutura é simulada utilizando um modelo tridimensional mas com graus de liberdade de plano Y.

Consiste num pórtico com ligações rígidase com três vãos de 8 m nas direções X e Y. A altura de cada piso é constante e igual a 4 m, sendo consideradas ligações rígidas para as fundações. Fig. 6.15 apresenta as dimensões da laje mista cuja modeleção da respetiva ação mista com as vigas estruturais vem explicado em 6.6.1.4. Os elementos e materiais utilizados são:

Na direção Y – pórtico

• Vigas mistas IPE450 (classe de aço S275 e betão C25/30, A500 NR)

- Vigas mistas HEA200 (classe de aço S355 e betão C25/30, A500 NR) resistem apenas a cargas verticais
- Pilares com classe de aço S355 (segundo o eixo de momento de inércia forte)
 Na direção X (não estudada) contraventamentos
- Vigas IPE500 (classe de aço S355)
- Pilares com classe de aço S355 (segundo o eixo de momento de inércia fraco)
- 2UPN120 e contraventamentos 140 /15/ com classe de aço S355

Os fusíveis soldados são colocados a 0,75 m dos nós viga-pilar ao passo que as vigas mistas reforçadas possuem vãos até 1,5 m desses mesmos nós. Os dispositivos dissipativos possuem um classe de aço inferior (S235) ao resto dos membros estruturais. Tabela 6.7 resume as dimensões dos fusíveis implementados.



Fig. 6.13: Alçado do edifício: (a) pórticos centrais e (b)pórticos laterais. As zonas das vigas de betão armado são realçadas a laranja e nelas se podem observar as marcas que representam os FUSEIS soldados.

204 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL





Fig. 6.14: Vista em planta do edifício (as zonas das vigas reforçadas e dos FUSEIS soldados não estão representadas)

Fig. 6.15: Representação esquemática da laje mista

Piso	Dimensões da chapa do banzo do FUSÍVEL		Varão de armadura superior	Varão de armadura inferior	Dimensões da chapa da alma do FUSÍVEL	
-	<i>b_f</i> (mm)	t _f (mm)	(mm)	(mm)	<i>h_w</i> (mm)	t _w (mm)
1 a 4	170	12	12Φ16	8 Φ 10	170	8
5 a 6	170	10	12Φ16	8Φ12	170	8
7 a 8	170	8	12Φ16	12Ф12	170	8

6.6.1.2 Cargas

As cargas são quantificadas de acordo com as normas EN1991-1-1, EN1993-1-1 e EN1994-1-1 que incluem a carga permanente da estrutura, as cargas sobrepostas, as sobrecargas, as divisórias amovíveis e as paredes periféricas.
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 205
JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

Classe de carga	Tipo de carga	Valor
Carga permanente	Laje mista com chapas perfiladas	2,75 kN/m
Cargas sobrepostas	Serviços, teto e pavimentos elevados	0,70/1,00 kN/m2 ¹
	Paredes periféricas	4,00 kN/m
Sobrecargas	Escritório (Classe B)	3,00 kN/m2 ²
	Divisórias amovíveis	0,80 kN/m2

Tabela 6.8: Quantificação das cargas gravíticas aplicadas

No que se refere às ações sísmicas, estas podem ser quantificadas através de EN1998-1-1 com os parâmetros associados indicados na Tabela 6.9.

, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,
γı=1,00
agr=0,30g
C
1,15
0,20 s
0,60 s
2,00 s
-

Tabela 6.9: Quantificação	da ação sísmica
---------------------------	-----------------

6.6.1.3 Combinações de cargas

Segundo a orientação de EN1990-1-1, a verificação de segurança de um edifício no que se refere a estados limites últimos (ULS) deve ser efetuada tanto para cargas fundamentais persistentes como combinações sísmicas que são obtidas através das equações 6.10 e 6.12b de EN1990-1-1, respetivamente. Além disso, a massa total da estrutura para quantificar as ações sísmicas deve ser determinada com a equação 3.17 de EN1998-1-1. Tabela 6.10 indica todos os coeficientes utilizados para as combinações de cargas.

¹ 0,70 kN/m² para pavimentos intermédios e 1,00 kN/m² para o telhado

² A cobertura é considerada como acessível e, de acordo com o parágrafo 6.3.4.1(2) de EN1991-1-1, este tem o mesmo valor de sobrecarga que os pavimentos de serviço.

206 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL	

	, , ,
Coeficiente	Valor
γ_G	1,35
γ_Q	1,50
Ψ_2 Escritório (Classe B)	0,30
Ψ_2 Telhado	0,00
φ Pavimentos correlacionados	0,80
arphi Telhado	1,00

Tabela 6.10: Coeficientes utilizados para as combinações de cargas

6.6.1.4 Modelação

A estrutura baseia-se num modelo com elementos de tipo de estrutura em que a massa distribuída de cada andar se concentra no respetivo centro de gravidade. Esta abordagem simplifica os cálculos do modelo e é considerada uma aproximação aceitável devido a vários fatores: (a) a estrutura apresenta uma geometria muito regular (duplamente simétrica em plano e sem variações na sua altura), (b) a massa de cada andar está bem distribuída o que permite ignorar a necessidade de verificar modos sísmicos verticais e (c) a rigidez em plano da laje mista é suficientemente elevada para considerar um comportamento diafragmático para cada piso.

O programa *SAP2000* oferece uma grande variedade de perfis em aço comercial para utilizar nos elementos da estrutura. No entanto, para realizar um modelo do comportamento misto entre a laje e as vigas de IPE450 ou HEA200, foi necessário definir a respetiva secção transversal na parte de *cross-section designer* do programa. Dois tipos de secção transversal são definidos neste documento para representar vigas situadas nas zonas de momento fletor negativo/positivo. Nas zonas de momento fletor positivo, em que o betão pode ser considerado como não tendo fendas, apenas o betão por cima das chapas perfiladas de aço é considerado com uma largura efetiva determinada pelo parágrafo 5.4.1.2(5) de EN1994-1-1. Por outro lado, nas zonas do momento fletor negativo, é possível verificar a existência de fendas no betão, sendo assim considerados varões de armadura em sua substituição. Com a introdução dos FUSEIS soldados, as vigas nas zonas de momento fletor negativo são reforçadas com chapas adicionais de aço da alma e do banzo. Uma representação esquemática das secções transversais da zona de momento fletor negativo e positivo é apresentada em Fig. 6.16(a) e (b).



Fig. 6.16: Representação esquemática da secção transversal das zonas de momento fletor positivo (a) e negativo (b) das vigas do pórtico (MRF)

No que se refere à análise elástica linear, os fusíveis soldados são simulados por ligações de apoio em que existe a opção de atribuir rigidez rotativa. A rigidez rotativa é determinada aplicando a metodologia descrita em 6.5.1.3 com os componentes ilustrados em Fig. 6.17.

8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
								ebar	plata		
						L		lange	plate		

Fig. 6.17: Representação esquemática de secção transversal dos FUSEIS soldados para calcular a respetiva resistência e rigidez

6.6.2 Análise elástica linear

6.6.2.1 Análise por espetro de resposta

Realiza-se uma análise por espetro de resposta multimodal cujos resultados estão resumidos em Tabela 6.11. Os primeiros três modos, que são translacionais na direção Y, ativaram mais de 90% da massa.

		3 1	•
Modo	Período (s)	Relação de massa	RM acumulada
1	1,942	0,775	0,775
2	0,629	0,108	0,883
3	0,344	0,046	0,929

Tabela 6.11: Períodos e relações de massa participante

208 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL	

De acordo com EN1998-1-1 para um período superior a T_D , o limite inferior para o espetro de cálculo horizontal tem de ser verificado com Eq. (6.18):

$$S_{d}(T) \begin{cases} = a_{g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{c}T_{D}}{T^{2}}\right] \\ \geq \beta \cdot a_{g} \end{cases}$$
 Eq. (6.18)

em que $S_d(T)$ é a aceleração do espetro de cálculo, q é o coeficiente de comportamento definido como igual a 4 e os restantes parâmetros são explicados na Tabela 6.9. Uma vez que o valor de aceleração do espetro de cálculo resultante é mais baixo que o limite inferior definido pelo coeficiente β devido ao período elevado da estrutura, este é considerado como o valor limite inferior, o que significa que os esforços resultandes também serão governados pelo mesmo valor. A força de corte basal V_{tot} , a carga vertical P_{tot} , a respetiva relação e o fator do limite inferior são apresentados em Tabela 6.12.

Tabela	6.12: Verificação do limite	e inferior do espectro de cál	culo horizontal
V (kN)	P (kN)	V/P	Limite inferior

V (kN)	P (kN)	V/P	Limite inferior
1463,36	25256,26	0,058	0,060

6.6.2.2 Projeto sísmico

Limitação do deslocamento entre pisos

Considerando que o edifício possui elementos não estruturais dúcteis, a limitação do deslocamento entre pisos deve ser verificado com a seguinte equação:

$$d_r \cdot \nu \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03 m$$
 Eq. (6.19)

em que $\nu = 0.5$ é o fator de redução nos deslocamentos de cálculo devido à classe de importância do edifício (neste caso em edifícios comuns) e *h* é a altura do piso. Tabela 6.13 apresenta os resultados da análise em que a verificação é efetuada para todos os pisos. O deslocamento máximo entre pisos verificado pela análise, que pode ser recuperado removendo o coeficiente ν do valor $d_r \cdot \nu$ do 3º andar e dividindo o resultado pela altura do piso, é de 1,45% e, portanto, abaixo da rotação máxima estabelecida para o fusível.

	_
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 209	
JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS	

	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		
Piso	$d_r \cdot \nu$	$0.0075 \cdot h$	Verificação
0	0,0000	0,03	VERDADEIRO
1	0,0138	0,03	VERDADEIRO
2	0,0260	0,03	VERDADEIRO
3	0,0289	0,03	VERDADEIRO
4	0,0271	0,03	VERDADEIRO
5	0,0245	0,03	VERDADEIRO
6	0,0204	0,03	VERDADEIRO
7	0,0167	0,03	VERDADEIRO
8	0,0100	0,03	VERDADEIRO

Tabela 6.13: Limitação do deslocamento entre pisos

Efeitos de segunda ordem

A limitação dos efeitos de segunda ordem é assumida neste capítulo como a base do cálculo para os pilares e para as vigas. A verificação é efetuada através de Eq. (6.9). Embora o coeficiente de sensibilidade seja superior a 0,2 no 3º piso, o valor não ultrapassa o valor máximo imposto pelo código (0,3). No entanto, é necessário levar a cabo outros estudos com análise *pushover* não linear.

	,	0	
Piso	Өу	θy < 0 ,1	θx < 0,2
1	0,115	FALSO	VERDADEIRO
2	0,199	FALSO	VERDADEIRO
3	0,208	FALSO	FALSO
4	0,181	FALSO	VERDADEIRO
5	0,144	FALSO	VERDADEIRO
6	0,101	FALSO	VERDADEIRO
7	0,066	VERDADEIRO	VERDADEIRO
8	0,030	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Tabela 6.14: Verificação de segunda ordem

Verificação dos FUSEIS soldados

Os FUSEIS soldados são calculados com base nos momento de ação da viga mista da estrutura convencional mas também levando em consideração os valores α^+ e α^- . Tabela 6.15 apresenta a verificação dos fusíveis em cada piso e o respetivo valor de sobrerresistência $\Omega = M_{max}/M_{ed}$,

A Tabela 6.16 apresenta os valores de α^+ e α^- para cada tipo de fusível e a Tabela 6.17 mostra a verificação dos esforços transversos.

210 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL

				3			
Diag Med	Mrd	Mrd	Utilização	Utilização	Ω	Ω	
PISO	INEU	negativo	positivo	negativa	positiva	negativo	positivo
1	173,65	272,77	423,38	0,64	0,41	1,57	2,44
2	217,32	272,77	423,38	0,80	0,51	1,26	1,95
3	219,41	272,77	423,38	0,80	0,52	1,24	1,93
4	207,02	272,77	423,38	0,76	0,49	1,32	2,05
5	182,59	226,91	365,06	0,80	0,50	1,24	2,00
6	161,81	226,92	365,06	0,71	0,44	1,40	2,26
7	117,99	162,73	292,83	0,73	0,40	1,38	2,48
8	72,99	162,73	292,83	0,45	0,25	2,23	4,01

Tabela 6.15: Verificação dos momentos fletores

Tabela 6.16: Valores de α^+ e α^+

Piso	α^- (viga $M_{pl} = 511 \ kNm$)	α^+ (viga $M_{pl} = 841 Nm$)
170 x 12	0,5338	0,5034
170 x 10	0,4441	0,4341
170 x 8	0,3185	0,3482

Tabela 6.17: Verificação dos esforços transversos

Piso	Capacidade Ved	Gravidade Ved	Cálculo Ved	Vrd	Utilização
1	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
2	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
3	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
4	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
5	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
6	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
7	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61
8	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61

Comportamento dissipativo global

Excluindo o último piso, a relação $\max \Omega / \min \Omega$ produz um valor de 1,26 para os momentos fletores negativos. Embora um pouco acima do valor especulado, ainda é possível concluir que a estrutura apresenta um comportamento dissipativo bastante bom.

Verificação dos elementos não dissipativos

As vigas de betão armado e o respetivo vão foram calculados para resistir ao desenvolvimento completo das rótulas plásticas dos fusíveis e, portanto, confirmam a verificação de segurança para a ação sísmica imposta. Uma vez que os pilares se baseiam na estrutura convencional, devem ser verificados quanto à segurança

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 211
JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

(Tabela 6.18). As ações impostas ao pilar são calculadas através de Eq. (6.15) até Eq. (6.17). Nenhuma interação flexão-corte é considerada porque a relação do esforço transverso aplicado e da resistência plástica ao corte dos pilares é inferior a 0,5.

Dilar	Ped	Vz,ed	Vy,ed	Mx,ed	My,ed	Mny,rd	Mnx,rd	Litilizooão
Pliar	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	Ullização
HEM360	315,60	144,81	27,45	54,92	344,82	1771,10	689,41	0,12
HEM450	687,35	195,19	29,38	58,97	439,36	2247,51	688,35	0,12
HEM500	1059,66	238,04	29,44	59,27	490,85	2518,37	685,86	0,12
HEM550	1431,29	267,31	16,15	44,35	1089,44	2816,22	687,64	0,21

Tabela 6.18: Verificação da resistência dos elementos não dissipativos

6.6.3 Análise estática não linear (Pushover)

6.6.3.1 Avaliação do comportamento não linear da estrutura

Efetua-se a análise estática não linear (*pushover*) para confirmar o mecanismo de colapso e verificar o coeficiente de comportamento utilizado na análise linear. Os resultados apresentados daqui em diante estão em conformidade com o modo fundamental de vibração e distribuição uniforme das forças de aceleração, ambos incluindo efeitos P-delta.

A atribuição de rótulas plásticas aos dispositivos não dissipativos já foi explicada em 6.5.3. No que se refere aos FUSEIS soldados, são atribuídas rótulas plásticas não lineares do tipo fletor M3, sendo as respetivas propriedades determinadas por meio de calibração dos resultados experimentais e investigações analíticas (também explicado neste capítulo). É apresentado um diagrama de momento-rotação para uma das juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS em Fig. 6.18. Convém referir que foi escolhida a curva histerética do tipo pivot para as rótulas plásticas.



Tabela 6.19: Propriedades da rótula do fusível da chapa do banzo 170 x 10. SF – coeficiente de escala

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
С	-0.750	-10.453
В	-1.000	-1.000
Α	0.000	0.000
В	1.000	1.000
С	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hog	ging and sagging
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hog	ging and sagging

Fig. 6.18: Representação esquemática de um diagrama momento-rotação das rótulas de FUSEIS soldadas

Estas rótulas	apreser	ntam uma r	otaç	ão máxir	na de	38 a 40	mrad,	que é su	iperior à
rotação mínim	na defini	dano códig	o. O	s critérios	s de se	gurança	para a	avaliar o p	onto de
desempenho	foram	definidos	de	acordo	com	Tabela	6.20	correspo	ondendo
aproximadam	ente a 1	0, 60 e 80	porc	ento da r	otação	o última c	la junta	a de conti	nuidade
da viga.									

	Ocupação imediata	Segurança de vida	Prevenção contra
Nivel de segurança	(IO)	(LS)	Colapsos (CP)
Rotação de rótula SF	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8

Tabela 6.20: Valores para os critérios de segurança

Elabora-se também uma curva *pushover* utilizando propriedades de ligação para avaliar melhor a curva *pushover* obtida com o método da rótula plástica. As propriedades de ligação equivalentes às apresentadas para a abordagem da rótula são apresentadas em Fig. 6.19 e Tabela 6.21. Convém referir que o ramo descendente positivo é fundamental para reproduzir a redução nos esforços após o colapso dos fusíveis ao passo que o negativo consegue de certa forma imitar a redução nos esforços devido a efeitos de encurvadura.

JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS



Tabela 6.21: Propriedades da ligação do fusível da chapa do banzo 170 x 10.

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)			
1	-0.0387	-170.187			
2	-0.0037	-226.916			
3	0.0000	0.0000			
4	0.0037	228.9388			
5	0.0387	365.0577			
6	0.0500	292.0461			
Stiffness for					
linear	61816 kNm/rad				
analysis sasas					

Fig. 6.19: Representação esquemática de um diagrama momento-rotação de ligação de FUSEIS soldada

As curvas *pushover* resultantes baseadas na abordagem de ligação são apresentadas em Fig. 6.20.



Fig. 6.20: Curvas pushover da abordagem de ligação

A curva que considera a distribuição das forças laterais de 1º modo com efeitos Pdelta é estudada de forma mais alargada neste capítulo. O ponto de desempenho associado e a sequência de formação de rótula plástica são ilustrados. Estes resultados serão então comparados com os resultados obtidos a partir da análise elástica linear.

O ponto de desempenho é calculado com o método N2 especificado no Eurocódigo 8. O deslocamento resultante, o respetivo período e o coeficiente de comportamento

214 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES NUM EDIFÍCIO TRI-DIMENSIONAL	

mobilizado (calculado com o método 1 conforme proposto por POLIMI³) são representados em Tabela 6.22 ao passo que as curvas *pushover* não idealizadas e idealizadas (1^ª iteração e no ponto de desempenho) do edifício de grau único de liberdade equivalente são ilustradas em Fig. 6.21.

Tabela 6.22: Características do ponto de desempenho				
Deslocamento do ponto de desempenho (m)	Período correspondente T* (s)	Coeficiente de comportamento mobilizado q no ponto de desempenho		
0,345	2,048	2,155		
Equivalan	t Single Degree of Freedom BO cu	200		



Fig. 6.21: Curvas PO do sistema equivalente de um grau de liberdade

A Fig. 6.22 mostra que as curvas *pushover* obtidas tanto a partir de ambas as análises (ligação e rótula) se encontram em quase perfeita correlação. Deste modo, a sequência de formação da rótula plástica, particularmente aquela do ponto de desempenho, pode ser diretamente obtida com base na curva *pushover* da rótula plástica.

³ Métodos apresentados no Anexo A



Fig. 6.22: Comparação entre as curvas pushover obtidas através das duas abordagens

A distribuição da rótula plástica na primeira cedência, no ponto de desempenho e no primeiro colapso da rótula para o *pushover* são apresentadas em Fig. 6.23(a) a (c). A primeira cedência ocorreu num FUSEIS soldado colocado na estrutura interior devido à mobilização de momentos superiores. É possível observar que as juntas de continuidade de vigas protegeram efetivamente os elementos não estruturais contra a cedência durante todo o procedimento de aplicação da força.



Fig. 6.23: Sequência de desenvolvimento de rótula plástica, (b) no ponto de desempenho e (c) no primeiro colapso da rótula

A Fig. 6.24 mostra que o ponto de desempenho se situa na região entre a ocupação imediata e a segurança da vida o que indica, de certa forma, a possibilidade de reutilizar o edifício após a realização das reparações necessárias (substituindo as juntas de continuidade de vigas neste caso) após o sismo.



Fig. 6.24: Avaliação do ponto de desempenho

6.6.3.2 Deslocamento entre pisos no ponto de desempenho

O deslocamento entre pisos no ponto de desempenho para cada piso é apresentado em Tabela 6.23. Os valores mostram que o deslocamento máximo é 2,15%, o que é menos do valor máximo estabelecido em 6.5.2.2.

		I	1 1	
Piso	d (m)	dr (m)	h (m)	deslocamento (%)
1	0,025	0,025	4,000	0,625
2	0,084	0,059	4,000	1,470
3	0,164	0,080	4,000	1,993
4	0,249	0,086	4,000	2,148
5	0,329	0,080	4,000	2,000
6	0,392	0,063	4,000	1,575
7	0,432	0,040	4,000	0,998
8	0,450	0,018	4,000	0,440

Tabela 6.23: Deslocamento entre pisos no ponto de desempenho

6.6.3.3 Avaliação do coeficiente de comportamento

A abordagem, proposta por POLIMI⁴, para avaliar o coeficiente de comportamento baseia-se na informação da curva *pushover* da estrutura. Considera mais de vinte metodologias diferentes para definir as duas variáveis necessárias para o cálculo do coeficiente de comportamento: o coeficiente de sobrerresistência (Ω) e o coeficiente de ductilidade (μ) (ver Eq. (6.20)).

⁴ Métodos apresentados no Anexo A

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 217 JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

$$q = \mu \cdot \Omega$$
 Eq. (6.20)

Nesta secção, cinco de entre os mais de vinte métodos são escolhidos para verificar se o coeficiente de comportamento aplicado na análise elástica linear é aceitável. Estes cinco métodos foram considerados os que melhor se encaixavam na estrutura proposta. Tabela 6.24 apresenta o coeficiente de comportamento calculado para cada um dos cinco métodos.

Método	q
1	3,81
4	4,63
5	4,40
6	3,43
7	3,26
Média	3,91

Tabela 6.24: Avaliação do coeficiente de comportamento

Os valores variam entre 3,26 e 4,63, com um valor médio de 3,91. O coeficiente de comportamento aplicado é aceitável porque o seu valor se situa dentro do intervalo calculado. No entanto, convém referir que o intervalo indicado é apenas uma estimativa por alto do coeficiente de comportamento uma vez que apenas foram utilizados os cinco métodos mais apropriados. Deve realizar-se um estudo mais preciso em que sejam considerados todos os métodos. No entanto, é sempre possível realizar um dimensionamento mais conservador utilizando um coeficiente de comportamento inferior.

6.7 COMENTÁRIOS FINAIS

O estudo acima introduz os pórticos (MRF) inovadores de resistência a forças laterais com juntas de continuidade soldadas de vigas FUSEIS e ilustra a sua aplicação bem sucedida em edifícios mistos e de aço em regiões sísmicas. Foi levado a cabo uma série de análises experimentais e numéricas para avaliar o seu desempenho determinar os parâmetros críticos е para 0 respetivo dimensionamento. Foi dado ênfase ao processo de dimensionamento sísmico, assistido por uma análise de elementos finitos estáticos não lineares de uma estrutura reticulada representativa. Centrando-nos nos comportamentos globais, foram considerados algumas propriedades estruturais importantes como, por exemplo, os materiais, os membros, as conexões, a estabilidade global e local bem como os efeitos P-delta dinâmicos. Este estudo revelou algumas características importantes de desempenho global do sistema, sendo de realçar as seguintes observações:

218 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
COMENTÁRIOS FINAIS	

a) O sistema exibe um comportamento muito positivo em situações de carga sísmica: relativamente forte e rígido com uma grande capacidade de absorção de energia.

b) Uma vez que o objetivo principal é que os fusíveis funcionem num regime plástico, possuem uma maior utilidade em edifícios de pouca elevação. Nos edifícios de grande elevação com muita flexibilidade, o parâmetro de controlo no seu cálculo é o coeficiente de sensibilidade ou o valor de deslocamento relativo entre pisos que pode resultar numa solução sobredimensionada em termos de resistência. Se for esse o caso e no sentido de garantir que o parâmetro α não fica abaixo de um certo limite, as juntas de continuidade de vigas podem ser demasiado resistentes, não permitindo, portanto, a respetiva cedência.

c) As deformações não lineares limitam-se rigorosamente aos fusíveis dissipativos impedindo a propagação de danos para o resto dos membros estruturais. Os fusíveis são facilmente fabricados, instalados e removidos, uma vez que são pequenos e de conceção simples. Através de uma seleção apropriada das respetivas secções, é possível uma plastificação controlada e sequencial dos fusíveis.

d) Numa guia de projeto foram formuladas regras de dimensionamento relevantes do código para o projeto sísmico de estruturas com FUSEIS soldados, incluindo recomendações práticas sobre a seleção de fusíveis apropriados e verificações de membros. Também foram definidos os detalhes estruturais e as medidas de construção.

Em conclusão, convém referir que a presente investigação, em conformidade com a tendência internacional em engenharia sísmica, introduz sistemas "inteligentes" que conseguem dissipar a energia de excitação sísmica, podendo ser facilmente substituídos e reparados em caso de necessidade. A adoção de sistemas de pórticos (MRF) FUSEIS soldados realça as vantagens em conhecidas do aço em situações sísmicas e proporciona soluções melhores em termos económicos e de segurança.

Os fusíveis inovadores podem ser aplicados em edifícios de aço de vários andares e vêm substituir os sistemas convencionais utilizados a nível mundial (como, por exemplo, pórticos contraventados concêntricos e excêntricos, etc.) combinando ductilidade e transparência arquitetónica com rigidez. A aplicação do sistema permite efetuar cálculos mais precisos e menos dispendiosos de prédios. É possível controlar a qualidade do aço que compõe os fusíveis dissipativos, podendo, deste modo, a sua resistência ser calibrada, o que permite evitar sobrerresistência excessiva. Além disso, a sua fácil substituição após um sismo evita a substituição total de membros principais da estrutura.

JUNTAS DE CONTINUIDADE SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

6.8 **BIBLIOGRAFIA**

- [1] Agatino, M.R. (1995), "Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturale in acciaio soggetti a carichi ciclici", MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in Italian)
- [2] BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Method of test at ambient temperature
- [3] Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.
- [4] Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. "Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
- [5] Calado L, Proenca JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.
- [6] Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading", J. Constr. Steel Res., 65(4), 751-765.
- [7] ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- [8] EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [9] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, selfweight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [10] EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [11] EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.
- [12] EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- [13] EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- [14] EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [15] Espinha, M. (2011), "Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel frames", MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
- [16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling", *Eng. Struct.*, 19(10), 822-826.
- [17] Krawinkler, H. (2009), "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, San Francisco, US, October.

220 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANEXO A	

6.9 ANEXO A

Estimativa do coeficiente de comportamento proposto por POLIMI Método 1



Fig. 6.25: estimativa de coeficiente q proposto por POLIMI - Método 1

Método 4 e 5



Fig. 6.26: estimativa de coeficiente q proposto por POLIMI - Método 4 e 5

Método 6 e 7

Método 6:
$$\Omega = \frac{F_y^*}{F_1^*}$$
 Método 7: $\Omega = \frac{0.95F_y^*}{F_1^*}$



Fig. 6.27: estimativa de coeficiente q proposto por POLIMI - Método 6 e 7

7 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

7.1 INTRODUÇÃO

A filosofia de um projeto sísmico convencional baseia-se na resposta dissipativa, que aceita implicitamente os danos da estrutura sujeita ao sismo de cálculo e que resultam num significativo prejuízo económico. A reparação da estrutura é muitas vezes dificultada pelos deslocamentos (residuais) permanentes da mesma. No sentido de reduzir os custos de reparação e o tempo de inutilização de uma estrutura abalada por um sismo, e consequentemente obter uma abordagem de projeto mais racional no contexto da sustentabilidade, foram empregues os conceitos de membros dissipativos substituíveis e de capacidade de recentragem da estrutura. Estes conceitos são implementados numa estrutura dual, obtida ao combinar pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos (EBF) em que os ligadores aparafusados substituíveis estão empregues e pórticos simples (MRF). Os ligadores aparafusados destinam-se a proporcionar a capacidade de dissipação de energia e a ser facilmente substituíveis, ao passo que os MRF, mais flexíveis, proporcionariam à estrutura a capacidade de recentragem necessária. Os pórticos com contraventamentos excêntricos duplos de recentragem (D-EBF) dotadas de substituíveis ligadores aparafusados foram estudadas е desenvolvidas anteriormente pela Universidade Politécnica de Timisoara (UPT) no âmbito de vários projetos de investigação.

7.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES APARAFUSADOS SUBSTITUÍVEIS

7.2.1 Princípios dos sistemas duplos recentrantes

Após um sismo, a maioria das estruturas dimensionadas em conformidade com os códigos modernos sofreria deformações não lineares mesmo em condições de ação sísmica moderada, com deslocamentos (residuais) permanentes. A reparação é difícil nestes casos. Existem soluções que permitem a autocentragem da estrutura mas estas são tecnicamente exigentes (cordões pós-tensionados, dispositivos de liga com memória de formato, etc.). Uma solução alternativa é aquela que proporciona a capacidade de recentragem (ao contrário da autocentragem), através de membros dissipativos substituíveis e uma configuração estrutural dupla (rígida-flexível).

Mereceram maior atenção os sistemas estruturais cujo objetivo consiste em reduzir os danos estruturais através do isolamento de deformações plásticas em fusíveis substituíveis ou "reparáveis" e que têm a capacidade de voltar à posição não deformada após um sismo.

222 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE LIGADORES APARAFUSADOS SUBSTITUÍVEIS

Tal como propõem Stratan e Dubina [1-2], no sentido de proporcionar a capacidade de recentragem de uma estrutura dotada de estruras de contraventamento excêntricas com membros dissipativos substituíveis, foi sugerido que se utilizassem configurações estruturais duais, obtidas através da combinação de pórticos com contraventamentos excêntricos (EBF) e de pórticos simples (MRF). Se os MRF mais flexíveis se mantiverem elásticos (uma forma possível de o favorecer é executando alguns membros em aço de alta resistência), proporcionariam a força restauradora necessária para recentrar a estrutura aquando da remoção dos ligadores substituíveis danificados.

Na Fig. 7.1a. apresenta-se um sistema dual idealizado composto por duas molas não lineares ligadas em paralelo. De modo a proporcionar a capacidade de recentragem, o subsistema flexível deve manter-se no intervalo elástico até aos deslocamentos em que o subsistema rígido atinge a sua capacidade última de deformação plástica. No entanto, um sistema dual convencional que satisfaça esta condição não voltará à posição inicial após ter sofrido deformações no intervalo não linear, mesmo que os deslocamentos permanentes δ_{pD} no sistema dual sejam mais pequenos do que aqueles que seriam obtidos num sistema rígido δ_{pr} isolado (Fig. 7.1b). As deformações permanentes podem ser eliminadas se o subsistema rígido for executado de modo a ser substituível. Na sequência do descarregamento do sistema dual, verifica-se um deslocamento permanente δ_{pD} bem como esforços residuais correspondentes nos subsistemas flexíveis (F_{pf}) e rígidos (F_{pr}). Quando os membros dissipativos substituíveis são removidos, a rigidez e a resistência do sistema são proporcionadas pelo subsistema flexível isolado ($F_{pr}=0$). Se o subsistema flexível se encontrar ainda no intervalo elástico, este devolverá o sistema à sua posição inicial, implicando uma ausência total de deformações permanentes (Fig. 7.1c).



Fig. 7.1: Modelo simplificado de um sistema dual generalizado (a) e deformações permanentes num sistema dual convencional (b) e num sistema dual com membros dissipativos substituíveis (c)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 223
LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

7.2.2 Descrição dos sistemas D-EBF

A aplicação do conceito de membros dissipativos substituíveis em EBF, nos quais os ligadores funcionam como zonas dissipativas, apresenta-se em Fig. 7.2. A ligação do ligador à viga faz-se através de uma chapa de topo e parafusos de elevada resistência de conexão por atrito. A principal vantagem em relação a outros dispositivos dissipativos é que os ligadores substituíveis podem ser calculados utilizando métodos a que os engenheiros estruturas podem aceder facilmente, podendo ser fabricados e montados utilizando procedimentos normais nesta profissão.



Fig. 7.2: Conceito de ligador substituível

A recentragem do sistema é conseguida através de novo cálculo da estrutura sob a forma de pórtico dual, combinando EBFs e MRFs. A resposta elástica do subsistema flexível (MRF) proporciona as forças de restauração, quando se removem os ligadores danificados durante um sismo. Para que este princípio se mantenha eficiente, o subsistema flexível deve permanecer no intervalo elástico.

Esta solução foi validada experimentalmente utilizando ensaios aos componentes e aos sistemas. Foi levado a cabo um ensaio experimental no Centro de Investigação CEMSIG da UPT para determinar o desempenho cíclico de ligadores aparafusados isolados [1-2] e outro no Laboratório Europeu de Avaliação Estrutural (ELSA) do Centro de Investigação Conjunta (JRC) em Ispra, Itália, para validar a viabilidade da solução proposta através de uma campanha pseudodinâmica de um modelo à escala real de uma estrutura dual EBF [3].

7.3 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

7.3.1 Investigações experimentais sobre ligadores individuais

7.3.1.1 Configuração experimental e ligadores aparafusados ensaiados

Foi realizado um programa experimental no Centro de Investigação CEMSIG da UPT no sentido de determinar o desempenho cíclico dos ligadores aparafusados [1-2], do qual se apresenta a configuração experimental de apenas um ligador isolado em Fig. 7.3.



Fig. 7.3: a) Configuração experimental e b) relação de força-deformação total V–γT para amostra LH4-c1 [1].

O ligador substituível foi fabricado a partir de um perfil IPE240 de aço de classe S235, ao passo que o resto da estrutura – foi realizada em aço de classe S355. Foram considerados quatro comprimentos de ligador: e₀=400 (designado por 4), 500 (designado por 5), 600 (designado por 6) e 700 (designado por 7) mm, com espaçamento "*rare*" (L) e "*close*" (H) dos reforços, tendo todos os ligadores sido classificados como curtos de acordo com AISC [4] e EN1998-1-1 [5]. Durante este programa experimental, foram objeto de investigação ligadores de secção de altura reduzida, idênticos aos do Projeto DUAREM (altura de secção 240 mm). Em seguida, aplicou-se todo o procedimento de carregamento do ECCS 1985 [6], que consistia num ensaio monotónico (m) e dois cíclicos (c1 e c2) para cada uma das amostras. Entretanto, para investigações futuras em ligadores, o AISC [4] possui um protocolo de carregamento dedicado que é recomendado.

A estratégia adotada para o dimensionamento das ligações de chapa de topo consistia em proporcionar suficiente sobrerresistência da ligação sobre a resistência de corte do ligador. Foi observada uma redução na rigidez inicial total do ligador aparafusado em comparação com a solução clássica, devido tanto à chapa de topo semi-rígida como ao deslizamento na ligação. Deste modo, concluiu-se que que é necessário elaborar modelos explícitos do comportamento das conexões semi-rígidas ou ter em consideração a rigidez equivalente dos ligadores para a análise global dos pórticos com ligadores aparafusados.

7.3.2 Comportamento das amostras

O Tabela 7.1 demonstra que o carregamento cíclico reduz a capacidade de rotação em 40 a 70%, com a redução máxima registando-se nos ligadores curtos. A capacidade de rotação aumenta ligeiramente para os ligadores mais curtos, à exceção das amostras LL4 e LH4.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 225
LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

				3	1 /			
Amostra	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0,155	0,273	0,360	0,395	0,235	0,278	0,345	0,420
c1	0,097	0,129	0,106	0,101	0,114	0,143	0,170	0,126
c1	0,092	0,133	0,156	0,112	0,109	0,136	0,182	0,125

Tabela 7.1: Deformação última γ_{τu}, em radianos

O comportamento das amostras compridas foi muito influenciado pela resposta da ligação aparafusada (ver Fig. 7.4a), caracterizada por uma redução gradual na resistência devido a desgaste da rosca do parafuso e a uma resposta cíclica de aperto. Este último efeito reduziu a energia dissipada no grupo de ciclos de amplitude constante. O carregamento prévio total de parafusos reduziu parcialmente este efeito. A resposta das amostras curtas foi controlada pelo corte da alma do ligador (ver Fig. 7.4b), caracterizado por um endurecimento importante e pela capacidade de dissipação de energia, verificando-se no entanto uma degradação mais rápida na resistência após arranque da alma. O espaçamento dos reforços foi pertinente para os ligadores curtos. O seu efeito consistiu em limitar a encurvadura plástica local da alma, aumentando a capacidade de deformação e força máximas e proporcionando uma resposta cíclica mais estável. No entanto, depois de atingir a deformação última, a rotura das amostras LH4 verificou-se mais rapidamente comparativamente com as amostras LL4.



Fig. 7.4 Rotura por degradação da ligação na amostra LH6-c2 (a) e encurvadura plástica da alma na amostra LL4-c1 (b) [1].

Deste modo, a escolha do comprimento do ligador tem uma grande importância, uma vez que no caso dos comprimentos maiores (e<1,6 $M_{p,link}/V_{p,link}$, em que $M_{p,link}$ é a resistência do momento fletor do ligador e $V_{p,link}$ é a resistência ao esforço transverso do ligador) é difícil dimensionar uma ligação de chapa de topo que permanece em regime elástico pois é provável que este possa danificar-se e tornar mais problemático o procedimento de substituição, ao contrário do que acontece com a utilização de ligadores muito curtos (e<0,8 $M_{p,link}/V_{p,link}$), como foi o caso dos ensaios realizados tanto no JRC como na UPT.

Nos ensaios disponíveis, as amostras de ligadores aparafusados com reforços "*rare*" demonstraram uma capacidade de deformação estável de pelo menos 0,09 rad, ao

226 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

passo que aquelas com reforços "*close*" demonstraram uma capacidade de deformação estável de pelo menos 0,11 rad. No caso das amostras LH5, com um comprimento $e=0.8M_{p,link}/V_{p,link}$, a capacidade de deformação última atingiu um valor de pelo menos 0,17 rad.

7.3.3 Estudos experimentais em pórticos duplos com ligadores aparafusados substituíveis

7.3.3.1 Programa, configuração e amostra experimentais

A validação da solução proposta foi efetuada por meio de uma campanha de ensaio pseudodinâmica de um modelo à escala real de uma estrutura dupla EBF no Centro de Investigação Conjunta (JRC) do Laboratório Europeu de Avaliação Estrutural (ELSA) em Ispra, Itália, no âmbito da SÉRIE FP7 do Projeto DUAREM ("Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links"). A amostra de ensaio é apresentada em Fig. 7.5. Existem 2 EBF centrais e 4 MRF na direção de ensaio que representam o sistema de resistência à carga lateral.



Fig. 7.5 A amostra de ensaio: a) vista 3D; b) disposição em planta [3].

Os componentes estruturais em aço foram calculados em aço de classe S355, com duas exceções. Foi utilizado aço de classe S460 nos pilares, tendo os ligadores sido calculados em aço de classe S235.

A sequência de ensaios da simulação realizada nas instalações de parede de reação no laboratório ELSA consistiu em ensaios pseudodinâmicos (PsD), juntamente com alguns ensaios monotónicos e de substituição dos ligadores [3].

Foi escolhido um registo de movimento do terreno (a partir de sete selecionados através de correspondência do espetro de resposta elástica utilizado no cálculo) a utilizar nos ensaios pseudodinâmicos para avaliar o desempenho estrutural da estrutura de ensaio, com aplicação de vários níveis de ação (ver Tabela 7.2, em que a_{gr} é a aceleração máxima à superfície do terreno de referência e a_g representa a aceleração máxima à superfície do terreno para um nível específico de sismo):

Estado limite	Ensaios PsD executados	Período de retorno,	Probabilidade excedente	a _g /a _{gr}	a _g /g	Ensaios monotónicos adicionais
-		anos				
Operação total	FO1, FO2,	-	-	0,062	0,020	
(FO)	FO3					
Limitação de	DL	95	10% / 10	0,59	0,191	
danos (DL)			anos			
Danos	SD	475	10% / 50	1,00	0,324	PO1
significativos			anos			
(SD)						
Colapso	NC	2475	2% / 50 anos	1,72	0,557	PO2, PO3
iminente (NC)						

Tabela 7.2: Estados limite e coeficientes de escala correspondentes para ação sísmica.

O programa de ensaio foi concluído com dois ensaios de substituição de ligadores:

 Primeira substituição de ligadores (LR1) – após ensaio de limitação de danos (DL), em que os ligadores foram removidos da estrutura desenroscando os parafusos;

 Segunda substituição de ligadores (LR2) – após ensaio PO1, em que os ligadores foram removidos por meio de oxicorte com maçarico;

7.3.3.2 Resultados dos ensaios

Foram realizados ensaios de operação total (FO) no sentido de avaliar a resposta elástica da estrutura com cada um dos novos conjuntos de ligadores, antes dos principais ensaios pseudodinâmicos de limitação de danos (DL), danos significativos (SD) e colapso iminente (NC), tendo o registo sísmico selecionado sido escalado para um PGA de 0,02g. Durante estes ensaios, a estrutura manifestou uma resposta elástica.

Foi realizado um ensaio de limitação de danos (DL), com o objetivo de simular um sismo de intensidade moderada, provocando danos estruturais moderados, tendo o registo sísmico selecionado sido escalado para um PGA de 0,191g. Foi realizado um ensaio de danos significativos (SD), com o objetivo de simular um sismo de maior intensidade, provocando danos estruturais mais importantes, tendo o registo sísmico selecionado sido escalado para um PGA de 0,324g. Durante estes ensaios, não foi observado cedência nos elementos fora dos ligadores, tendo ocorrido nos mesmos deformações plásticas máximas moderadas. Foram observadas fendas ligeiras a moderadas na laje de betão (ver Fig. 7.6). A estrutura apresentou um deslocamento residual reduzido no seu topo. Foram também observados deslocamentos residuaisreduzidos entre pisos.

Foi necessária a realização de um ensaio PO1 (um ensaio monotónico *pushover* até um deslocamento adicional de 55 mm) com início a partir do final da posição do ensaio SD (danos significativos). O objetivo deste ensaio consistia em obter

228 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

deslocamentos residuais mais importantes que eram necessários para validar a viabilidade do processo de remoção de ligadores e de recentragem da estrutura. Durante este ensaio, não foi observada qualquer cedência nos elementos fora dos ligadores. Ocorreram deformações plásticas máximas superiores nos ligadores (ver Fig. 7.6). Foram observadas fendas mais visíveis na laje de betão (ver Fig. 7.6). Após este ensaio, a estrutura apresentou um deslocamentoresidual consideravelmente superior no seu topo. Foram observados maiores deslocamentos residuais entre pisos.



Fig. 7.6 Resultados do ensaio PO1 [3]

Uma vez que após o ensaio de limitação de danos (DL) a estrutura apresentou um deslocamento residual reduzido no seu topo e foram observados deslocamentos residuais reduzidos entre pisos, foi tomada a decisão de remover o primeiro conjunto de ligadores danificados, retirando os parafusos, um nível de cada vez, começando pelo nível mais baixo e avançando até ao mais alto. O valor reduzido do deslocamento residual no topo da estrutura observado na parte final do ensaio DL diminuiu após a eliminação dos ligadores danificados. Em seguida, foi montado na estrutura um novo conjunto de ligadores por estrear.

Uma vez que após o ensaio PO1 a estrutura apresentou um deslocamento residual consideravelmnete superior no seu topo e foram observados maiores deslocamentos residuais entre pisos, foi tomada a decisão de remover o segundo conjunto de ligadores danificados, por oxicorte tanto da alma como do banzo dos ligadores, começando pelo piso mais alto e descendo a partir daí. O valor do deslocamento residual no topo da estrutura observado na parte final do ensaio PO1 diminuiu após a eliminação dos ligadores danificados. Em seguida, foi montado na estrutura um novo conjunto de ligadores por estrear.

Foi proposto um ensaio de colapso iminente (NC) com o objetivo de simular um sismo de intensidade muito maior e de provocar grandes danos em toda a estrutura, perdendo-se a capacidade de recentragem devido a cedência noutros membros que não os ligadores, aplicando-se um registo sísmico selecionado com o coeficiente de escala de 0,557. Este ensaio foi interrompido prematuramente porque a capacidade de atuador disponível (1000 kN por pórtico em cada piso) não era suficiente para a sua execução com a torsão nula imposta em cada piso.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 229 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

Foi ainda proposto outro ensaio *pushover* cíclico (PO2) com amplitudes de deslocamento máximo de 150 mm após a libertação de força dos atuadores do ensaio de colapso iminente (NC) seguindo-se posteriormente um ensaio *pushover* cíclico final (PO3) com uma amplitude de deslocamento máxima de 400 mm. Os últimos três ensaios resultaram num comportamento plástico acentuado em toda a estrutura (ver Fig. 7.7).



Fig. 7.7 Estado da amostra após o último ensaio [3]

A exigência máxima do ligador após o ensaio PO1 é de 0,075 rad (ver Tabela 7.3), mais pequeno do que o critério aceitável para este estado limite adotado por FEMA356 [7], que é de 0,11 rad.

Ensaio	DL	SD	PO1
Rotação máxima do ligador [rad]	0,032	0,061	0,075
Rotação residual do ligador [rad]	0,014	0,022	0,066

Após o ensaio de limitação de danos (DL), a estrutura apresentou um deslocamento residual reduzido de 5 mm (0,05%) no seu topo, sendo o valor máximo para o deslocamento no topo da estrutura de 32 mm. Foi também observado um deslocamento residual reduzido entre pisos, este atingindo um máximo de 3 mm (menos de 0,1%). No final do procedimento LR1, foi observado um deslocamento residual entre pisos muito pequeno (H/5250 para ambos os pórticos) que é inferior à tolerância de fabrico (H/300), tendo a estrutura sido praticamente recentrada.

Após o ensaio PO1, a estrutura apresentou um deslocamento residual consideravelmente maior de 45 mm (0,43%), sendo o valor máximo para o deslocamento no topo da estrutura de 68 mm. Foi observado um deslocamento residual entre pisos maior correspondendo a um máximo de 18 mm (0,5%). No final do procedimento LR2, foi observado um pequeno deslocamento residual entre pisos (H/5250 para o pórtico sul e H/1750 para o pórtico norte) que foi inferior à tolerância de fabrico.

7.4 REGRAS DE PROJETO

7.4.1 Método de dimensionamento

O projeto estrutural de duas estruturas, obtido através da combinação de pórticos de contraventamento excêntrico em aço com ligadores aparafusados substituíveis e pórticos simples MRF, pode ser realizado utilizando uma abordagem geral baseada nos códigos (ver Capítulo 7.4.1.1), tendo no entanto de ser levados em consideração alguns critérios adicionais (ver Capítulos 7.4.1.2 a 7.4.1.6).

A Fig. 7.8 apresenta um fluxograma que ilustra resumidamente o projeto de D-EBF.



Fig. 7.8 Fluxograma de dimensionamento para os EBF com ligadores substituíveis e com capacidade de recentragem [3]

7.4.1.1 Regras gerais de projeto

As cargas gravíticas e a ação sísmica devem ser tidas em consideração. As massas devem ser calculadas a partir da combinação da carga permanente de 1,0 + sobrecarga de 0,3. A capacidade dos elementos estruturais deve ser determinada utilizando EN1993-1 [8] no Estado Limite Último, devendo verificar-se os deslocamentos no Estado Limite de Utilização, utilizando combinações de ações de situações persistentes.

Pode realizar-se um dimensionamento por capacidade resistente, de acordo com EN1998-1 [5], para projetar pórticos simples MRF (em que as vigas funcionam como elementos dissipativos dissipando a energia através da flexão) e pórticos com contraventamento excêntrico (em que os ligadores curtos funcionam como elementos dissipativos dissipando a energia através de esforço transverso). Recomenda-se o conceito de comportamento dissipativo. Deve procurar obter-se um comportamento dissipativo global da estrutura, comprovando que os valores individuais das relações Ω_i para cada ligador curto não excedem em mais de 25% do valor mínimo Ω [5].

Os esforços internos sob ação sísmica são determinadas utilizando a análise por espetro de resposta, em que o número de modos de vibração considerados em cada direção é tal que a soma das massa efetiva é, pelo menos, igual a 90% da massa total. A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada no Estado Limite Último (ULS), devendo os deslocamentos ser verificados no Estado Limite de Utilização (SLS), utilizando combinações de ações de situações sísmicas.

As imperfeições globais e locais devem ser consideradas e a importância dos efeitos de segunda ordem deve ser verificada.

7.4.1.2 Configuração dual

O subsistema mais flexível e mais fraco (MRF) deve proporcionar uma resistência mínima da estrutura. Deste modo, a dualidade da estrutura deve ser comprovada para verificar se os MRF conseguem resistir a pelo menos 25% da ação sísmica total [9-11]:

$$F_{y}^{MRF} \ge 0.25 (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{EBF})$$
 Eq. (7.1)

$$F_{y}^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link}$$
 Eq. (7.2)

$$F_{y}^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H}$$
 Eq. (7.3)

232 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

em que: F_y^{MRF} é a resistência de cedência de MRF, F_y^{EBF} é a resistência de cedência de EBF, *L* é o vão do pórtico, *H* é a altura entre pisos do pórtico, $V_{p,link}$ é a resistência ao corte do ligador e $M_{pl,b}$ é o momento fletor plástico da viga.



Fig. 7.9: Componentes básicos da a) EBF e b) MRF de um piso [11].

7.4.1.3 Ligadores substituíveis

Os ligadores devem ser dimensionados como removíveis e substituíveis (aparafusados). Isso é possível utilizando uma ligação ligador-viga de chapa de topo em que deve ser mantida em regime elástico. Isso significa que a ligação deve possuir um esforço transverso de cálculo $V_{j,Ed}$ e um momento fletor $M_{j,Ed}$ correspondendo a um ligador totalmente endurecido por extensão e sob efeito de cedência, calculado do seguinte modo:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh} \gamma_{ov} V_{p,link} \qquad \qquad \text{Eq. (7.4)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed}e}{2}$$
 Eq. (7.5)

em que γ_{ov} é 1,25 e γ_{sh} é adotado como 1,8 para DCH (de acordo com os resultados do projeto DUAREM) e 1,5 para DCM.

No sentido de conseguir a sobrerresistência da conexão, foram adotados membros dissipativos muito curtos (com comprimento *e* de dimensões tão pequenas como $0.8M_{p,link}/V_{p,link}$, em que $M_{p,link}$ é a resistência ao momento fletor do ligador e $V_{p,link}$ é a resistência ao corte do ligador).

Considera-se que a conexão aparafusada não tem qualquer influência sobre a rigidez geral do ligador devido ao pré-carregamento dos parafusos.

7.4.1.4 Capacidade de recentragem

O problema das deformações (residuais) permanentes da estrutura após um sismo que provoca danos, que pode resultar em dificuldades em substituir os ligadores substituíveis, pode ser resolvido construindo uma estrutura dual, combinando EBFs e MRFs. Se os MRF mais flexíveis se mantiverem elásticos (uma forma possível de favorecer que isto aconteça é executando alguns membros em aço de alta resistência) e as deformações plásticas forem restringidas apenas aos membros dissipativos substituíveis, os MRF proporcionariam a força restauradora necessária para recentrar a estrutura após remoção dos ligadores substituíveis danificados.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 233 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

De modo a verificar a capacidade de recentragem dos pórticos de contraventamento excêntrico com estruturas de ligadores substituíveis, o deslocamento último dos EBF (δ_u^{EBF}) no estado limite último (ULS) (correspondendo à capacidade de deformação plástica do ligador) deve ser mais pequeno do que o deslocamento de cedência dos MRF (δ_y^{MRF}), o que significa que a cedência nos MRF é evitada até ser atingida a capacidade de deformação última nos EBF com ligadores substituíveis. Isso é possível através de um procedimento analítico, utilizando as fórmulas que se seguem [11]:

$$\delta_{u}^{EBF} = \delta_{y}^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_{y}^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L e} \quad H \quad \gamma_{pl,u} < \delta_{y}^{MRF} = \frac{F_{y}^{MRF}}{K^{MRF}} \qquad \text{Eq. (7.6)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}}$$
Eq. (7.7)

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} (L e) \frac{G A_s}{e}$$
 Eq. (7.8)

$$K_{br}^{EBF} = 2 \frac{E}{I_{br}}^{A} \cos^2 \alpha$$
 Eq. (7.9)

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 E I_b} + \frac{H}{12 E I_c}\right)}$$
 Eq. (7.10)

em que δ_y^{EBF} é o deslocamento de cedência do EBF, δ_{pl}^{EBF} é o deslocamento plástico do EBF, K^{EBF} é a rigidez do EBF *e L* e *H* são ilustrados na Fig. 7.9, $\gamma_{pl,u}$ é a deformação plástica do ligador, K^{MRF} é a rigidez dos MRF, K_{link}^{EBF} é a rigidez do ligador, K_{br}^{EBF} é a rigidez dos contraventamentos, *G* é o módulo de corte, A_s é a área de corte do ligador, *E* é o módulo de Young, *A* é a área da secção transversal do contraventamento, I_{br} é o comprimento do contraventamento e α é o ângulo do contraventamento.

Este procedimento analítico deve ser utilizado como pré-dimensionamento da capacidade de recentragem sendo recomendado para estruturas de pouca altura, em que a deformação lateral da estrutura é dominada por uma resposta de tipo corte. Também pode ser utilizado como pré-dimensionamento para edifícios de altura média ou de grande altura (nos quais um comportamento de flexão global pode ocorrer com a elevação), recomendando-se vivamente, no entanto, a verificação da recentragem através de análises temporais e/ou *pushover*.

Uma vez que a utilização de fórmulas constitui uma abordagem aproximada e simplificada, recomenda-se a realização de análises estáticas não lineares e/ou dinâmicas para todas as estruturas no sentido de verificar a capacidade de

234 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

recentragem. Os modelos para este tipo de análises são apresentados nos Capítulos 7.4.2 e 7.4.3.

7.4.1.5 Coeficiente de comportamento apropriado

A necessidade de haver ligadores muito curtos (com dimensões tão curtas como $e=0,8M_{p,link}/V_{p,link}$) devido ao facto de se utilizar uma ligação aparafusada de chapa de topo não dissipativa (ver Capítulo 7.4.1.3) resulta em exigências superiores de deformação nos ligadores submetidos a movimento sísmico de cálculo. Consequentemente, os pórticos EBF com ligadores muito curtos não satisfazem os requisitos de desempenho no ULS quando dimensionados para um coeficiente de comportamento q=6 no DCH. De modo a reduzir estes requisitos e obter um desempenho aceitável é necessário limitar o coeficiente de comportamento q a 4 no DCH. No caso de DCM, recomenda-se um coeficiente de comportamento de 2,5.

7.4.1.6 Validação dos ligadores

Todos os requisitos adicionais de dimensionamento acima apresentados conduzem à necessidade de pré-qualificação dos ligadores substituíveis curtos (validação) [12]. Uma vez que existe apenas um número limitado de ensaios experimentais em ligadores aparafusados curtos envolvendo este tipo de ligação (chapa de topo) e secção de ligadores (secção I com 240 mm de altura), quando se utilizam outros tipos de secções e de ligações recomenda-se confirmar o desempenho dos ligadores através da validação experimental e/ou de ensaios numéricos.

7.4.2 Modelos para análise estática não linear (pushover)

De modo a realizar uma análise *pushover*, é preciso definir o comportamento não linear, tanto no que se refere aos materiais utilizados como aos membros estruturais.

Deve utilizar-se as propriedades previstas dos materiais (com base em γ_{ov}) para os elementos dissipativos e as propriedades nominais dos materiais para os elementos não dissipativos.

Devem atribuir-se rótulas plásticas não lineares do tipo M3 nas extremidades das vigas dos MRF e de flexão com interação de esforço axial do tipo P-M3 nas extremidades dos pilares e nas vigas dos EBF. No que se refere aos contraventamentos, podem utilizar-se rótulas plásticas não lineares do tipo axial P, atribuídas no meio das barras. Estas propriedades podem ser computadas de acordo com ASCE41-13 [13].

Foi realizada a calibração do modelo numérico dos D-EBF com ligadores substituíveis, com base em resultados experimentais do programa DUAREM, tendo sido obtida uma boa correspondência em termos de comportamento global e por pisos (ver Fig. 7.10).





Fig. 7.10: Comportamento global a) e por pisos b).

No sentido de tomar em linha de consideração o comportamento não linear dos ligadores curtos em corte (V2), deve definir-se elementos de ligadores plásticos multilineares, com comportamento não linear de corte, descritos com a seguinte curva (Fig. 7.11):



Deformação correspondente ao esforço transverso do ligador [rad] Fig. 7.11: Comportamento não linear dos ligadores de corte.

em que: K_1 é a rigidez inicial (elástica) do ligador (responsável pela rigidez de flexão e corte), V_y é a resistência ao corte dos ligadores ($V_{p,link}$), V_u é considerado 1,8 V_y no caso de DCH e 1,5 V_y no caso de DCM, γ_u é a rotação de corte última considerada 0,15 rad para DCH e 0,1 rad para DCM e γ_f foi considerado 0,17 rad para DCH e 0,11 rad para DCM.

Elementos de ligador com as propriedades acima referidas devem ser atribuídos nas extremidades de cada ligador aparafusado e as barras dos ligadores curtos devem ser articulados nas extremidades.

Deve realizar-se uma análise *pushover* por deslocamento imposto, até atingir um deslocamento monitorizado no topo das estruturas. Em primeiro lugar, devem aplicar-se cargas gravíticas (a partir de combinações da carga permanente de 1,0 +

236 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

sobrecarga de 0,3) por força imposta e, em segundo lugar, as forças laterais em distribuição modal atuarão sobre as estruturas analisadas por deslocamento imposto.

7.4.3 Modelos para análise dinâmica não linear (temporal)

Tal como acontece no caso da análise *pushover*, quando da realização de análises dinâmicas não lineares (temporais), é preciso definir o comportamento não linear, tanto no que se refere aos materiais utilizados como aos membros estruturais.

Os elementos de ligador plásticos multilineares, definidos na análise *pushover* para analisar o comportamento não linear no corte dos ligadores curtos, devem ser modificados apropriadamente de modo a incluir o comportamento histerético. Um ciclo de histerese "*smooth*", conforme descrito por Sivaselvan e Reinhorn [14-15] foi utilizado com êxito quando da calibração de resultados experimentais do projeto DUAREM, utilizando a análise temporal (ver Fig. 7.12). Foi formulada com regras relativas à degradação da resistência e da rigidez e ao aperto. Têm de ser definidos vinte e dois parâmetros de modo a caracterizar totalmente esta curva de resposta. Existem dois grupos de parâmetros: os parâmetros comuns, relacionados com a curva definada para a análise de *pushover*, e depois os parâmetros específicos para as regras histeréticas. O conjunto de parâmetros para as regras histeréticas utilizado no caso da calibração acima mencionada vem apresentado a seguir.

Parâmetro específico	Valor			
Parâmetro de degradação de rigidez	20			
Parâmetro de degradação da resistência baseado na ductilidade	0,001			
Parâmetro de degradação da resistência baseado na energia histerética	0,001			
Parâmetro de suavidade para transição elástica-cedência	0,5			
Parâmetro para o formato de descarregamento	0,2			
Parâmetro do comprimento de deslizamento	0			
Parâmetro da acuidade de deslizamento	100			
Parâmetro para o nível do momento fletor mediano de deslizamento	0			
Expoente da mola de fecho da folga	10			
Parâmetro da curvatura de fecho da folga	1000			
Coeficiente de rigidez de fecho da folga	1			

Tahela 7 4 [.] F	Exemplo de	narâmetros	nara o com	nortamento	histerético	do ciclo	"smooth"
		parametros	para o com	portamento	Insteletico	uu ciciu	SIIIOOUII



Fig. 7.12: Calibração numérica dos ligadores de corte.

7.5 ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS

A aplicação do procedimento de dimensionamento descrito no capítulo 7.4 sobre a estrutura de caso de estudo vem apresentada a seguir. Inicialmente as estruturas foram dimensionadas através da análise elástica em ULS e SLS. Seguiram-se as análises não lineares estáticas e dinâmicas para investigar o seu comportamento para além do domínio elástico.

7.5.1 Descrição das estruturas dos edifícios examinados

7.5.1.1 Geometria e pressupostos

O caso de estudo apresentado a seguir consiste no dimensionamento e análise de 2 edifícios de quatro pisos e de 2 edifícios de oito pisos. A vista de planta comum para os edifícios é apresentada na Fig. 7.13a. Existem 3 vãos em ambas as direções com um comprimento de vão de 8 m. O pé direito de cada piso é de 4m. O sistema principal de resistência de carga lateral é composto por quatro MRF e dois EBF na direção transversal e dois MRF e dois EBF na direção longitudinal. Os pórticos laterais na direção transversal consistem de pórticos de aço duais, combinando dois pórticos simples (MRF) (que proporcionam à estrutura a capacidade de recentragem necessária, assegurando as forças de restauração após um sismo) com um pórtico de contraventamento excêntrico central (EBF) com ligadores aparafusados substituíveis (que se destinam a proporcionar a capacidade de dissipação de energia e a serem facilmente substituíveis) (Fig. 7.13b-c). São estas as estruturas de plano que irão ser objeto de mais dimensionamentos e análises. Todas as outras estruturas constituem sistemas de resistência a cargas gravíticas (com vigas mistas de aço-betão HEA200 articuladas). As principais vigas, pilares e contraventamentos são fabricados em secções I europeias (de tipo IPE, HEA, HEB e HEM), ao passo que os ligadores substituíveis são compostos por secções I soldadas. O material utilizado para os elementos estruturais é o aço S355.



Fig. 7.13: Descrição das estruturas: a) configuração plana, b) elevação de estrutura de 4 pisos e c) elevação de estrutura de 8 pisos.

Tabela 7.5 inclui os pressupostos para as cargas sísmicas e gravíticas. Foram aplicadas cargas gravíticas como cargas de distribuição uniforme nas vigas secundárias, tendo sido reduzidas para cargas concentradas nas estruturas principais. A carga permanente considera a laje mista e as chapas perfiladas de aço, resultando em 2,75 kN/m². Foram consideradas restantes cargas permanentes de serviços, tetos e pavimentos elevados de 0,7 kN/m² em pisos intermédios e 1,0 kN/m2 no último piso. Para as paredes periféricas, foi considerada uma carga permanente de 4,0 kN/m2. A sobrecarga considera a finalidade dos edifícios (escritórios - classe B) e paredes divisórias amovíveis, resultando em 3,8 kN/m². Todas as cargas gravíticas atribuídas às estruturas analisadas correspondem a metade do vão (4m). Foram considerados dois casos de cálculo: casos de sismicidade moderada (considerando DCM) e elevada (considerando DCH). Para o cálculo, foi selecionado o espetro tipo 1-C considerando duas acelerações máximas à superfície do terreno: 0,3g para o caso de sismicidade elevada e 0,15g para o caso de sismicidade moderada (Fig. 7.14).





Fig. 7.14: Espetros de resposta para dois casos de sismicidade: a) elástico e b) cálculo.

Foi adotado um coeficiente de comportamento q=4 para DCH (ver Capítulo 7.4.1.5). No caso de DCM, foi considerado um coeficiente de comportamento de 2,5.

Tabela 7.5. Detaines de carregamento					
Cargas verticais					
Cargas permanentes (laje mista e chapas de perfilamento de aço)	2,75 kN/m ²				
Cargas sobrepostas (Serviços, teto, pavimento	0,7 kN/m ² - pisos intermédios				
elevado)	1,0 kN/m² - último piso				
Paredes periféricas	4,0 kN/m ²				
Sobrecargas – (escritório classe B + divisória amovível)	3,00+0,800=3,8 kN/m ²				
Cálculo DCH:					
Espetros de resposta elásticos	Tipo 1				
Aceleração máxima à superfície do terreno	a _{gR} =0,3g				
Classe de importância II	$\gamma_1 = 1,0$ (Edifícios comuns)				
Tipo de terreno	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$				
Coeficiente de comportamento proposto q (DCH)	4				
Coeficiente de amortecimento	5%				
Coeficiente de combinação sísmica para o valor quase permanente de ações variáveis	ψ2=0,30				
Cálculo DCM:					
Espetros de resposta elásticos	Tipo 1				
Aceleração máxima à superfície do terreno	a _{gR} =0,15g				
Classe de importância II	γ_1 = 1,0 (Edifícios comuns)				
Tipo de terreno	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$				
Coeficiente de comportamento proposto q (DCM)	2,5				
Coeficiente de amortecimento	5%				
Coeficiente de combinação sísmica para o valor quase permanente de ações variáveis	ψ2=0,30				

Tabela 7.5:	Detalhes de	carregamento
-------------	-------------	--------------

240 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

7.5.1.2 Modelos para análise elástica linear

Os modelos, a análise e o dimensionamento dos edifícios foram executados através do programa de elementos finitos SAP2000 [16]. O modelo estrutural foi um modelo elástico-linear 2D.

Foram atribuídos diafragmas rígidos em cada nível para levar em consideração o efeito das lajes de betão armado.

As massas estruturais (em toneladas) consideradas com base em metade do vão total da estrutura (12m) foram atribuídas nos nós estruturais dos pórticos, uma vez que apenas as estruturas marginais resistem às cargas laterais (Fig. 7.15).



Fig. 7.15: Massas estruturais: a) consideradas com base em metade da estrutura b) atribuídas nos nós estruturais do modelo 2D.

7.5.2 Situação de cálculo persistente

7.5.2.1 Estado limite último

Foram calculados MRFs a partir da combinação de ações fundamentais do Estado Limite Último (ULS) $1,35 \cdot G+1,5 \cdot Q$, em que *G* são cargas permanentes e *Q* são cargas variáveis (sobrecarga). Foram obtidas secções IPE330 para vigas, secções HE160B para pilares de edifícios de 4 pisos e secções HE200B para pilares de edifícios de 8 pisos.

7.5.2.2 Estado limite de utilização

Os deslocamentos das vigas foram verificadas a partir da combinação de ações fundamentais $1, 0 \cdot G + 1, 0 \cdot Q$. Tiveram de ser aumentadas para IPE360 de modo a obter deslocamentos inferiores a *L*/350 (22,86mm).

7.5.3 Análise do espetro de resposta

Foi realizada uma análise por espetro de resposta multimodal cujos resultados estão resumidos na Tabela 7.6. Os primeiros dois modos, para edifícios de 4 pisos e os primeiros três modos, para edifícios de 8 pisos, ativaram mais de 90% da massa.
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 241 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

A força de corte basal de cálculo das estruturas analisadas é apresentada na Tabela 7.6. Pode observar-se que a estrutura de 8 andares possui uma força corte basal de cálculo semelhante à estrutura de 4 andares. Apesar de a estrutura de 8 andares ter mais ou menos o dobro da massa da estrutura de 4 andares, um período fundamental de vibração superior do primeiro resulta numa aceleração espectral de cálculo mais pequena.

Estrutura	a _g	Força de corte basal de cálculo, V _b [kN]	Modo N.º	Período (s)	Participação de massa (%)	Total (%)	
	0 30a	2035 /5	1	0,517	78,89	95,09	
4	0,50g	y 2935,45	2	0,193	16,2		
andares 0,	0.150	5g 1754,12	1	0,576	79,32	94,89	
	0, 15g		2	0,213	15,57		
8 andares 0,1			1	1,126	71,58		
	0,30g	0,30g 3082,59	2	0,385	17,76	94,85	
			3	0,221	5,51		
			1	1,246	72,56		
	0,15g	2064,79	2	0,437	17,25	94,91	
			-	3	0,253	5,1	

Tabela 7.6: Resultados da análise por espetro de resposta

7.5.4 Imperfeições globais e efeitos de segunda ordem

Foram consideradas imperfeições globais na análise estrutural, de acordo com EN1993-1-1, através de foraças laterais equivalentes H_i , a partir da combinação de carga permanente de 1,35 + sobrecarga de 1,5. Estas forças foram calculadas com base em cargas gravíticas totais e imperfeição global inicial ϕ , nível após nível, e considerados em cada combinação de carga mais adiante. Foram obtidas forças laterais de 8,7 kN para níveis correntes e 8,9 kN para o nível da cobertura.

Os efeitos de segunda ordem não foram consideradas no dimensionamento porque o coeficiente de sensibilidade de deslocamento relativo entre pisos θ foi calculado de acordo com EN1998-1-1, tendo sido verificado que era inferior a 0,1.

7.5.5 Projeto sísmico

7.5.5.1 Estado Limite Último - Elementos dissipativos

Os ligadores de corte são elementos dissipativos do sistema. São dimensionados a partir de secções I de classe 1 soldadas (h x b x $t_f x t_w$).

Foram adotados membros dissipativos no sentido de obter a sobrerresistência de ligação (ver Capítulo 7.4.1.3). Deste modo, os ligadores possuem resistências de

242 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

0,5 m no caso dos edifícios de 4 andares e 0,9 m no caso dos edifícios de 8 andares.

Foram obtidas secções de ligadores a partir da seguinte combinação de ações sísmicas determinantes: $1, 0 \cdot G + 0, 3 \cdot Q + 1.0 \cdot A_{Ed}$ (em que A_{Ed} é a ação sísmica) e são apresentadas nos seguintes quadros:

Estrutura	a _g	Piso	Piso Secção de ligadores		Min Ω_i	Ω	
		1	350x190x18x9	2,28			
	0,3g	2	350x190x18x9	2,42	2,13	2,67	
4 pisos		3	290x190x16x8	2,23			
		4	230x140x16x6	2,16			
	0,15g	1	350x130x18x6	1,59			
		2	350x130x18x6	1,70	1 50	2 00	
		3	290x140x16x6	1,77	7 1,59	2,00	
		4	230x120x16x5	1,92			

Tabela 7.7: Elementos dissipativos da estrutura de 4 andares

Tabela 7.8: Elementos dissipativos da estrutura de 8 andares

Estrutura	a _g	Piso	Secção de ligadores	Ω	Min Ω_i	Ω
		1	490x260x20x8	2,44		2,45
		2	490x260x20x8	2,41	1,96	
		3	440x230x20x7	2,09		
	0.3a	4	440x230x20x7	2,31		
	0,39	5	390x200x20x6	1,96		
		6	390x200x20x6	2,29		
		7	330x210x16x5	2,25		
8 nicoc		8	250x190x14x4	1,97		
0 pisos	0,15g	1	440x230x20x7	2,34		
		2	440x230x20x7	2,27		0.44
		3	390x220x18x6	1,93		
		4	390x220x18x6	2,19	1 02	
		5	350x220x18x6	2,24	1,93	۷,4۱
		6	330x210x16x5	2,08		
		7	290x210x16x5	2,23		
		8	210x190x14x4	2,15		

Para cada edifício, foi assegurado um comportamento dissipativo homogéneo entre os ligadores (25%). A sobrerresistência estrutural foi calculada como [5]:

$$\Omega_{i} = \gamma_{sh} \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}}$$
 Eq. (7.12)

em que: γ_{ov} é 1,25 e γ_{sh} foi adotado como 1,8 para DCH (de acordo com os resultados do projeto DUAREM [1]) e 1,5 para DCM.

7.5.5.2 Estado Limite Último - Elementos não dissipativos

As vigas, contraventamentos e pilares dos EBF constituem os elementos não dissipativos do sistema e foram dimensionados a partir da combinação de ações sísmicas que proporciona uma sobrerresistência (Ω) a estes elementos relativamente aos dissipativos: $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + \Omega \cdot A_{Ed}$. As secções são apresentadas a seguir:

Estrutura	a_{g}	Piso	Contraventamentos	Vigas	Pilares
	0,3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
4 pisos		3	HE240B	HE300A	HE300B
		4	HE200B	HE240A	HE300B
	0,15g	1	HE240B	HE360A	HE260B
		2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B
		4	HE180B	HE240A	HE240B

Tabela 7.9: Elementos não dissipativos de estrutura de 4 andares

Tabela 7 10 [.] Elementos r	กลัก	dissinativos	de	estrutura	de 8	andares
	iuu	uissipativos	чc	Conduca	uc 0	andaros

Estrutura	ag	Piso	Contraventamentos	Vigas	Pilares	
		1	HE320B	HE500A	HE340M	
		2	HE320B	HE500A	HE340M	
		3	HE300B	HE450A	HE300M	
	0.3 a	4	HE280B	HE450A	HE300M	
	0,3 <u>9</u>	5	HE280B	HE400A	HE300B	
		6	HE260B	HE400A	HE300B	
		7	HE240B	HE340A	HE280B	
8 nicos		8	HE200B	HE260A	HE280B	
0 01505		1	HE260B	HE450A	HE300M	
		2	HE260B	HE450A	HE300M	
		3	HE260B	HE400A	HE280M	
	0 15a	4	HE240B	HE400A	HE280M	
	0,159	5	HE220B	HE360A	HE280B	
		6	HE220B	HE340A	HE280B	
		7	HE200B	HE300A	HE260B	
				8	HE180B	HE220A

244 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

7.5.5.3 Estado Limite de Utilização (Limitação de deslocamento entre pisos)

Considerando que os edifícios possuem elementos dúcteis não estruturais, fazemse as seguintes verificações Eq. (7.13).

$$d_r$$
, $v \le 0.0075$, $h = 0.0075$, $4000 = 30mm$ Eq. (7.13)

Em que d_r é o deslocamento de cálculo entre pisos, v=0,5 é o fator de redução nos deslocamentos de cálculo devido à classe do edifício (edifícios comuns) e *h* é o pé direito do piso. A Tabela 7.11 inclui os resultados da análise; a verificação incide sobre todos os pisos cujos valores são muito inferiores ao valor limite de 30mm.

		· ·			
Estrutura	ag	Deslocamento relativo entre pisos [mm]			
4 and area 0,3g		11,26			
4 anuares	0,15g	14,62			
9 and area	0,3g	15,3			
oanuares	0,15g	7,83			

Tabela 7.11: Limitação do deslocamento entre pisos

7.5.5.4 Configurações duais

A dualidade das estruturas foi verificada comprovando que os MRF conseguem resistir a pelo menos 25% da ação sísmica total (ver Capítulo 7.4.1.2):

De modo a possuírem estruturas duais, as vigas dos MRF sofreram os seguintes aumentos:

Estrutura	Piso	Secções
	1	IPE400
1 nisos	2	IPE400
4 01303	3	IPE360
	4	IPE360

Tabela 7.12: Vigas dos MRF das estruturas de 4 andares

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 245 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

Estrutura	a _g	Piso	Secções
		1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
	0.3a	4	IPE400
	0,59	5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
8 nisos		8	IPE360
0 01505	0.150	1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
		4	IPE360
	0,109	5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

Tabela 7.13: Vigas dos MRF das estruturas de 8 andares

7.5.5.5 Viga fraca-Pilar resistente

Os pilares de todos os edifícios foram aumentados de modo a satisfazer a condição de "viga fraca-pilar resistente":

em que: $\sum M_{Rc}$ é a soma da resistência do momento fletor dos pilares superiores e inferiores e $\sum M_{Rb}$ é a resistência do momento fletor da viga do MRF.

As secções finais do pilar dos MRF a partir do dimensionamento elástico são as seguintes:

Estrutura	Piso	Secções
4 pisos	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

Tabela 7.14: Pilares dos MRF das estruturas de 4 andares

246 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS

Estrutura	ag	Piso	Secções
		1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
	0.3a	4	HE240B
	0,3g	5	HE220B
		6	HE220B
8 pisos		7	HE220B
		8	HE220B
	0.15a	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B
	0,139	5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

Tabela 7.15: Pilares dos MRF das estruturas de 8 andares

As secções dos pórticos após o dimensionamento elástico são as seguintes:

	Diag	Ligadores	Controventementee	Vigoo	Pilares	Vigas dos	Pilares dos
ag	PISO		Contraventamentos	ContraventamentosVigasPilaHE280BHE360AHE3HE280BHE360AHE3HE240BHE300AHE3HE200BHE240AHE3HE240BHE360AHE3HE220BHE360AHE3HE220BHE300AHE3HE180BHE240AHE3		MRF	MRF
	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
0.30	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
0,39	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
0.15a	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
0,15g	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Tabela 7.16: Secções das estruturas de 4 andares

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 247 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

a _g	Piso	Ligadores	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Vigas dos MRF	Pilares dos MRF
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0.3a	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0,39	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0.15a	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0,159	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

Tabela 7.17: Secções das estruturas de 8 andares

7.5.6 Análise estática não linear (Pushover)

Uma vez que a altura dos pórticos em estudo é relativamente baixa, os edifícios são regulares em planta e altura e os modos de vibração superiores não afetam a resposta estrutural, foi adotada uma avaliação do desempenho sísmico utilizando a análise estática não linear (*pushover*).

7.5.6.1 Modelos de estruturas para análise estática não linear

Foram realizadas análises estáticas não lineares para verificar a capacidade de recentragem, utilizando o SAP2000.

Foram realizadas análises *pushover* (PO) nas estruturas tanto de 4 andares como de 8, considerando distribuições dos esforços laterais modais. Os efeitos P–Delta também foram incluídos nas análises PO.

Foi elaborado um modelo de um pilar inclinado de modo a considerar as cargas gravíticas aplicadas sobre os pórticos internos gravíticos (Fig. 7.16).



Fig. 7.16: Abordagem de pilar inclinado: a) cargas gravíticas aplicadas sobre o pórtico interno gravítico e b) modelo de pilar inclinado.

Foram utilizadas propriedades esperadas dos materiais para os elementos dissipativos, com base em γ_{ov} =1,25 e propriedades nominais dos materiais para os elementos não dissipativos.

Foram atribuídas rótulas plásticas não lineares do tipo M3 nas extremidades das vigas dos MRF e de flexão com interação do esforço axial do tipo P-M3 nas extremidades dos pilares e nas vigas dos EBF. No que se refere aos contraventamentos, foram utilizadas rótulas plásticas não lineares do tipo axial P, atribuídas no meio das barras. Estas propriedades foram calculadas de acordo com ASCE41-13 [13].

No sentido de tomar em linha de consideração o comportamento não linear dos ligadores curtos em corte (V2), foram definidos elementos de ligadores plásticos multilineares, com comportamento não linear na direção 2, conforme se apresenta a seguir:

Estrutura	a _g	Piso	<i>K</i> ₁ [kN/m]	V_{y} [kN]
	0,3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449
1 nicos		4	174867	263
4 pisos	0,15g	1	289798	408
		2	289798	408
		3	232550	337
		4	146315	219

Tabela 7.18: Propriedades não lineares dos ligadores para estrutura de 4 andares

Estrutura	a _g	Piso	<i>K</i> ₁ [kN/m]	<i>V_y</i> [kN]
		1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
	0.3a	4	191066	603
	0,3 <u>9</u>	5	151086	455
		6	151086	455
8 pisos		7	115904	322
		8	65865	193
	0,15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

Tabela 7.19: Propriedades não lineares dos ligadores para estrutura de 8 andares

Foram utilizados elementos de ligador com as propriedades acima referidas nas extremidades de cada ligador e, em paralelo, foram realizados modelos de barras dos ligadores curtos para levar em consideração apenas a rigidez axial (articuladas nas extremidades).

7.5.6.2 Resultados da análise pushover

Após a realização das análises PO nos pórticos dimensionados por análise elástica, no caso de edifícios de 4 andares e de 8 andares, no DCH, foi observada cedência nos MRF antes de atingir a capacidade de deformação última nos EBF com ligadores substituíveis. Deste modo, algumas secções foram redimensionadas da seguinte maneira: no caso do pórtico de 4 andares, sofreram um aumento os pilares EBF e no de 8 andares, os MRF foram fabricados com aço S690.

As novas estruturas obtidas foram novamente verificadas no que se refere a todas as condições a partir do dimensionamento elástico (combinações fundamentais, combinações sísmicas, dualidade, viga fraca-pilar resistente) e as secções finais para os pórticos de 4 e de 8 andares no DCH são as seguintes:

						Vigas	Pilares
Estrutura	Piso	Ligadores	Contraventamentos	Vigas	Pilares	dos	dos
						MRF	MRF
	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
1 nicoc	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
4 pisos	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
8 nicoc	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
o pisos	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

Tabela 7.20: Secções da estrutura final no DCH

Observou-se, ainda, que não aparece cedência antes de atingir 0,15 rad em ligadores no DCH e 0,1 rad no DCM (Fig. 7.17).



a) 0,15 rad – ligador do 3º andar





b) 0,1 rad - ligador do 2º andar



c) 0,15 rad – ligador do 5º andar

d) 0,1 rad - ligador do 3º andar

Fig. 7.17: Pórticos deformados em análise PO com distribuição modal: a) 4 andares sob DCH, b) 4 andares sob DCM, c) 8 andares sob DCH e d) 8 andares sob DCM.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 251
LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

Observou-se que não aparece cedência em qualquer um dos elementos estruturais antes de atingir 0,15 rad em ligadores no DCH e 0,1 rad no DCM. No que se refere aos pórticos DCH, quando a rotação máxima do ligador atinge 0,15 rad, o mecanismo plástico total atinge-se com rotações plásticas noutros ligadores variando entre 0,102 rad e 0,128 rad para o pórtico de 4 andares e entre 0,066 rad e 0,149 rad para o pórtico de 8 andares. No que se refere às estruturas DCM, quando a rotação máxima do ligador atinge 0,1 rad, outros ligadores apresentam deformações variando entre 0,061 rad e 0,094 rad para o pórtico de 4 andares e entre 0,024 rad e 0,095 rad para o pórtico de 8 andares.

As curvas *pushover* para todos os pórticos são apresentados em Fig. 7.18.



Fig. 7.18: Curvas pushover.

Os pórticos dimensionados assumindo DCH possuem uma maior capacidade e ductilidade do que os dimensionado assumindo DCM. Os pórticos de 8 andares são mais dúcteis do que os de 4 e foram dimensionados no sentido de resistirem a ações sísmicas semelhantes (dentro da mesma classe de ductilidade) (ver Capítulo 7.5.3).

As curvas são representadas até à capacidade máxima (quando os ligadores atingem a respetiva deformação máxima de corte), porque a convergência não foi atingida em deslocamentos superiores.

O objetivo de os MRF não apresentarem cedência antes de atingir a deformação SD nos ligadores substituíveis (0,14 rad) dos EBF é satisfeito, representando o requisito básico de dimensionamento para estruturas duais com membros dissipativos substituíveis. Os MRF proporcionam a recentragem da amostra até à deformação última dos ligadores (0,15 rad).

252 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

7.5.6.3 Avaliação do desempenho sísmico

O desempenho sísmico das estruturas estudadas foi avaliado utilizando método N2 [17], com a idealização bilinear do sistema equivalente de um só grau de liberdade de acordo com a rigidez inicial do sistema (abordagem P100 [10]).

O desempenho estrutural foi avaliado no que se refere aos estados limite apresentado na Tabela 7.2 (DL, SD e NC) e ilustrado em Fig. 7.19. Foram calculados os deslocamentos-alvo (D_t) para cada estado limite, apresentando-se de s^~uida as correspondentes rotações dos ligadores.



Fig. 7.19: Avaliação do desempenho sísmico.

Classe de ductilidade	Estado limite	Dt [mm]	Rotação de ligador em Dt [rad]	Rotação aceite [rad]	Deslocamento superior correspondente [mm]
	DL	36,8	0,016	0,005	23,5
DCH	SD	69,7	0,053	0,14	151,5
	NC	127,4	0,115	0,16	-
	DL	26,5	0,009	0,003	19,5
DCM	SD	46,3	0,037	0,09	99,5
	NC	81,3	0,074	0,11	-

Tabela 7.21: Avaliação do desempenho do pórtico de 4 andares.

Tabela 7.22: Avaliação do desempenho do pórtico de 8 andares.

Classe de ductilidade	Estado limite	Dt [mm]	Rotação de ligador em Dt [rad]	Rotação aceite [rad]	Deslocamento superior correspondente [mm]
	DL	107,3	0,031	0,005	59,9
DCH	SD	182,2	0,062	0,14	404,9
	NC	313,3	0,109	0,16	-
	DL	41,9	0,003	0,003	44,9
DCM	SD	71,2	0,009	0,09	259,9
	NC	122,4	0,036	0,11	-

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 253
LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

Os objetivos de desempenho são cumpridos para os estados limite SD e NC. Embora os objetivos de desempenho não tenham sido satisfeitos para DL utilizando a abordagem N2, o objetivo de não apresentarem cedência nos MRF antes de se atingir a deformação SD nos ligadores substituíveis (0,14 rad) dos EBF foi cumprido, representando o requisito básico de dimensionamento para estruturas duais com membros dissipativos substituíveis. Os MRF proporcionam a recentragem da amostra até à deformação última dos ligadores (0,15 rad).

7.5.6.4 Remoção dos ligadores e recentragem das estruturas

No que diz respeito à remoção dos ligadores e à recentragem das estruturas, foi utilizada a análise de construção faseada estática não linear do SAP2000 na estrutura de 4 andares, no DCH. Seguem-se as primeiras etapas da análise: em primeiro lugar a estrutura é carregada com forças gravíticas e, posteriormente, com forças laterais (até atingir a deformação última nos ligadores), depois é descarregada, em segundo lugar, os ligadores são removidos piso a piso, começando pelo primeiro nível e prosseguindo até ao topo [18]. Depois da eliminação do último ligador, a estrutura volta à sua posição inicial (ver Fig. 7.20).



Fig. 7.20: Recentragem do pórtico após remoção dos ligadores: a) deslocamento no topo em função do tempo e b) força de corte basal vs. deslocamento no topo.

A forma tecnicamente mais fácil de libertação de forças nos ligadores é através de oxicorte da alma e dos banzos do ligador [19] no caso de ocorrerem grandes deslocamentos permanentes ou, caso contrário, através de desaparafusamento, piso por piso [20], como comprova o procedimento adotado na estrutura de ensaio do projeto DUAREM.

O procedimento é semelhante para os outros 3 pórticos de estudo.

254 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CONCLUSÕES	

7.6 CONCLUSÕES

A recentragem das estruturas duais de contraventamento excêntrico com ligadores substituíveis representa uma solução eficiente para a redução dos custos de reparação de danos estruturais causados por sismos de grande intensidade. É proposto um procedimento de dimensionamento que utiliza algumas verificações adicionais além das convencionais.

A estrutura dual de contraventamento excêntrico demonstrou um desempenho excelente nos estados limites SLS e ULS sísmicos no âmbito do programa experimental. Foram registadas pequenas deformações permanentes para as duas intensidades sísmicas, que se encontram dentro dos limites de tolerância de construção definidos em EN 1090. Este comportamento ocorre principalmente devido à elevada rigidez pós-elástica do sistema, proporcionada pelos MRF. A existência de pequenas deformações permanentes significa efetivamente que, em certa medida, a estrutura possui uma natureza recentrante.

É apresentado um procedimento de dimensionamento e são fornecidas recomendações para recentragem de EBF duplos com ligadores substituíveis. Além das especificações existentes dos códigos atuais para o dimensionamento deste sistema, são recomendadas disposições específicas de dimensionamento para assegurar a capacidade de recentragem e dualidade das estruturas em estudo.

É necessária a validação dos ligadores substituíveis curtos. Uma vez que apenas existe um número limitado de ensaios experimentais em ligadores aparafusados curtos envolvendo este tipo de ligação (chapa de topo) e secção de ligadores (secção I com 240 mm de altura), quando se utilizam outros tipos de secções e de ligações recomenda-se confirmar o desempenho dos ligadores através da validação experimental e/ou de ensaios numéricos em estudos paramétricos.

É recomendada a realização de análises dinâmicas e/ou estáticas não lineares no sentido de verificar a capacidade de recentragem do sistema. O desempenho sísmico das estruturas estudadas foi avaliado utilizando o método N2. Os objetivos de desempenho são cumpridos para os estados limite SD e NC. Embora os objetivos de desempenho não sejam satisfeitos para DL utilizando a abordagem N2, é cumprido o objetivo de não apresentar cedência nos MRF antes de se atingir a deformação SD nos ligadores substituíveis (0,14 rad) dos EBF, representando o requisito básico de dimensionamento para estruturas duais com membros dissipativos substituíveis.

7.7 ÂMBITO

Estruturas duais recentrantes EBF com ligadores aparafusados substituíveis podem ser aplicados em edifícios de aço de vários andares com o objetivo de reduzir os custos de reparação e o tempo de inutilização de uma estrutura na sequência de um sismo de elevada intensidade, uma vez que a resposta elástica do subsistema

flexível (MRF) proporciona as forças de restauração, quando os ligadores danificados durante o sismo são removidos.

7.8 PUBLICAÇÕES

- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, "Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links", Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
- 2. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, "Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links"
 Proceedings of the Romanian Academy series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
- Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report FP7 SERIES DUAREM Project – "Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links" (2014)

(http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136).

 Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

7.9 BIBLIOGRAFIA

- Stratan A, Dubina D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop "connections in steel structures V. behavior, strength & design", June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
- Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
- Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
- 4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
- 5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1, Gen-eral rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Stand-ardization, 2004;
- ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Struc-tural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
- 7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Wash-ington DC, USA, 2000;
- 8. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003;
- NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other struc-tures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
- 10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code Part 1: Rules for buildings;
- Stratan A., Dinu F., Dubina D., "Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;

256 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
BIBLIOGRAFIA

- 12. Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
- 13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13, 2013;
- 14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
- 15. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
- 16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com;</u>
- 17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;
- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D'Aniello and R. Landolfo, "Seismic performance and recentring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
- Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
- Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October, 2012, Pecs, Hungary.

8 PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

8.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Programa Europeu de Investigaçãon RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" foram apresentados sistemas dissipativos inovadores, denominados painéis de corte substituíveis, e produziram-se os guias de projeto pertinentes. O presente relatório apresenta os resultados das investigações relativas ao desempenho sísmico do sistema, faz uma introdução aos procedimentos de dimensionamento para estruturas em aço, nas quais o sistema é utilizado como elemento de resistência sísmica substituível, e avança para o projeto de vários casos de estudo.

8.2 DESCRIÇÃO DOS PAINÉIS DE CORTE SUBSTITUÍVEIS

8.2.1 Princípios dos sistemas de pórtico dual recentrante

Após um sismo, a maioria das estruturas concebidas em conformidade com os códigos modernos sofreria deformações não lineares mesmo em condições de ação sísmica moderada, com deslocamentos (residuais) permanentes. Nestes casos, a reparação é difícil. Existem soluções que permitem a autocentragem da estrutura, mas estas são tecnicamente exigentes (cordões pós-tensionados, dispositivos de liga com memória de formato, etc.). Uma solução alternativa é aquela que proporciona a capacidade de recentragem (ao contrário da autocentragem), através de elementos dissipativos substituíveis e uma configuração estrutural dual (rígida-flexível).

Mereceram maior atenção os sistemas estruturais cujo objetivo consiste em reduzir os danos estruturais através da concentração de deformações plásticas em fusíveis substituíveis ou "reparáveis" e que têm a capacidade de voltar ao formato inicial não deformado após um sismo.

Tal como propõem Stratan e Dubina [1], no sentido de proporcionar a capacidade de recentragem de uma estrutura dotada de elementos dissipativos substituíveis, foi sugerido que se utilizassem configurações estruturais duais, obtidas através da combinação de pórticos simples (MRFs) com painéis de corte substituíveis. Se as MRF mais flexíveis se mantiverem elásticas, estas proporcionariam a força restauradora necessária para recentrar a estrutura após remoção dos painéis substituíveis danificados. Uma forma possível de fazer com que isto aconteça é executando os painéis de corte em aço de baixa resistência à cedência.

Na Fig. 8.1a. apresenta-se um sistema dual idealizado composto por duas molas não lineares ligadas em paralelo. No sentido de proporcionar a capacidade de recentragem, o subsistema flexível deve manter-se no intervalo elástico até aos

258 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
DESCRIÇÃO DOS PAINÉIS DE CORTE SUBSTITUÍVEIS

deslocamentos em que o subsistema rígido atinge a sua capacidade última de deformação plástica. No entanto, um sistema dual convencional que satisfaça esta condição não voltará à posição inicial após ter sofrido deformações no intervalo não linear, mesmo que os deslocamentos permanentes δ_{pD} no sistema dual sejam mais pequenos do que aqueles que seriam obtidos num sistema rígido δ_{pr} isolado (Fig. 8.1b). As deformações permanentes podem ser eliminadas se o subsistema rígido (dissipativo) for executado de modo a ser substituível. Na sequência do descarregamento do sistema dual, verifica-se um deslocamento permanente δ_{pD} bem como esforços residuais correspondentes nos subsistemas flexíveis (F_{pf}) e rígidos (F_{pr}). Quando os membros dissipativos substituíveis são desmantelados, a rigidez e a resistência do sistema são proporcionadas pelo subsistema flexível isolado (F_{pr} =0). Se o subsistema flexível se encontrar ainda no intervalo elástico, este conduzirá o sistema à sua posição inicial, implicando uma ausência total de deformações permanentes (Fig. 8.1c).



 a) Modelo simplificado de b) Sistema dual convencional um sistema dual generalizado
 Fig. 8.1: Deformações permanentes

c) Sistema dual com elementos dissipativos substituíveis

8.2.2 Descrição do sistema

As estruturas com painéis de corte substituíveis são sistemas eficientes de resistência a cargas laterais e podem funcionar como sistemas alternativos aos tradicionalmente utilizados. Dependendo da respetiva esbelteza, os painéis de corte podem ceder à força de corte aplicada antes daqueles encurvarem ou começarem a encurvar quando estiverem praticamente elásticos.

As principais vantagens dos painéis de corte mais esbeltos consistem na poupança de peso em aço devido às paredes mais finas, maior rapidez de construção e facilidade de ser utilizado em reforço sísmicos [2]. Além disso, com o projeto e pormenorização adequados, os sistemas poderão ser classificados como sistemas dúcteis. As estruturas com painéis de corte substituíveis dimensionadas com base nos códigos são igualmente capazes de satisfazer limitações de deslocamentos

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 259
PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

entre pisos quando sujeitas a movimentos do solo que se aproximem da trepidação de cálculo [3]. Porém, existem dúvidas quanto à resposta sísmica dos sistemas porque estes encurvam em fases precoces da aplicação das cargas laterais e, por conseguinte, a resposta do sistema caracteriza-se por um comportamento cíclico com um efeito de aperto marcante ("pinching"). O efeito de aperto diminui a área dos ciclos de histerese e, com isso, reduz a absorção de energia. No sentido de reduzir o efeito de aperto e aumentar a absorção de energia, os painéis poderão ser combinados com pórticos que tenham ligações de momento rígido entre elementos de fronteira. A atuação do pórtico daí resultante proporciona alguma rigidez para deslocamento entre pisos próximos de zero [4].

Um sistema dual inclui um único pórtico isolado com painéis de corte (Fig. 8.2a) ou sistemas acoplados com pórticos simples (Fig. 8.2b). Para vão grandes, um painel de corte isolado instalado no pórtico simples resulta numa relação comprimentoaltura muito grande (L/h) que pode tornar o painel de corte demasiado flexível. Um sistema acoplado é um sistema dual específico, em que a viga acopulada liga os dois vãos pertencentes aos painéis de corte.





a) Sistema isolado b) Sistema acoplado Fig. 8.2: Sistemas duplos com painéis de corte

O sistema inovador é bastante singular, pois consiste em inserir 2 painéis de corte dentro dos pórticos simples, com o intuito de as prover de rigidez lateral suplementar (Fig. 8.3). Os painéis de corte são delimitados por elementos verticais adicionais (colunas de suporte) com ligações articuladas nas respetivas extremidades às vigas. A viga fora dos painéis atuam como ligador curto, intermédio ou longo, dependendo da largura do painel e do vão.



Fig. 8.3: Armações duplas com painéis de corte substituíveis

Durante os sismos de grande intensidade, os painéis encurvam por corte e cedem ao criar um campo de tracção diagonal, juntamente com deformações plásticas nas extremidades da viga.

Tais sistemas podem ser aplicados em novas construções e também na requalificação da resistência lateral de construções existentes. Estes sistemas têm uma boa resposta sísmica, elevada capacidade de dissipação e pequenos deslocamentos entre pisos residuais. A sua utilização pode ainda melhorar a rigidez de derrubamento e reduzir a exigência de esforço axial nos elementos de fronteira verticais (VBE - Vertical Boundary Elements) dos painéis.

Um aspeto importante deste sistema prende-se com a redução de deslocamentos residuais após um sismo a fim de reduzir os custos de intervenção. Os deslocamentos residuais ou permanentes são considerados lesivos porque sugerem danos estruturais. A reparação de elementos estruturais danificados pode ser de difícil execução técnica, se não mesmo impossível, sendo o processo, contudo, dispendioso. Se os danos estiveram localizados em elementos facilmente substituíveis, a reparação é mais fácil e os custos menores. Para além disso, a recentragem da estrutura permite a fácil substituição de elementos danificados ou "sacrificiais". O peculiar comportamento do sistema torna-os apropriados para tais aplicações [5], [6].

Esta solução foi parcialmente validada pelos ensaios experimentais. Foi desenvolvido um programa no Laboratório de Estruturas Metálicas na Universidade Politécnica de Timisoara ([7], [8]) com o intuito de validar a solução técnica e obter parâmetros de referência para a calibragem de modelos numéricos para estruuturas metálicas com painéis de corte.

8.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM PAINÉIS DE CORTE

8.3.1 Modelos experimentais e configuração de ensaios

Foram concebidas e construídas quatro amostras de teste. As amostras testadas foram isoladas do segundo e terceiro piso de uma estrutura de referência com seis

andares (Fig. 8.4a).



a) Estrutura de referência de seis andaresb) Amostra testada a metade da escalaFig. 8.4: Construção da amostra testada a metade da escala

Devido às limitações do laboratório, as amostras testadas tiveram de ser reduzidas a metade da escala. Este dimensionamento deu origem a amostras testadas que tinham 3500mm de altura e 4200mm de largura entre os eixos centrais dos elementos (Fig. 8.4b). 2 mm foi a espessura considerada para os painéis de corte. A razão altura/largura, L/h, foi de 0,8, em que a razão de esbelteza L/tw foi de 595. Pode-se observar que o sistema é composto por um pórtico simples, dois painéis de corte fixados às vigas e duas colunas de suporte colocadas como elementos de fronteira verticais. Cada uma das amostras testadas foi instalada na estrutura de reação conforme ilustrado na Fig. 8.5.



Fig. 8.5: Dispositivo de ensaio

A estrutura de reação foi contraventada para reduzir as deformações no plano. Foram instaladas vigas de apoio ao nível do primeiro e segundo piso para permitir o deslocamento no plano das amostras testadas. Foi usado um sistema de contraventamento para impedir deformações fora do plano das vigas de apoio. Foram empregues dois tipos de ligações por chapa de topo HBE-VBE aparafusadas para estudar a influência do tipo de ligação no comportamento geral do pórtico. O

primeiro tipo é uma ligação em chapa de topo não saliente aparafusada (Fig. 8.6a) e o segundo é uma chapa de topo saliente aparafusada (Fig. 8.6b). A Fig. 8.6c mostra

a ligação entre as colunas de suporte e a viga.







a) Semi-rígida viga ao pilar (SR)
 b) Rígida viga ao pilar (R)
 Fig. 8.6: Tipo de ligações utilizadas nos pórticos experimentais

c) Coluna de suporte à viga

De acordo com a classificação da norma EN1993-1-8 [9], esta ligação pode ser classificada como ligação nominalmente articulada. A ligação viga-pilar por chapa de topo não saliente é semi-rígida e de resistência parcial ($M_{j,Rd} = 0,53M_{b,Rd}$) (adiante identificada como semi-rígida SR) e a ligação por chapa de topo saliente é rígida e de resistência parcial, mas com capacidade quase igual à da viga ligada ($M_{j,Rd} = 0,96M_{b,Rd}$) (adiante identificada como rígida R) (Fig. 8.7).



Fig. 8.7: Classificação das ligações para amostras de pórticos testados [9]

Os painéis foram aparafusados aos elementos de fronteira em todas as extremidades utilizando chapas com 6mm de espessura e 120mm de largura e parafusos M20 de grau 8.8 do tipo "slip-critical" (Fig. 8.8). As ligações aparafusadas foram consideradas mais adequadas do que as soldadas devido às dificuldades na execução e no controlo de qualidade da soldadura no local. Aliás, com as ligações aparafusadas, é mais fácil retirar os painéis danificados. Soldar os painéis em conjunto pode ser uma solução, mas os autores não entenderam que isso fosse tão prático como as ligações aparafusadas devido às condições mencionadas. Para aumentar a capacidade de carga dos painéis e, consequentemente, reduzir a quantidade de parafusos, foram soldadas chapas suplementares na lateral dos painéis para evitar a rotura por esmagamento. Assim, aos painéis de 2 mm soldou-

se chapas adicionais de 4 mm por soldadura *metal active gas* (MAG). A intensidade da corrente de soldadura foi adaptada para não incandescer o material fino dos painéis.





a) Secção transversal
 b) Vista frontal
 Fig. 8.8: Ligação entre os painéis de corte e os elementos de fronteira

8.3.2 Protocolo de cargas

Fig. 8.9: Protocolo de cargas

Foram realizados ensaios cíclicos quase estáticos em conformidade com as Recomendações da ECCS [10]. Foi feito primeiro um ensaio monotónico para obter a curva de força-deslocamento (Fig. 8.9a). Fazendo uso desta curva, obteu-se o deslocamento de cedência D_y intersetando uma tangente com 20% do declive da rigidez inicial passando pelo ponto de força máxima com a linha de rigidez inicial, consulte [8]. O deslocamento de cedência é então utilizado para estabelecer as cargas cíclicas, que envolvem a geração de quatro ciclos bem-sucedidos para as gamas de amplitude ±0,25D_y, ±0,5D_y, ±0,75D_y e ±1,0D_y, seguidas depois de rotura por uma série de três ciclos, cada um com uma amplitude ± 2n × D_y, em que n = 1,2,3... (Fig. 8.9.b).



A carga lateral foi aplicada sob controlo do deslocamento, com uma distribuição inicial triangular. É importante reter que não existe uma definição normalizada ou

264 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM PAINÉIS DE CORTE	

harmonizada de D_y para estes sistemas. O procedimento da ECCS [10] para estimar D_y foi inicialmente desenvolvido para testar juntas viga-pilar e, por essa razão, dado o diferente comportamento dos painéis de corte, D_y poderá ser quantificado utilizando outros métodos. De facto, como tanto a encurvadura por corte e o funcionamento da capacidade de carga das ligações aparafusadas estão incluídos na resposta do pórtico, pode-se referi-lo como "deslocamento de pseudo-cedência".

8.3.3 Resultados dos ensaios monotónicos

Na primeira amostra testada (R-M-T2) foram usadas ligações R viga-pilar e painéis de corte com 2mm. A Fig. 8.10 mostra um gráfico do esforço corte na base em função do deslocamento no topo. As deformações fora do plano foram registadas no painel esquerdo do 1º piso através de um sistema ótico de medição. A Fig. 8.11 apresenta as condições iniciais do ensaio experimental. Foram registadas deformações iniciais fora do plano de 8,1 mm. Estas deformações iniciais ocorreram durante a fabricação e depois da instalação do dispositivo de ensaio.



Fig. 8.10: Curva de capacidade da armação experimental com ligação R



Fig. 8.11: Fase inicial

A amostra evidenciou um comportamento elástico até 0,6% do deslocamento entre pisos. O painéis cederam primeiro e isto foi indicado por uma alteração na rigidez (Fig. 8.10 ponta a). Neste ponto, o esforço de corte na base atingiu os 482 kN e o deslocamento no topo correspondente foi de 20,7 mm. A deformação fora do plano foi de 23,6 mm (Fig. 8.12).



Fig. 8.12: Fase de cedência

Até aos 2% de deslocamento entre pisos, não houve deformações plásticas nos elementos de fronteira nem nas ligações viga-pilar. Para deslocamentos entre pisos superiores a 2%, surgiram deformações plásticas no banzo sob compressão e na extremidade da viga. O surgimento de deformações plásticas na extremidade da viga para 2% de deslocamentos entre pisos está de acordo com a mudança no declive da curva força-deslocamento exibida pelo ponto b na Fig. 8.10. Aos 2% de deslocamentos entre pisos, estas fissuras propagaram-se ao longo das soldaduras de ângulo que uniam os painéis às chapas adicionais (Fig. 8.13.b).



a) Danos na viga Fig. 8.13: 2% de deslocamento entre pisos



b) Fissuras no canto

Não há indicações de deterioração na capacidade de carga devido a estas roturas localizadas. Conclui-se que as fissuras se deviam, principalmente, à distância (folga) insuficiente entre as duas chapas adjacentes, que colidiram quando a viga rodou relativamente ao pilar. A capacidade máxima foi atingida aos 6% de deslocamento entre pisos (ou um maior deslocamento de 210 mm) no correspondente esforço de corte na base de 1094 kN (Fig. 8.10.a). No ponto máximo de capacidade, as deformações fora do plano eram de 36,1 mm e as fissuras no canto começaram a propagar-se para o meio do painel. O ensaio foi interrompido aos 240 mm, não

266 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM PAINÉIS DE CORTE	

porque a amostra tenha colapsado mas sim devido à limitação do curso do acionador.



Fig. 8.14: Fase do ponto máximo

8.3.4 Resultados dos ensaios cíclicos

Todas as amostras (R-C-T2 e SR-C-T2) evidenciaram um comportamento forçadeslocamento estável, com algum efeito de aperto dos ciclos de histerese, o que está em linha com as características habitualmente observadas nestes ensaios. Os traçados da carga lateral versus deslocamento no topo das amostras testadas sob cargas cíclicas encontram-se ilustrados na Fig. 8.15.



a) Amostra R da ligação da viga ao pilar a) Amostra SR da ligação da viga ao pilar Fig. 8.15: Comportamento histerético das armações experimentais

A Fig. 8.16 apresenta as deformações que foram registadas durante o ensaio cíclico. As deformações iniciais fora do plano afetaram a rigidez inicial e as resistências à cedência dos painéis, mas tiveram um efeito insignificante na respetiva capacidade última (de rotura). As amostras cederam aos 0,65% e 0,7% de deslocamento entre pisos, respetivamente. Isto indica que, até à cedência, a rigidez da junta viga-pilar tem pouco impacto no comportamento. Algumas fissuras localizadas começaram a surgir nos cantos dos painéis a cerca de 2% de deslocamentos entre pisos, que depois se propagaram ao longo da soldadura de ângulo dos painéis até à chapa adicional. Nesse mesmo nível de deslocamentos

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 267
PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

entre pisos, foram observadas deformações plásticas localizadas no banzo da viga sob compressão para as ligações rígidas. Quanto às amostras semi-rígidas, começaram a surgir deformações plásticas nas ligações devido à flexão da chapa de extremidade da viga a cerca de 2,5% de deslocamentos entre pisos. Todas as amostras testadas evidenciaram um comportamento estável até aos ciclos de 4% de deslocamento entre pisos. O deslocamento último das amostras testadas é de aproximadamente 4,5% do deslocamento entre pisos, não porque a amostra tenha colapsado mas sim devido à limitação do curso do acionador. A contribuição da pórtico para a resposta global aumenta com o deslocamento lateral.

Consequentemente, a diferença entre a SR-C-T2 e a R-C-T2 em termos de resistência de cedência e deslocamento de cedência era pequena, como já fora mencionado, mas a capacidade última diminuiu 20% quando se usaram as ligações de baixa rigidez. Quanto ao nível máximo de deslocamentos entre pisos, houve uma ligeira diferença entre as amostras rígidas e semi-rígidas testadas.



a) Painel de corte na base danificado



b) Pormenores do pórtico



c) Ligação colunas de suporte-viga principal Fig. 8.16: Ensaios experimentais

268 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

Um dos objetivos do programa experimental era a avaliação do coeficiente de comportamento q. Consulte [7] para obter mais pormenores. O coeficiente q médio obtido dos resultados experimentais foi de 6,2.

8.3.5 Observações finais

Foi examinado o comportamento dos pórticos com painéis de corte, vigas de acopulamento e diferentes rigidezes das ligações viga-pilar. Os resultados demonstraram que o sistema de painéis de corte é eficiente para resistir a cargas sísmicas em virtude do respetivo comportamento cíclico estável e boa ductilidade. As ligações semi-rígidas reduzem a capacidade última e a energia dissipada quando comparadas com as ligações rígidas, mas a sua pormenorização mais simplificada tornam-nas mais compatíveis com as particularidades dos cantos dos painéis. De salientar ainda que o pórtico dual construída com painéis de aço aparafusados e colunas de suporte limítrofes articuladas comprovaram ser um sistema resistente a cargas laterais eficaz.

8.4 REGRAS DE PROJETO

8.4.1 Método dimensionamento

O projeto estrutural de estruturas duais, obtido ao combinar pórticos simples com painéis de corte em aço substituíveis, pode ser executado utilizando uma abordagem geral baseada nos códigos, mas é necessário considerar outros critérios (0 a 8.4.1.7). A Fig. 8.18 apresenta um fluxograma que ilustra resumidamente o dimensionamento de um sistema de recentragem com painéis de corte.





Fig. 8.17: Fluxograma de dimensionamento para sistema de recentragem com painéis de corte

8.4.1.1 Regras gerais de projecto

Para a fase preliminar de projeto, existem diversas abordagens analíticas possíveis para obter o dimensionamento por capacidade resistente e determinar o tamanho dos elementos verticais e horizontais de fronteira (HBE e VBE) dos painéis, incluindo a espessura do painel de corte. Um desses métodos é a aproximação por uma treliça vertical com diagonais de tração apenas (adiante identificada como um pórtico contraventado equivalente) (Fig. 8.18), em linha com a AISC 2010 [13].



a) Pórtico do edifício com painéis de corte
 b) Pórtico contraventado equivalente
 Fig. 8.18: Aproximação dos painéis de corte do pórtico por uma treliça vertical

De acordo com o disposto na AISC 2010 [13] para dimensionar este sistema, a aplicabilidade está limitada a painéis com relações altura/largura de 0,8 < L/h < 2,5. Este limite fundamenta-se num estudo experimental realizado nos EUA até à edição das normas AISC [14] em 2005. Desde então, o dimensionamento satisfaz estas disposições e foram observadas relações altura/largura inferiores a terem um desempenho satisfatório. Por exemplo, amostras com uma relação L/h de 0,6 (Lee e Tsai, 2008 [15]) evidenciaram um comportamento histerético dúctil comparável ao das paredes com relações altura/largura superiores.

Não existe qualquer limite teórico superior em matéria de L/h, mas há medida que a relação altura/largura aumenta, exige-se HBEs progressivamente maiores ditado pelos princípios de dimensionamento por capacidade resistente consubstanciados nos requisitos de projeto. Isto cria um limite prático para além do qual o dimensionamento do painel de corte se tornará impraticável e dispendioso, e não é preciso especificar nenhum limite arbitrário (como 2,5) desde que o engenheiro assegure a cedência de todas as bandas à resposta do deslocamento entre pisos pretendido (Bruneau e Bhagwagar, 2002 [16]).

Dado que os painéis de corte não entram nas contas das cargas gravíticas, a capacidade dos elementos estruturais da MRF deve ser determinada utilizando a norma EN1993-1 [11] no Estado Limite Último e os deslocamentos verificadas no Estado Limite de Utilização, utilizando combinações de cargas de situações persistentes.

Pode realizar-se um dimensionamento por capacidade resistente, de acordo com a EN1998-1 [13], para dimensionar os pórticos simples (em que as vigas funcionam como elementos dissipativos, dissipando a energia através da flexão) e um pórtico de contraventamento equivalente (em que os contraventamentos funcionam como elementos dissipativos, dissipando a energia através da tração). Recomenda-se o conceito de comportamento dissipativo.

Deve-se procurar obter um comportamento dissipativo global da estrutura, comprovando que os valores individuais das relações Ω_i para cada ligador curto não excedem em mais de 25% o valor mínimo Ω [13].

As forças internas sob ação sísmica são determinadas utilizando a análise por espetro de resposta, em que o número de modos de vibração considerados em cada direção é tal que a soma da massa efetiva é, pelo menos, igual a 90% da massa total.

A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada no Estado Limite Último (ULS), devendo os deslocamentos entre pisos ser verificados no Estado Limite de Utilização (SLS) utilizando combinações de cargas de situações sísmicas.

As imperfeições globais e localizadas devem ser consideradas e a importância dos efeitos de segunda ordem deve ser verificada.

Com base na análise experimental e numérica realizada na PUT de Timisoara, Roménia [8], recomenda-se um valor máximo de 6,5 para o coeficiente de redução.

8.4.1.2 Elementos verticais e horizontais de fronteira do painel de corte (VBE e HBE)

De acordo com a AISC 2010 [13], os elementos horizontais e verticais de fronteira são dimensionados para resistir aos esforços máximos produzidos sob ação do campo de tração dos painéis totalmente plastificados. Os esforços axiais e de corte e os momentos de flexão aparecem nos elementos de fronteira devido à ação global do momente, de corte e do campo de tração nos painéis. As HBEs e VBEs deveriam permanecer essencialmente elásticas sob as forças geradas pelos painéis totalmente plastificados, mas são permitas rótulas de flexão nas extremidades das HBEs.

- HBE

De forma a considerar a carga desequilibrada determinada pelos painéis abaixo e acima da HBE, a HBE deverá ter momentos de inércia sobre um eixo perpendicular ao plano da alma, I_b, nunca inferior a:

$$I_{b} \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_{w} \cdot L^{4}}{L} h$$
 Eq. (8.1)

Em que L é a largura do painel, h é a altura do painel e Δt_w é a diferença entre dois painéis de pisos sucessivos;

Para vãos amplos, poderá ser difícil suportar as forças de corte por tração do painel de corte no topo e na base da HBE (em que apenas um painel está ligado, pelo que não existe carga de contrabalanceamento distribuída). As cargas na base da HBE são normalmente mais acentuadas, dado que a espessura do painel é muitas vezes menor nessa zona (em particular nos edifícios mais altos). Nos casos em que se possa usar estacas ou pilastras nas fundações, uma ou duas destas poderão ser colocadas entre os pilares para reduzir o esforço de flexão na base da HBE que se pretende.

272 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

- VBEs

Para se evitarem deformações excessivas que causem a encurvadura prematura quando os painéis são sujeitos a uma acção de puxe, deve-se verificar o momento mínimo de inércia das VBE, l_c, fazendo uso da equação que se segue. Se forem usadas secções diferentes nos elementos de fronteira (pilares e colunas de suporte articuladas), então poder-se-ão utilizar no cálculo os valores médios do momento de inércia.

$$I_c \ge \frac{0.00307t_w h^4}{L}$$
 Eq. (8.2)

8.4.1.3 Ligação da HBE à VBE

As análises nos pórticos edificados com o sistema mostraram que o uso de ligações articuladas entre as vigas e os pilares de fronteira reduz a força de recentragem. Assim, as ligações rígidas poderão ser mais benéficas. Quando se colocam painéis de corte dentro de um pórtico simples, os cantos dos painéis atuam como placas "gusset" por cima e por baixo da ligação rígida e impõem nas ligações uma exigência de rotação consideravelmente menor. Este comportamento específico sugere que se possa usar ligações com menor rigidez (ou seja, ligações semi-rígidas) em vez das rígidas. Além de que as ligações semi-rígidas diminuem os custos e melhoram a construtibilidade.

A resistência ao corte que se exige a uma ligação HBE a VBE deve-se basear nas combinações de cargas enunciadas na norma EN 1998 [13], que inclui a carga sísmica amplificada. Na determinação da carga sísmica amplificada, deve-se considerar o efeito das forças horizontais, incluindo a sobrerresistência, como o corte calculado de acordo com a norma EN1998 [13] juntamente com o corte resultante da resistência à cedência, em tração das almas que cedem num ângulo α (consultar secção 8.4.1.4).

Par as ligações de resistência parcial, aplicam-se os mesmos requisitos, mas tem-se em conta o momento máximo na extremidade que a ligação é capaz de resistir. Quando se utilizam ligações de resistência parcial, a capacidade da ligação deveria ser 50% maior do que a da viga ligada. É igualmente possível a utilização de ligações articuladas.

8.4.1.4 Painéis de corte

Depois de dimensionadas as vigas, os pilares e as colunas de suporte, os contraventamentos equivalentes são convertidos em painéis de corte com uma espessura, t_w, calculada com a Eq. 8.3, em conformidade com a norma AISC2010 [13]:

$$t_{w} = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega_{s} \cdot sin\theta}{L \cdot sin2\alpha}$$
Eq. (8.3)

Em que A_{brace} é a área do contraventamento de tração equivalente, Ω_s é o coeficiente de sobrerresistência do sistema, θ é o ângulo entre o eixo vertical e longitudinal do contraventamento diagonal equivalente (Fig. 8.19) e α é o ângulo de inclinação do campo de tração medido na vertical, que pode ser de 40° ou calculado com a Eq. 8.4 [13].



Fig. 8.19: Ângulo de inclinação do contraventamento equivalente

$$tan^{4}\alpha = \frac{1 + \frac{t_{w} \cdot L}{2 \cdot A_{c}}}{1 + t_{w} \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_{b}} + \frac{h^{3}}{360 \cdot I_{c} \cdot L}\right)}$$
Eq. (8.4)

Em que, I_c é o momento de inércia do pilar e A_b e A_c são as áreas das vigas e dos pilares, respetivamente.

A resistência plástica ao corte de um painel obtém-se com a Eq. 8.5 partindo do pressuposto que cada painel pode ser modelado por uma série de bandas articuladas e inclinadas, consulte a secção 4.4:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_W \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha$$
 Eq. (8.5)

Em que L_{cf} é a distância livre do painel entre as HBEs e F_y é a resistência à cedência do painel.

8.4.1.5 Ligação do painel de corte aos elementos limítrofes

A resistência pretendida para a ligação do painel às HBE e VBE circundantes deve ser igual à resistência de cedência esperada, em tração, da alma. A Fig. 8.20 ilustra dois pormenores típicos de ligações do painel de corte em aço às vigas e pilares de fronteira. A ligação soldada (Fig. 8.20a) deverá ser dimensionada de tal forma que os painéis da ligação (*fin plates*) e as soldas desenvolvam a resistência ao corte do painel. Se a capacidade de recentragem for um aspeto a considerar, recomendam-

274 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

se ligações aparafusadas in situ (Fig. 8.20b). Os parafusos deverão ser antiderrapantes e capazes de desenvolver a resistência ao corte dos painéis. Mesmo que os parafusos sejam antiderrapantes, espera-se que estes, durante as cargas cíclicas dos painéis, escorreguem antes do campo de tração ceder. Por conseguinte, devem ser verificadas também a resistência ao corte e a resistência ao esmagamento [9]



a) Ligação soldada

b) Ligação aparafusada Fig. 8.20: Ligação do painel de corte aos elementos de fronteira

8.4.1.6 Configuração dual

A dualidade da estrutura deve ser aferida verificando que as MRF conseguem resistir a pelo menos 25% da força sísmica total (Eq. 8.6).

$$F_{y}^{MRF} > 0.25 \cdot (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{SP})$$
 Eq. (8.6)

Em que, F_v^{MRF} é a resistência de cedência da MRF, F_v^{SP} é a resistência de cedência dos painéis de corte.

8.4.1.7 Capacidade de recentragem

A capacidade de recentragem dos pórticos com painéis de corte deverá ser aferida através de análises estáticas e/ou dinâmicas não lineares. Os modelos para este tipo de análises são apresentados nos pontos 8.4.2 e 8.4.3.

8.4.2 Modelos para análise estática não linear (pushover)

Para se realizar uma análise *pushover* é preciso definir o comportamento não linear, tanto no que se refere aos materiais utilizados como aos membros estruturais.

Deve-se utilizar as propriedades previstas dos materiais (com base em γ_{ov}) para as vigas das MRF e as propriedades nominais dos materiais para os elementos não dissipativos (pilares). Recomenda-se que os painéis de corte tenham menor resistência à cedência que o resto dos elementos.

Para facilitar a análise e o projeto de elementos estruturais para edifícios, incluindo a vigas e pilares gravíticos, pode-se usar um método simplificado de modelação dos

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 275
PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

painéis de corte. Os painéis de corte são substituídos por um número mínimo de 10 bandas articuladas num ângulo α em relação à vertical, capazes de transmitir apenas esforços de tração, e orientadas na mesma direção das tensões principais de tração no painel (modelo com bandas) [18]. A Fig. 8.21 mostra a representação do modelo com bandas de um painel de corte típico.



Fig. 8.21: Modelo com bandas para análise estática não linear

As bandas podem ser modeladas como elementos de barras bi-articuladas com uma rótula axial plástica tipo P trilinear (Fig. 8.22 e Tabela 8.1) a meio. A Tabela 8.2 apresenta os critérios de aceitação não linear (com base no disposto da ASCE 41-13 [19] e nos resultados do programa de investigação na PUT, Timisoara, Roménia [8]).



Fig. 8.22: Rótula plástica apenas de tração sugerida para a banda

Tabela 8.1: Valores da rótula plástica apenas de tração sugerida para a banda

			-		•	-	-	•		
		A	В		С		D		E	
Rótula	<u>P</u>	Δ	<u>P</u>	Δ	\underline{P}	Δ	<u>P</u>	Δ	\underline{P}	Δ
	P_{y}	Δ_y	P_y	Δ_y	P_y	Δ_y	P_{y}	Δ_y	P_y	Δ_y
Tração	0	0	0,8	0	1,4	14	1,4	20	1,2	27

Critérios	ю	LS	CP
Δ / Δ_y	0,5	13	19

276 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

A área das bandas pode ser calculada da seguinte forma [13]:

$$A_{s} = (L \cdot sina + h \cdot cosa) / n$$
 Eq. (8.7)

Em que *n* é o número de bandas por painel.

Pode-se atribuir rótulas plásticas não lineares do tipo de flexão M3 nas extremidades das vigas das MRF e de flexão com tipo de esforço axial P-M3 nas extremidades dos pilares e colunas de suporte. Para além destas, pode-se ainda instalar rótulas plásticas tipo V2 nas extremidades da viga entre os painéis de corte. Estas propriedades devem ser calculadas de acordo com a norma ASCE41-13 [19]. Para aferir os mecanismos plásticos e a capacidade de recentragem, os deslocamento-alvo correspondente ao estado limite último (projeto) tem de ser determinado através do método N2 [20]. O procedimento de modelação não linear foi validado em [8] e está representado na Fig. 8.23.



Fig. 8.23: Modelo com bandas para análise estática não linear

Deve realizar-se uma análise *pushover* por deslocamento imposto, até atingir um deslocamento monitorizado no topo das estruturas. Em primeiro lugar, devem aplicar-se cargas gravíticas (a partir de combinações de 1,0·carga permanente + 0,3 ·sobrecarga) por força aplicada e, em segundo lugar, as forças laterais em distribuição modal atuarão sobre os pórticos analisados por deslocamento imposto.

8.4.3 Modelos para a análise dinâmica não linear

Para se realizar uma análise dinâmica não linear, o pórtico é modelado tal como para uma análise estática não linear, só que neste caso a mesma banda apenas de tração é orientada em ambas as direções Fig. 8.24a. As rótulas plásticas da banda exibem um comportamento histerético do tipo Takeda representado na Fig. 8.24b


a) Modelo de banda dupla b) Comportamento histerético do tipo Takeda Fig. 8.24: Modelo com bandas para análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear [21] deverá ser realizada de forma a definir a resposta delimitada no tempo dos edifícios metálicos quando projetados de acordo com o disposto na norma EN1998-1-1 [13] sob condições sísmicas reais.

8.5 ANÁLISE EM PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS

A aplicação do procedimento de dimensionamento descrito no capítulo 8.4 sobre a estrutura do caso de estudo vem apresentada a seguir. Inicialmente, as estruturas foram dimensionadas através da análise elástica no ULS e SLS. Seguiram-se as análises estáticas não lineares para investigar o seu comportamento para além do domínio elástico.

8.5.1 Descrição dos porticos examinados

8.5.1.1 Geometria e pressupostos

O caso de estudo aqui apresentado foi baseado na extracção de uma estrutura plana exterior de um edifício misto de quatro e de oito pisos, Fig. 8.25. A estrutura era composta por pórticos simples (MRF) de 8 m de vão com dois espaçamentos de 3 m dos painéis de corte localizados no vão interior. O pé direito considerado dos pisos de todos os edifícios foi de 4 m. A relação altura/largura L/h do painel foi igual a 0,75.

As vigas, pilares e colunas de suporte são fabricadas com secções I europeias de banzos largos (do tipo IPE, HEB e HEM).

O aço dos painéis de corte era de menor classe (S235) que o resto dos elementos estruturais (S355). A produção das vigas não foi considerada como estando sob controlo absoluto e, por conseguinte, as propriedades do material das mesmas tinham de satisfazer as recomendações da norma EN1993-1-1 [11] com γ_{ov} =1,25.





A Tabela 8.3 inclui as cargas gravíticas e sísmicas que foram consideradas. Foram aplicadas cargas gravíticas como cargas de distribuição uniforme nas vigas secundárias, tendo sido reduzidas para cargas concentradas nos pórticos principais. A carga permanente incluí o peso da laje mista e das chapas perfiladas de aço, resultando em 2,75 kN/m². Foram consideradas restante cargas permanentes de serviços, tetos e pavimentos elevados de 0,7 para pisos intermédios e de 1 no último piso, respetivamente. Para as paredes periféricas, foi considerada uma carga de 4,0 kN/m². A sobrecarga tem a finalidade dos edifícios (escritórios - classe B) e paredes divisórias amovíveis em consideração, resultando em 3,8 kN/m².

Foram consideradas duas situações de projeto diferentes: de sismicidade moderada com pórticos de classe de ductilidade média (DCM) e de sismicidade elevada com pórticos de classe de ductilidade elevada (DCH). Para o projeto [6], foi selecionado o espectro tipo 1-C (Fig. 8.26a) considerando duas acelerações máximas à superfície de 0,3 para o caso de sismicidade elevada e de 0,15 para o de sismicidade moderada, respetivamente (Fig. 8.26b e c). Dado que na norma EN1998 [13] não consta qualquer recomendação para o coeficiente de comportamento, q, foi tido em consideração um valor de 5 para a estrutura da classe de ductilidade elevada com base em estudos anteriores [8], [7]. No caso de sismicidade moderada, em que foi necessária a estrutura da classe de ductilidade média, optou-se por um coeficiente de comportamento 3.



a) Espectros da resposta elástica tipo 1 [13]





b) Espectros elásticos

c) Espectros de cálculo

Fig. 8.26: Espectros de resposta para sismicidade elevada e moderada

Tabela 8.3: Detalhes das cargas

Cargas verticais		
Cargas permanentes (laje mista e chapas perfiladas de aço)	2,75 kN/m ²	
Restante cargas permanentes (Serviços, teto,	0,7 kN/m ² - pisos intermédios	
pavimento elevado)	1,0 kN/m² - último piso	
Paredes periféricas	4,0 kN/m ²	
Cargas móveis – (escritório cl. B + divisória	$2.00 \pm 0.800 = 2.8 \pm 100$	
amovível)	3,00+0,800=3,8 KN/M ²	
• DCH		
Espectros de resposta elásticos	Tipo 1	
Aceleração máxima à superfície	A=0,3g	
Classe de importância II	$\gamma_1 = 1,0$ (Edifícios comuns)	
Tipo de terreno	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$	
Coeficiente de comportamento proposto q (DCH)	5	
Coeficiente de amortecimento	5%	
Coeficiente de combinação sísmica para o valor	uu-=0.30	
quase permanente de ações variáveis	ψ2=0,50	
DCM		
Espectros de resposta elásticos	Tipo 1	
Aceleração máxima à superfície	A=0,15g	
Classe de importância II	γ_{I} = 1,0 (Edifícios comuns)	
Tipo de terreno	C ($T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s}$)	
Coeficiente de comportamento proposto q (DCM)	3	
Coeficiente de amortecimento	5%	
Coeficiente de combinação sísmica para o valor	uu=0.30	
quase permanente de ações variáveis	$\Psi_2 = 0,00$	

280 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISE EM PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

O pórtico com painéis de corte é substituída por uma treliça vertical com diagonais apenas de tração (Fig. 8.27). A estrutura equivalente é então dimensionada de acordo com os códigos [11], [13] e [13] considerados.



Fig. 8.27: Pórtico equivalente

8.5.1.2 Modelos para análise elástica linear

Os modelos, a análise e o dimensionamento dos edifícios foram executados com o software de elementos finitos SAP2000 [22]. O modelo estrutural é um modelo elástico-linear 2D com elementos de barra (viga). Foram atribuídos diafragmas rígidos em cada nível para levar em consideração o efeito das lajes de betão armado.

As massas estruturais (em toneladas) consideradas com base em metade do vão total da estrutura (12m) foram atribuídas aos nós estruturais dos pórticos exteriores, uma vez que apenas estes representam o sistema resistente ás cargas laterais (Fig. 8.28).



a) Considerada com base em metada da estrutura



30.45

b) Atribuídas aos nós estruturais do modelo 2D.

Fig. 8.28: Massas estruturais

8.5.2 Situação de projeto persistente

Dado que os painéis de corte não são concebidos para entrar nas contas das cargas gravíticas, os pórticos simples (MRF) foram dimensionadas para o estado limite último e de utilização sob situações persistentes de projeto.

8.5.2.1 Estado limite último

As MRFs foram dimensionadas a partir de uma combinação fundamental de cargas de cálculo. As secções IPE360 foram obtidas para as vigas, as secções HE260B (ext.) e HEB300 (int.) para os pilares dos edifícios de 4 e 8 pisos.

8.5.2.2 Estado limite de utilização

Os deslocamentos das vigas foram verificadas a partir da combinação de cargas fundamentais e consideradas abaixo do limite tido em conta, *L*/350.

8.5.3 Análise por espectro de resposta

Foi realizada uma análise por espectro de resposta multimodal e os resultados encontram-se resumidos na Tabela 8.4, apresentando os modos que ativaram mais de 90% da massa.

			1 3		
Pórtico	Caso de sismicidade	Modo N.º Período (s)		Participação de massa (%)	Total (%)
	Flevada	1	<u>0,929</u>	81,1	0/ 3
	2	0,321	13,2	94,5	
Moderada	1	<u>1,001</u>	80,6	04.1	
	Moderada	2	0,345	13,5	94,1
8 pisos Moderada	1	<u>1,701</u>	74,4		
	2	0,539	14,8	94,0	
	3	0,208	4,8		
	Modorada	1	<u>1,865</u>	76,1	00.7
		woderada	2	0,584	14,6

Tabela 8.4: Participação de massa

8.5.4 Imperfeições globais e efeitos de segunda ordem

Na análise estrutral foram consideradas imperfeições globais, de acordo com a norma EN1993-1-1, através de esforços laterais equivalentes H_i , a partir da combinação 1,35·G + 1,5·Q. Estes esforços foram calculados com base em cargas gravíticas totais e imperfeição global inicial ϕ , nível após nível, e considerados em cada combinação de carga mais adiante.

Os efeitos de segunda ordem não foram considerados no projeto porque o coeficiente de sensibilidade de deslocamento relativo entre pisos θ , calculado de acordo com a norma EN1998-1-1, verificou-se que era inferior a 0,1.

8.5.5 Projeto sísmico

8.5.5.1 Estado Limite Último – Dimensionamento dos elementos dissipativos

Os contraventamentos equivalentes foram dimensionados para resistir às forças da combinação sísmica mais desfavorável. A Tabela 8.5 apresenta os valores de sobrerresistência mínima e máxima Ω . Para satisfazer um comportamento dissipativo homogéneo das diagonais, foi garantido um limite de 25% entre o valor da sobrerresistência máxima Ω_{max} e da mínima Ω_{min} .

Pórtico	Caso de sismicidade	Ω_{min}	Ω_{max}	Homogeneidade
1 ninon	Elevada	1,27	1,69	25%
4 pisos	Moderada	1,32	1,75	25%
0 ninon	Elevada	1,56	2,00	21%
8 pisos	Moderada	1,54	1,90	19%

Tabela 8.5: Homogeneidade dos contraventamentos equivalentes

8.5.5.2 Estado Limite Último – Dimensionamento dos elementos não dissipativos

Os elementos não dissipativos, os pilares das MRF e as VBE, foram aferidos com a combinação sísmica mais desfavorável para garantir que a rotura acontece primeiro nos painéis de corte. Os momentos de inércia mínimos das VBE, sobre um eixo perpendicular ao plano da alma, foram aferidos e considerados maiores do que os valores mínimos.

8.5.6 Limitação do deslocamento entre pisos

Considerando que o edifício tem elementos não estruturais dúcteis, o deslocamento entre pisos é limitado a 0,0075. Os deslocamentos entre pisos foram calculados com o Sap2000 [22] e constam da Tabela 8.6.

Tabela 8.6: Deslocamento maximo entre pisos					
Pórtico		Deslocamento			
	Caso de sismicidade	entre pisos,			
		mm/mm			
4 pisos	Elevada	0,0047			
	Moderada	0,0049			
⁰ nicos	Elevada	0,0060			
8 pisos	Moderada	0,0064			

.

8.5.6.1 Configurações dual

A dualidade das estruturas foi aferida verificando que as MRF conseguem resistir a pelo menos 25% da força sísmica total. Foi necessário fazer ajustes nos elementos estruturais para satisfazer os critérios mínimos para um sistema dual (Tabela 8.7 e Tabela 8.8).

Pórtico Caso de sismicidade	Diso	Vigas		Pilares		Colunas de suporte	
	F150	Ext.	Int.	Ext.	Int.	Colunas de suporte	
		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
Elevada 4 pisos Moderada	Elevada	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
	LIEVaua	3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
	Modorada	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
	Moderada	3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Tabela 8.7: Pórtico de 4 pisos

Tabela 8.8: Pórtico de 8 pisos

Pórtico Caso de		Diso	Vig	jas	Pilares		Colunas de suporte	
FULLO	sismicidade		Ext.	Int.	Ext.	Int.	Colulias de suporte	
		1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
	Elevada	4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
8 pisos	Lievada	5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400	
		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300	
		1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
Moderada		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
	Moderada	4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
		5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400	
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300	

8.5.6.2 Viga fraca-pilar forte

A condição de "viga fraca-pilar forte" foi aferida e considerada em conformidade com a recomendação na norma EN 1993-1 [11].

8.5.7 Análises estáticas não lineares (Pushover)

Dado que a altura dos pórticos visados no caso de estudo é relativamente baixa e os edifícios são normais no plano e na elevação, os modos de vibração superiores não afetam a resposta estrutural. Assim, a avaliação do desempenho sísmico foi feita apenas com uma análise estática não linear (pushover).

284 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISE EM PÓRTICOS 2D DE EDIFÍCIOS	

8.5.7.1 Modelos dos pórticos para análise estática não linear

Análise estática não linear (pushover) foi realizada para verificar o mecanismo de colapso e a capacidade de recentragem. Os efeitos P-Delta também foram incluídos. Foi elaborado um modelo de um pilar inclinado (Fig. 8.29) de modo a considerar as cargas gravíticas provenientes da outra metade da estrutura (8 m) que não foi analisada.



a) Estrutura 3D

b) Modelo numérico Fig. 8.29: Curvas da capacidade para todos os pórticos

Na Tabela 8.9 são dados parâmetros necessários para modelar as bandas (áreas das bandas A_s, ângulo de inclinação das bandas α e diâmetro das bandas, D).

Pórtico	Caso de sismicidade	α [°]	Pisos	As [mm ²]	D [mm]
4			1,2	535,6	26,1
	Elevada	40	3	486,9	24,9
4 nisos			4	340,8	20,8
pisos			1,2	486,9	24,9
	Moderada	40	3	389,5	22,3
			4	292,2	19,3
	Elevada	40	1,2,3	973,9	35,2
			4,5,6	730,4	30,5
0			7	584,3	27,3
pisos -			8	486,9	24,9
			1,2,3	730,4	30,5
	Moderada	40	4,5,6	584,3	27,3
			7	486,9	24,9
			8	340,8	20,8

Tabela 8.9: Parâmetros de modelação não linear das bandas

8.5.7.2 Resultados da análise pushover

Foi necessário fazer mais ajustes nos pilares estruturais para haver capacidade de recentragem no estado limite último (projeto). A Fig. 8.30 e a Fig. 8.31 apresentam a configuração final dos pórticos estudados. Adiante, apenas são apresentados os resultados da configuração final dos pórticos.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 285 PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL



a) caso de sismicidade elevada Fig. 8.30: Pórticos de 4 pisos



a) caso de sismicidade elevada Fig. 8.31: Pórticos de 8 pisos



b) caso de sismicidade moderada





Os deslocamentos-alvo que correspondem ao estado limite último (ULS) foram calculados utilizando o método N2 [20]. A Tabela 8.10 apresenta os deslocamentosalvo (deslocamentos no topo da estrutura) e os rácios de deslocamento máximo entre pisos, que correspondem ao estado limite último (ponto azul na Fig. 8.32), e o deslocamento máximo da capacidade de recentragem, dre-centering (ponto vermelho na Fig. 8.32) com os correspondentes rácios de deslocamento entre pisos, para todos os 4 pórticos estudados. A partir deste ponto (dre-centering), ocorrem as deformações plásticas nas vigas ou pilares da MRF, consoante o pórtico.

Caso de	ULS	5	d _{re-centering}		
Pórtico	ciaso de	Deslocamento no	Deslocamento	Deslocamento no	Deslocamento
Sistilicidade	topo, m	entre pisos, %	topo., m	entre pisos, %	
4	elevada	0,209	1,6	0,217	1,7
pisos	moderada	0,117	0,9	0,216	1,8
8	elevada	0,310	1,3	0,334	1,4
pisos	moderada	0,156	0,6	0,339	1,5

Tabela 8.10: Deslocamento-alvo no ULS, deslocamento máximo de recentragem e correspondentes rácios de desvio entre pisos.

A Fig. 8.32 apresenta as curvas de capacidade para todos os 4 pórticos em termos de esforço de corte na base e deslocamento no topo, tendo em conta um padrão de esforço lateral em triângulo invertido. Os pórticos dimensionados no pressuposto de uma DCH possuem uma maior capacidade e ductilidade do que as projetadas no pressuposto de uma DCM. Os pórticos de 8 pisos são mais dúcteis do que as de 4 pisos e foram projetadas para resistirem a ações sísmicas semelhantes (dentro da mesma classe de ductilidade).



Fig. 8.32: Curvas de capacidade

Para avaliar a capacidade de recentragem dos pórticos, os mecanismos plásticos são apresentados no deslocamento-alvo correspondente ao ULS (Fig. 8.33 à Fig. 8.36). Foi ainda executada uma análise à recentragem, forçando os pórticos até o deslocamento-alvo correspondente ao ULS, e depois retirando carga até à força 0. É possível ver que as rótulas plásticas se formaram apenas nos painéis de corte sem danificar a MRF. Assim, a MRF tem a força de reação necessária para recentrar as armações do edifício e substituir depois os painéis de corte danificados. Isto foi confirmado pela análise de recentragem efetuada, que foi demonstrada após a retirada da carga, sem qualquer deslocamento entre pisos residual.





c) Capacidade de recentragem

Fig. 8.36: Pórtico de 8 pisos no caso de sismicidade moderada

8.6 CONCLUSÕES

O presente estudo dá a conhecer o sistema inovador de pórtico dual resistente ao esforço lateral com painéis de corte e revela algumas das importantes características globais de desempenho do sistema. As seguintes observações são dignas de nota:

a) Sistema estrutural eficaz que aumenta a resistência e a rigidez tendo maior ductilidade e um comportamento cíclico estável (por exemplo, elevada capacidade de dissipação).

b) Com um dimensionamento adequado, as deformações não lineares podem ficar concentradas apenas nos painéis de corte dissipativos.

c) Uma vez que os pórticos simples (MRF) são concebidas para permanecerem elásticas durantes os sismos; estas podem proporcionar a força restaurador necessária para recentrar a estrutura após a remoção dos painéis de corte (elementos "fusível").

d) Os painéis de corte podem ser facilmente desmontados, mesmo quando são danificados após um forte abalo sísmico, pois estes são muito finos e não fazem parte do sistema resistente a cargas gravíticas.

e) O sistema permite ter um controlo eficaz, tanto ao nível das deformações por deslocamentos entre pisos como por deslocamento totais, evidenciando um comportamento autocentrante que permite ocupar imediatamente o edifício após um sismo.

f) A exigência de os MRF não apresentarem cedência antes de atingir o ULS é o requisito básico de projeto para pórticos duais com elementos dissipativos substituíveis.

 g) As regras de projeto dos códigos relevantes para o projeto sísmico dos pórticos com painéis de corte em aço substituíveis foram definidas num Guia de Projeto.
Foram igualmente definidos pormenores estruturais.

h) A capacidade de recentragem dos pórticos com painéis de corte deverá ser aferida e validada usando modelos avançados de elementos finitos. Substituir o painel de corte pelo modelo simplificado de banda para modelação não linear permite o uso de software de análise convencional.

8.7 ÁREA DE APLICAÇÃO

O pórtico dual inovador com painel de corte pode ser aplicada em pórticos de edifícios novos ou já construídos em aço e betão com vários andares e pode ser usada como sistema eficaz resistente a cargas laterais, tanto na prespectiva técnica como económica (como por exemplo ligadores substituíveis, contraventamentos de encurvadura condicionada, etc.).

8.8 PUBLICAÇÕES

- 1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
- 2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel frames with replaceable dissipative shear walls. Mathematical Modelling in Civil Engineering 2015; 11(3): 23-30.

8.9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. Steel Construction: Design and Research 2011; 2(4):73-81.
- 2. Seilie I., Hooper J. Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction. Modern Steel Construction 2005.
- 3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. Engineering Structures 2011; 33(1): 230–244.
- 4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. Journal of Structural Engineering 1993; 119(2): 573–587.
- Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
- 6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. Journal of Constructional Steel Research 2007; 63: 554–563.
- 7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
- 8. Neagu C. Multi-story building frames stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
- 9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 13. AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2010.
- 14. AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2005.
- 15. Lee C.S., Tsa K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
- 16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames using Thin Infill Panels. Engineering Journal 2002; 24(4):443–453.
- 17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. Journal of Structural Engineering 2003; 129(11):448-1456.
- 18. Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. ASCE Journal of Structural Engineering 1998; 124(2):112-120.

C	Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 291
	PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

- 19. ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.
- 20. Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3): 573-92.
- 21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(3):491-514.
- 22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

292 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

9 CBF-MB (PÓRTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADOS COM CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS)

9.1 INTRODUÇÃO

Pórticos concentricamente contraventadas (CBFs) constituem um sistema estrutural tradicional na construção metálica. São utilizados para resistir às forças laterais resultantes do vento, de sismos e outros. Este sistema provou a sua eficácia para resistir às forças laterais ao proporcionar suficiente rigidez e resistência devido ao seu efeito de treliça (tração e compressão). É este a razão principal da sua popularidade. Atualmente, os CBF são frequentemente utilizados em estruturas industriais de um só piso, edifícios de vários andares e instalações técnicas industriais. A sua aplicação nas novas construções estende-se também à reabilitação sísmica de estruturas de aço, betão e mistas.

Um projeto sísmico atual exige que o sistema resistente a forços laterais possua uma resistência e rigidez adequadas além de ductilidade e capacidade de dissipação de energia. Os requisitos devem ajustados à sismicidade do local e aos objetivos do nível de desempenho estrutural pretendidos. Ficou claro em sismos passados que alguns membros de contraventamento existentes em CBF provocam uma grande concentração de deformação plástica a meio do comprimento da secção. O resultado deste tipo de resposta estrutural seria uma ductilidade e capacidade de dissipação de energia inadequadas ilustradas pela rotura prematura do contraventamento e, por conseguinte, rotura do pórtico. Este comportamento sísmico insatisfatório exige aperfeiçoamento da prática de projeto.

Na busca de um comportamento sísmico adequado, a última geração de códigos estipula requisitos que, em muitos casos, são controversos e difíceis de atingir pela abordagem convencional de projeto. Com o intuito de encontrar uma solução prática e acessível para o projeto de CFBs, foi levado a cabo um Projeto de investigação nacional em Sófia, durante o período 2011-2012, na Universitet po Architektura Geodezija (UACEG). Este concentrou-se Stroitelstvo i na melhoria do comportamento sísmico de pórticos contraventados. Durante o projeto foram dimensionadas, testadas e executadas pórticos concentricamente contraventados com os contraventamentos modificados (acrónimo CBF-MB). A modificação proposta baseia-se na introdução de diferentes secções transversais ao longo do comprimento de um contraventamento, permitindo ao engenheiro, com pouca tecnologia, obter a resistência e rigidez necessárias, melhor ductilidade, adequada dissipação da energia e capacidade de autocentragem do sistema.

294 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB	

9.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CBF-MB

O sistema CBF-MB foi desenvolvido com base em X-CBF tradicionais com dois tipos de inovações. Um pórtico clássico de um único piso do sistema proposto consiste em pilares, contraventamentos diagonais, viga e viga divisória (Fig. 9.1). As vigas e os pilares são elementos não dissipativos. Os pilares podem ser calculados com secções HEB e HEA laminados a quente e o respetivo eixo principal pode situar-se dentro ou fora do plano do pórtico. No sentido de facilitar o projeto das ligações e do pórtico, é preferível orientar o pilar de modo que a respetiva alma coincida com o plano do pórtico. As vigas situam-se aos níveis dos pisos e podem ser compostas por secções transversais IPE ou HEA. As diagonais constituem os principais elementos dissipativos sendo que, ocasionalmente, a viga divisória pode ter uma participação parcial.

O primeiro tipo de inovação requer a introdução de um membro intermédio horizontal, designado por viga divisória, no pórtico. O seu objetivo é separar as diagonais, tornando-as assim idênticas e sem interação (Fig. 9.1). Exceto no que se refere a evitar a pormenorização complicada da ligação entre as diagonais transversais, a rigidez da viga divisória é de importância elevada. A viga divisória em conjunta com os pilares possui uma influência fundamental na sequência na encurvadura do contraventamento e no tipo de mecanismo plástico global que este possuirá. Esta situação será abordada em pormenor na Secção 3 desta brochura.



Fig. 9.1: Sistema CBF-MB

O segundo tipo de inovação refere-se à introdução de uma secção transversal em forma de "H" variável, obtido por soldadura de chapas individuais, para as diagonais. As diagonais serão designadas por contraventamentos modificados (MB) mais adiente. Os banzos e a alma dos MB variam ao longo do comprimento do membro de modo que as zonas com secções transversais diferentes são definidas conforme se ilustra na Fig. 9.2. As extremidades das diagonais são reforçadas aumentando a

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 295
CBF-MB

largura e a espessura dos banzos e são designadas por secções resistentes (SS). Este facto também permite um dimensionamento fácil da ligação e proporciona uma resposta totalmente elástica nas extremidades. Na parte central da diagonal, introduz-se uma secção transversal modificada (MS). É caracterizada pela redução da rigidez de flexão e aumento da área de secção transversal, pelo que a MS é enfraquecida para flexão e reforçada para esforços axiais (Fig. 9.2). A secção transversal reduzida (RS), que se caracteriza por uma menor capacidade de carga axial do que a MS, situa-se entre a extremidade e a secção do meio. Entre MS, RS e SS, são calculadas secções de transição (TS). A intenção dos autores é que o modo de encurvadura do contraventamento em compressão seja pré-definido e que a concentração total das extensões plásticas devido a flexão seja obtida na zona MS. Na inversão de esforços e, por conseguinte, na presença dos esforços de tração, o elemento é endireitado. As extensões plásticas são direcionadas para a secção transversal (RS) reduzida e não para a MS (3). Deste modo, a diagonal é dimensionada de modo que ocorra cedência sob extensões de tração e extensões plásticas de flexão devido à encurvadura em diferentes zonas ao longo do comprimento do contraventamento. Esta diferenciação das zonas com extensões não linears resulta numa maior resistência à fadiga oligocíclica e evita a rotura prematura das diagonais. Por último, reflete uma melhoria geral do comportamento histerético do sistema. A introdução de uma secção transversal em forma de "H" composta pela soldadura de chapas individuais permite ao projetista variar as espessuras, alturas e largura dos banzos e da alma, ajustando assim o dimensionamento dos MB de acordo com a necessidade específica da estrutura.



Fig. 9.2: Ilustração geral do contraventamento modificado

Deste modo, torna-se muito mais fácil cumprir os requisitos controversos dos códigos relativamente às limitações de esbelteza do contraventamento e ao comportamento dissipativo homogéneo em todos os pisos.



Compression



Ld

Uma sobrerresistência excessiva no material de aço para elementos dissipativos resulta num dimensionamento não económico dos elementos não dissipativos. Nessa perspetiva, a secção transversal soldada pode ser composta de chapas de aço S235, que não é o caso das secções laminadas a quente.

Recomenda-se que as ligações entre o MB e os elementos do pórtico sejam dimensionados com parafusos incorporados, proporcionando ligações articuladas, não restringindo desta forma a rotação do contraventamento durante a sua encurvadura. Para uma implementação prática desta abordagem, chapas de gusset podem ser soldados in-situ às colunas e vigas do pórtico contraventado, resultando na compensação de quaisquer tolerâncias de fabrico e construção.

O número de sistemas CBF-MB necessário na estrutura de um edifício depende da topologia do edifício e da intensidade do sismo. O sistema pode pertencer à estrutura integrante para resistir a cargas verticais também (Fig. 9.4, a e b) ou pode ser inserido na estrutura (Fig. 9.4, c) funcionando de forma independente. Geralmente, o sistema CBF-MB proposto pode ser combinado com ação de pórtico simples (MRF) no caso de se formarem ligações viga-pilar rígidas ou semi-rígidas fora do vão contraventado. Neste caso, forma-se um sistema dual e os esforços laterais são partilhados entre o MRF e o sistema CBF-MB. Em alternativa, se se utilizarem ligações articuladas (ligações de corte) entre as vigas de pavimento e os pilares, o sistema CBF-MB resiste a toda a ação sísmica. Na opinião dos autores, deve ser dada preferência à ação CBF 'pura' por ser mais previsível, por demonstrar melhor as vantagens do CBF-MB e por ser mais fácil de dimensionar. Deste modo, esta brochura não irá abordar a implementação de CBF-MB em sistemas duais.



Tal como se menciona no texto acima, é preciso ajustar a rigidez da viga divisória à resistência de encurvadura do contraventamento. Além disso, recomenda-se que a viga divisória seja ligada aos pilares de forma rígida ou semi-rígida. Isso resulta num aumento da rigidez da viga e, além disso, em conjunta aos pilares, estabelece uma fonte de rigidez estrutural que melhora o comportamento não linear do CBF-MB e proporciona ao sistema uma capacidade autocentrante. A experiência obtida a partir da investigação de CBF-MB indica claramente que as vigas divisórias se devem manter totalmente elásticas com o possível desenvolvimento de algumas rótulas plásticas de flexão após o nível de desempenho do Estado Limite Último.

9.3 MODELOS ANALÍTICOS

A abordagem tradicional europeia para o dimensionamento de CBFs com diagonais transversais por análise elástica baseia-se na analogia das treliças com diagonal tracionada apenas (Fig. 9.5). Ou seja, baseia-se no pressuposto de que, uma vez encurvada a diagonal comprimida, pouco ou nada contribui para a rigidez e resistência lateral do pórtico. Os esforços internos podem resultar do equilíbrio estático em função do esforço transverso lateral do piso (Fig. 9.5 e Eq. (9.1)). Os esforços dos pilares podem ser obtidos pela Eq. (9.2) e o deslocamento lateral relativo entre pisos e alongamento diagonal obtêm-se pela Eq. (9.3). No caso dos CBF-MB, todos os alongamentos não linears são realizados na RS ao passo que o encurtamento da diagonal comprimida se realiza através da encurvadura com flexão na MS (Fig. 9.3).



Fig. 9.5: Sistema estático e esforços internos baseados na teoria da treliça

No sentido de definir a relação analítica entre o deslocamento lateral entre pisos, Δ , e o deslocamento transverso de encurvadura, f, da secção média como relação entre a ductilidade global do piso e a ductilidade local (MB) do membro crítico, colocam-se algumas hipóteses:

- O formato deformado da diagonal comprimida é representado por uma linha poligonal (Fig. 9.6, a e b). Esta hipótese foi justificada pelos ensaios realizados.
- O encurtamento diagonal total δ é equitativamente partilhado entre as diagonais superior esquerda e superior direita ou δ=2δ_d (Fig. 9.6, a e b). Esta hipótese é justificada no caso do cálculo correto da rigidez da viga divisória [2]. Com base no que acima se descreve, obtém-se a seguinte Eq. (9.4):

$$f = \sqrt{I_d \cdot \delta_d}$$
 Eq. (9.4)

Além disso, utilizando Eq. (9.3) com o pressuposto de δ =2 δ_d , é fácil obter a relação entre a ductilidade global entre pisos representada por Δ e a ductilidade local dos membros em termos de *f*. Essa relação obtém-se por Eq. (9.5).



Fig. 9.6: Sistema estático e esforços internos baseados na teoria da treliça

9.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS

O programa experimental foi realizado no Laboratório de Estruturas Metálicas e de Madeira da UACEG. Fazia parte do projeto de investigação nacional dedicado ao melhoramento do desempenho sísmico dos pórticos com contraventamento concêntrico [2]. Foram objeto de estudos dois tipos de pórtico: CBF-MB (pórticos concentricamente contraventadas com contraventamentos modificados) e CBF-RBS (pórticos concentricamente contraventadas com secções contraventadas reduzidas), conforme se ilustra na Fig. 9.7. Nesta brochura apenas serão elaborados e apresentados os CBF-MB.



a)



b)

Fig. 9.7: Pórticos de contraventamento concêntrico com: a) secções de contraventamento reduzidas; b) contraventamentos modificados

9.4.1 Estudos experimentais em pórticos com contraventamentos modificados

9.4.1.1 Escala e fabrico das amostras testadas

Foram considerados apropriadas as amostras de ensaio com dimensões de 4000 mm de altura e 3000 mm de espaçamento entre pilares, correspondendo assim aproximadamente ao pórtico de um andar à escala real de um edifício de vários andares (conforme se ilustra na Fig. 9.4 c) ou à escala geométrica de 1:2 da

300 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS	

estrutura de um edifício industrial. O fabrico e a construção de ensaio das amostras testadas foi contratada a um fabricante profissional, ao passo que o dimensionamento e o controlo de qualidade (QA) ficou por conta da equipa de investigação.

9.4.1.2 Geometria da amostra testada e configuração do ensaio

A estrutura de contorno do pórtico de ensaio (pilares e vigas) foi dimensionada segundo os princípios de capacidade resistente em conformidade com [1] de modo a permanecerem elásticos durante a experiência. Os pilares foram dimensionados com HEA320 de S275JR e a viga com HEA240 de S275JR [3]. Os pilares foram orientados em relação aos respetivos eixos de menor inércia no plano do pórtico ao passo que a viga foi orientada tradicionalmente em relação ao respetivo eixo de maior inércia. As ligações semi-rígidas entre a viga e os pilares foram realizadas por duas placas de corte metálicas soldadas. A ligação entre o pilar e o pórtico do banco de ensaio laboratorial também foi dimensionada como semi-rígida uma vez que se encontra mais próxima da realidade. A viga divisória foi executada em HEA140 de S275JR. As diagonais, que constituem os elementos dissipativos, foram dimensionadas como membros compostos soldados em forma de "H". Devido às suas dimensões, os contraventamentos modificados foram fabricados por montagem e soldadura manual. De acordo com o conceito, a alma do contraventamento é interrompida na parte do meio, sendo inserida nesse ponto uma placa de alma de maior espessura. A última operação também é manual, pelo que se espera que haja imperfeições geométricas que não cumpram totalmente com as tolerâncias de padrão [4] e com os efeitos das tensões residuais pós-soldadura. O comentário acima é importante para aqueles que pretendam estabelecer um modelo FE com imperfeições iniciais do contraventamento. Algumas diretrizes úteis encontram-se em [19]. A ligação articulada entre os contraventamentos e o pórtico é feita com parafusos incorporados M36 de classe 10.9. A folga entre o parafuso e o orifício era de 0,3 mm.

O dispositivo experimental é apresentado na Fig. 9.8. É composta por uma bancada de suporte, um sistema de carregamento (atuador hidráulico), um sistema estabilizador e o modelo experimental (amostra de ensaio). A experiência foi executada num plano horizontal. A carga é aplicada quase estaticamente por deslocamento controlado no topo da estrutura. O protocolo de carregamento tem um histórico de deslocamento simétrico com amplitudes incrementadas por etapas, em conformidade com as recomendações da ECCS [5]. Para se obter informações sobre as extensões e deslocamentos das diagonais, foram instalados extensómetros (SG) e transdutores de deslocamento indutivos (IT).



Legend

- 1 Supporting stand;
- 2 Hydraulic actuator;
- 3 Stabilizing frame;
- 4 Specimen.

Fig. 9.8: Dispositivo de ensaio

9.4.1.3 Ensaios de tração do material

Foram realizados ensaios de tração padrão em todos os materiais utilizados nos membros dissipativos (diagonais) do sistema. Foram utilizados duas amostras planas padrão a partir de chapa perfilada de 4 mm e quatro a partir de chapa perfilada de 5 mm. Os ensaios foram realizados de acordo com anorma ISO 6892-1 [6] com uma taxa de deformação de 3 mm/minuto. As amostras do ensaio material demonstraram um comportamento dúctil, típico do aço com baixo teor de carbono, mas a resistência à cedência real da chapa perfilada de aço de 5 mm de espessura diferiu significativamente do valor declarado no certificado do material.

9.4.1.4 Resultados de ensaios cíclicos

Foram realizados ensaios cíclicos com inversões de deformação em conformidade [5]. recomendações da ECCS Todos os elementos críticos com as (contraventamentos) foram carregados sucessivamente em termos de tração e compressão. Os ciclos de histerese obtidos são caracterizados pelo efeito de aperto típico dos CBF. Foi observada uma degradação da resistência quase constante no segundo e no terceiro ciclo com amplitude constante. A degradação pareceu ser de cerca de 15% da resistência inicial. É proposta a mesma quebra nas curvas de esforço-deslocamento dos ligadores não lineares que irão ser definidos nas secções 9.5 e 9.6.

Estava previsto prosseguir com a carga cíclica até à rotura da diagonal devido a fadiga oligocíclica ou esgotamento da ductilidade dos contraventamentos. No entanto, o estado limite acima mencionado não foi atingido e o ensaio terminou quando se atingiu a capacidade de extensão do êmbolo. Todo o histórico de ciclos de histerese e ciclo único da estrutura vem ilustrado na Fig. 9.9. Infelizmente, devido a um problema técnico nos dispositivos de gravação, os ciclos nas direções positivas após deslocamento de 70 mm da cobertura não foram corretamente registados. Esta é a razão principal para a presença de linhas retas no primeiro quadrante da Fig. 9.9. É importante salientar que durante o ensaio não se observou

302 Dispositivos	e sistemas anti-sísm	icos inovadores		
ESTUDOS EX	PERIMENTAIS			

encurvadura local na RS nem na MS – Fig. 9.10. O deslocamento transversal máximo da secção central do contraventamento constitui igualmente um ponto de interesse. Devido à sua magnitude relativamente elevada, este valor foi medido manualmente.



Fig. 9.9: Ciclos de histerese da estrutura, a) histórico cíclico completo; b) apenas ciclo 15





Fig. 9.10: Último grupo de ciclos, a) formato de empeno do par de contraventamentos; b) MS fletida no empeno do contraventamento

As experiências demonstraram que a rigidez da viga divisória é importante, afetando diretamente o tipo de mecanismo plástico do CBF. Dependendo da rigidez e da resistência da viga divisória, foi possível identificar dois tipos de mecanismos: encurvadura de ambas as diagonais em simultâneo ou encurvadura de uma diagonal apenas – Fig. 9.11.



Fig. 9.11: Influência da viga divisória, a) mecanismo plástico desfavorável; b) flexão da viga divisória

É de evitar este último mecanismo, uma vez que resulta na concentração de extensões plásticas e esgotamento prematuro da ductilidade do contraventamento ou redução da vida cíclica do contraventamento.

9.4.1.5 Resultados dos ensaios monotónicos

Não foram incluídos ensaios monotónicos clássicos no programa experimental, mas foram obtidas curvas de capacidade a partir do resultado de cada primeiro ciclo do grupo de três. Os resultados são apresentados na Fig. 9.12. Também foi considerada uma aproximação bilinear.



Fig. 9.12: Curva de capacidade, a) direção positiva; b) direção negativa

9.4.1.6 Ensaio da estrutura do contorno

A participação da estrutura de contorno na resistência, rigidez e capacidade de dissipação do CBF merece algum interesse. Esta participação foi investigada realizando um ensaio de um só ciclo na estrutura do contorno simples (sem contraventamentos). Foram aplicados dois ciclos completos com diferentes amplitudes. O dispositivo de ensaio e os resultados estão ilustrados na Fig. 9.13.



75





Fig. 9.13: Estrutura do contorno, a) dispositivo de ensaio; b) sobreposição dos ciclos de histerese

Como seria de esperar, a estrutura do contorno possui muito menos rigidez comparativamente com quando se encontra contraventada. Apesar disso, a sua rigidez tem um impacto muito positivo na redução do efeito de aperto da histerese e melhora a capacidade de dissipação do sistema. Convém referir que, no sentido de obter alguma capacidade de autocentragem do sistema, a estrutura do contorno deve manter-se quase elástica e a fixação da viga divisória aos pilares parece ser vantajosa. Esta questão será demonstrada na secção 9.6 onde se poderão consultar alguns comentários adicionais sobre a matéria.

9.4.2 Simulações numéricas

Foi realizada uma série de simulações numéricas com o software Seismostruct [7] e ANSYS [8] com o objetivo de entender melhor o comportamento cíclico da amostra testada. A comparação entre o ciclo experimental de histerese e o ciclo obtido numericamente demonstra uma boa concordância (Fig. 9.14).



Fig. 9.14: Comparação dos resultados numéricos e do ensaio, a) resposta ao ciclo da estrutura; b) resposta da estrutura do contorno

Utilizou-se o modelo numérico para obter as relações de resposta cíclica de contraventamentos individuais que constituem a base de calibração das curvas de esforço-deslocamento utilizadas na análise não linear realizada na secção 9.6. O modelo ANSYS foi utilizado para uma análise sofisticada do comportamento de um contraventamento. Foi utilizado o modelo de material calibrado de Chaboche [9] e elementos finitos do tipo SHELL181 com tamanho de malha de 10 mm. O modelo FEM provou que as extensões plásticas provocadas pela encurvadura do contraventamento são direcionadas para a MS ao passo que as excursões das extensões provocadas pela tensão são realizadas dentro da RS. A Secção Resistente (SS) demonstra um comportamento elástico, o que prova o conceito inicial. O modelo ANSYS (Fig. 9.15) também foi utilizado para obter um histórico da variação da extensão nas secções críticas e para efetuar verificações da fadiga oligocíclica.



Fig. 9.15: FEA por ANSYS, a) extensões plásticas em compressão; b) extensões plásticas em tensão

306 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS	

9.4.3 Comparação entre modelos experimentais e analíticos

Foi examinada a validade do modelo analítico de treliça por comparação entre os resultados teóricos e experimentais relativos à força horizontal do piso. A força horizontal teórica do piso e o deslocamento no topo do piso foram calculados utilizando Eq. (9.1) e Eq. (9.3), respetivamente, com as propriedades reais do material. As curvas experimentais e as aproximações bilineares são ilustradas na Fig. 9.12. O Tabela 9.1 mostra a comparação entre as forças horizontais experimentais e teóricas. O cálculo de Δy baseia-se no pressuposto de que o comprimento total da diagonal se alonga elasticamente até extensões ε_y =0,002. Os resultados do ensaio para o provete H3 foram utilizados para efeitos de comparação, em que as abreviaturas H3"+" e H3"-" indicam a direção positiva e negativa de carga. Convém mencionar que o modelo teórico satisfaz plenamente as recomendações de [1] para os CBF de diagonal transversal. É previsível que os resultados teóricos relativamente à resistência da estrutura sejam inferiores aos resultados do ensaio monotónico devido à exclusão do par de diagonais comprimidas e da estrutura de contorno no modelo teórico. Esta tendência é provada pela comparação das forças horizontais de base referidas no Tabela 9.1. Convém referir que o modelo teórico marca muito bem o ponto de cedência na curva da capacidade bilinear, indicado por um ponto vermelho na Fig. 9.12. Devido à sua simplicidade e à conformidade com [1], o modelo de treliça apenas com diagonal de tensão é considerado o mais apropriado para o dimensionamento preliminar do CBF-MB.

Provete	Vy,exp –	Vy,th	Vy,exp/	Δy,exp –	Δy,th	Δy,exp/
	bilinear apr.		Vy,th	bilinear apr.		∆y,th
-	kN	kN	-	mm	mm	-
H3"+"	-280,0	-199,65	1,402	-18,0	-16,66	1,08
H3"—"	+270,0	+199,65	1,352	+17,0	16,66	1,02

Tabela 9.1: Forças horizontais experimentais vs teóricas

Outro ponto de interesse consiste na relação entre a ductilidade global (deslocamento entre pisos) e local (extensões plásticas) do sistema. A metodologia para obtenção do alongamento plástico final na área das secções reduzidas dos contraventamentos é apresentada em [30]. O valor médio de alongamento nos pares de membros diagonais foi estimada em 3,315% e 3,195%, respetivamente.

O último ponto de interesse é a comparação dos resultados relativos ao deslocamento transversal máximo f da secção central do contraventamento. O deslocamento f foi medido durante o ensaio, sendo daqui em diante comparado com os resultados teóricos obtidos a partir de Eq. (9.4). Convém relembrar que Eq. (9.4) é válida quando a viga divisória possui a rigidez correta para forçar ambas as

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 307
CBF-MB

diagonais comprimidas a encurvar quase em simultâneo. Uma vez que isto não aconteceu no ensaio, foram efetuados alguns ajustes de encurtamento nesse par de contraventamentos. A comparação dos resultados teóricos e de ensaio é apresentada no Tabela 9.2.

N.º de ciclo	f,exp	desl. sup.	δ _d	f,th	f,th / f,exp
-	mm	mm	mm	mm	-
12	72,94	34,36	10,31	140,69	1,93
15	145,89	78,49	23,55	212,63	1,46
18	248,01	120,01	36,00	262,92	1,06
21	271,52	147,12	44,14	291,11	1,07

Tabela 9.2: Deslocamento de secção média transversal experimental vs teórica

A partir da última coluna do quadro, torna-se evidente que com o aumento do deslocamento no topo da estrutura, verifica-se uma melhoria na correspondência dos resultados. Isso é atribuído ao facto de que a hipótese para obtenção de Eq. (9.4) depende da deformada poligonal previamente assumida do contraventamento encurvado. À medida que o deslocamento entre pisos aumenta, a deformada do par de diagonais comprimidas aproxima-se daquela que é apresentada na Fig. 9.6.

9.4.4 Estados limite do ensaio cíclico

Foi realizado um ensaio cíclico em conformidade com o protocolo inicial de carga e terminou quando se atingiu o limite de extensão do actuador. Convém referir que o provete não atingiu nem rotura nem colapso global. Por outro lado, o ensaio foi realizado sem ter em consideração os esforços axiais nos pilares do pórtico, pelo que os efeitos $P-\Delta$ não foram incluídos no ensaio. Para o reconhecimento dos estados limite, foram adotadas as recomendações da FEMA-356 [10]. A relação entre as definições da FEMA-356 e o presente manual de dimensionamento é apresentada na Tabela 9.3. Além disso, foram implementadas algumas hipóteses conservadoras devido à falta de provas físicas em relação à influência dos efeitos $P-\Delta$ sobre o comportamento do pórtico experimental.

Níveis de desempenho	Razão de	Estados limite	Estimativa
estrutural de acordo com a	deslocamento	adotados nesta	experimental
FEMA 356	entre pisos da	brochura	
	FEMA 356		
Immediate Occupancy (IO)	0,50%	SLS	0,625%
Life Safety (LS)	1,50%	ULS	1,89%
Colapse prevention (CP)	2,00%	CPLS	3,00%

Tabela 9.3: Estados limites

308 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS	

A primeira cedência significativa dos contraventamentos durante a experiência apareceu no ciclo 12, no deslocamento entre pisos de 25 mm que equivale a uma rotação de deslocamento de 0,625%. Nessa fase ficou definido o SLS. Durante o SLS, as diagonais comprimidas encurvaram e o esforço axial de tração originou a primeira cedência. O ULS foi reconhecido no ciclo 15 quando se observou uma cedência de tração adicional dos contraventamentos e alguma rotura menor da soldadura nas ligações semi-rígidas do pórtico. O ULS foi registado no deslocamento entre pisos de 75,8 mm, o que equivale a uma rotação de deslocamento de 1,89%. O CPLS foi considerado no ciclo 18, no deslocamento entre pisos de 121 mm, o que equivale a uma rotação de deslocamento de 3,00%. Durante o CPLS, não se observou qualquer encurvadura local ou rotura de secções nos contraventamentos. Verificou-se rotura nas soldaduras das ligações semirígidas do pórtico. Convém referir que os valores acima refereidos de deslocamento entre pisos nos três níveis básicos de desempenho são semelhantes aos valores propostos pela FEMA-356 [10] para edifícios com CBFs (0,5%, 1,5%, 2,0%) com diferença maior no CPLS.

9.4.5 Fadiga oligocíclica

Durante o programa experimental, não foi realizado ensaios cíclicos de amplitude constante em contraventamentos idividuais. No sentido de estabelecer algumas relações entre a resistência do MB ao alongamento e encurtamento cíclico, foi realizado um conjunto de FEA por modelos ANSYS. A amplitude do alongamento e encurtamento do contraventamento axial, δ_d variou e obteve-se o histórico de extensão. Foram encontrados dados relativos à resistência cíclica de materiais semelhantes na literatura técnica [11], [12], [13] – Fig. 9.16. Com base nos resultados numéricos para a variação máxima das extensões, o número de inversões relativamente à análise numérica e os dados constantes da literatura técnica, os autores propõem a fórmula da Eq. (9.6). Apresenta a relação entre a amplitude de deformação axial, δ_d correspondente ao número de ciclos até à rotura, N. A fórmula proposta é conservativa com uma razão mediana de 0,533 e desvio padrão de 0,339.

$$\delta_{d}(N) = 110 - 52log(N)$$
 Eq. (9.6)

Para verificar a fiabilidade de Eq. (9.6), foram utilizados os resultados do ensaio cíclico do CBF-MB de acordo com o protocolo de carga do ECCS [5] e os dados medidos para o deslocamento transversal máximo do contraventamento. O índice de danos (DI) para o contraventamento mais esforçado do provete H3 foi determinado por Eq. (9.6) e pela regra de Palmgren–Miner [14], [15], [16]. Foi calculado um valor de DI=0,752. Em seguida, foram detetadas as MS do provete H3

D	ispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 309
	CBF-MB

no que se refere a descontinuidades à superfície e no subsolo contíguo próximo por meio de Inspeção por partículas magnéticas (MPI) e ensaio ultrassónico.



Fig. 9.16: Relação entre o deslocamento axial do contraventamento e o número de ciclos até à rotura

Duas das diagonais mais esforçadas foram submetidas a MPI, não tendo sido detetadas quaisquer fendas na superfície dos banzos ou da alma dos elementos. Tendo em conta que a espessura dos banzos da MS é de apenas 5 mm, pode concluir-se que não existem fendas na área do banzo de curvatura máxima e que Eq. (9.6) é suficientemente conservadora, podendo ser utilizada para o cálculo de fadiga oligocíclica do CBF-MB.

9.5 REGRAS DE PROJETO

Nesta secção, são resumidas breves diretrizes de projeto para os CBF-MB. São feitas recomendações quanto ao pré-dimensionamento apropriado dos contraventamentos modificados e ao dimensionamento das vigas divisórias. Uma vez que os CBF-MB pertencem às configurações estruturais abrangidas pelo Eurocódigo, o procedimento de dimensionamento proposto encontra-se em conformidade com a disposições de [17] e [1].

9.5.1 Pré-dimensionamento

Tal como mencionado anteriormente (secção 9.3), pode assumir-se que o sistema CBF-MB funciona como treliça vertical considerando a acção da diagonal traccionada apenas. É possível fazer-se uma estimativa por alto do número necessário de sistemas de contraventamento para um edifício em cada direção (m) por meio de Eq. (9.7).

$$m = V_{\text{building}} / V_{\text{storey}}$$
 Eq. (9.7)

310 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

em que V_{building} é o esforço transverso total do edifício e V_{storey} é o esforço transverso do piso de um sistema CBF-MB, com base no modelo de treliça vertical – Eq. (9.1). A secção transversal do pilar do primeiro piso deve ser escolhida como o membro que irá resistir ao esforço axial igual a:

$$N_{\alpha\mu m} = M_{\alpha}/mB$$
 Eq. (9.8)

Em que M_{ov} é o momento de derrubamento do edifício e *B* é a distância eixo-a-eixo entre os pilares do CBF-MB. A primeira escolha da secção reduzida do contraventamento no andar i-º, pode ser obtida por Eq. (9.9), em que $V_{\text{storey,i}}$ é a esforço transverso do piso para o piso i-º e α_i é definida na Fig. 9.5.

A metodologia acima referida fornece apenas as principais direções gerais para o dimensionamento do sistema.

9.5.2 Dimensionamento dos contraventamentos modificados e da viga divisória

Os contraventamentos modificados são membros fundamentais do sistema. Devem satisfazer tanto os critérios do capítulo 6 de [1] como as recomendações específicas estipuladas neste manual. Tal como se ilustra na Fig. 9.2, devem ser definidas várias zonas com secções transversais diferentes no contraventamento modificado. Para o dimensionamento correto das mesmas, sugere-se o seguinte procedimento.

9.5.2.1 Comprimento da MS, RS e TS

Uma primeira estimativa do comprimento do contraventamento modificado I_d é (0,375-0,40)I, em que I é o comprimento geométrico diagonal eixo-a-eixo. As recomendações para o comprimento da secção modificada são resumidas pela Eq. (9.10), em que I_{MS} é o comprimento da MS. Este não deve ser nem demasiado curto, uma vez que se prevê grandes extensões de flexão, nem demasiado longo, uma vez que isso pode provocar um modo de encurvadura de dupla curvatura. Eq. (9.11) fornece a sugestão para a escolha do comprimento da secção reduzida I_{RS} .

$$I_{MS} = (0.067 \div 0.085) I_d$$
 Eq. (9.10)

 $I_{RS} \approx (0.3)I_d$ Eq. (9.11)

9.5.2.2 Rácio entre áreas

A estimativa da área da RS deve ser efetuada pela Eq. (9.9). No sentido de garantir que a secção reduzida entrará em cendência por tração ao invés da secção modificada, deve satisfazer-se a Eq. (9.12).

$$K_{A} = A_{NS} / A_{RS} \ge 1.4$$
 Eq. (9.12)

Em que A_{MS} é a área da secção modificada e A_{RS} é a área da secção reduzida. A área e as dimensões da secção resistente (SS) devem ser escolhidas de modo a proporcionar uma resposta totalmente elástica na secção útil para a ligação articulada, cumprindo as verificações associadas aos parafusos.

9.5.2.3 Razão do módulo da secção

No sentido de garantir que a secção modificada possui uma capacidade de flexão inferior à da secção reduzida mesmo numa situação de grandes extensões plásticas e de endurecimento das extensões, a Eq. (9.13) deve ser cumprida:

$$K_{M} = W_{\mu, RS} / W_{\mu, NS} \ge 2.0$$
 Eq. (9.13)

Em que, $W_{pl,RS}$ e $W_{pl,MS}$ são os módulos plásticos da secção modificada e da secção reduzida, respetivamente.

9.5.2.4 Comprimento efetivo do elemento do contraventamento modificado

Uma vez que a secção modificada é inserida a meio do contraventamento, o comprimento de encurvadura real $I_{cr} = \mu . I_d$ será mais longo do que I_d . Uma fórmula para o comprimento efetivo é proposta por Eq. (9.14), em que $K_I = I_{RS} / I_{MS}, K_I = I_{MS} / I_{RS}$.

$$\mu = I_{cr} / 1 = 0.88 K_{L}^{(0.033)} K_{I}^{(0.1 \ln(K_{L}) - 0.36)}$$
 Eq. (9.14)

Eq. (9.14) pode fornecer desvios até 10%, dependendo da geometria. No entanto, o utilizador pode realizar uma análise sucinta da encurvadura elástica de um contraventamento modificado, com base no modelo FE para obter o parâmetro modificador específico μ para o dimensionsionamento em questão.

312 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

9.5.2.5 Limitação da esbelteza

De acordo com [1], os contraventamentos dos CBF com configuração X devem possuir uma esbelteza adimensional dentro da variação de $1.3 \le \overline{\lambda} \le 2.0$. A esbelteza efetiva é definida por Eq. (9.15).

em que μ é o multiplicador do comprimento efetivo definido por Eq. (9.14) e i_{RS} é o raio de giração do eixo menor de inércia da secção reduzida.

9.5.2.6 Seleção preliminar da viga divisória

Em ensaios e estudos numéricos anteriores, demonstrou-se uma possível formação de dois tipos de mecanismos plásticos dos pisos, designados por favoráveis ou desfavoráveis (Fig. 9.17). O mecanismo favorável verifica-se quando ambas as diagonais comprimidas encurvam simultâneamente e os alongamentos plásticos se situam entre o par de diagonais tracionadas. O desfavorável ocorre quando apenas uma das diagonais do par de diagonais comprimidas empena e aparecem rótulas plásticas adicionais na viga divisória ou mesmo nos pilares (Fig. 9.17 b), c)). Os mecanismos desfavoráveis podem ser evitados através de um dimensionamento correto da viga divisória, assegurando rigidez de flexão e resistência suficientes.



Fig. 9.17: Mecanismos plásticos: a) Favoráveis; b) Viga divisória fraca; c) Pilares fracos

Propõe-se que o CBF-MB seja dimensionado com a viga divisória fixada aos pilares, formando uma pórtico em forma de H. A viga divisória e os pilares devem manter-se elásticos até atingirem o ULS. Deste modo, obtêm-se alguns benefícios importantes:

 O pórtico em H elástico aumenta a capacidade de autocentragem do CBF-MB após excitações importantes provocadas pelo sismo;
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 313 CBF-MB

 O pórtico em H proporciona rigidez tangente positiva na variação dos deslocamentos laterais nulos do CBF-MB quando se desenvolvem deformações não lineares nos contraventamentos.

O estado limite quando o pórtico em H proporciona suficiente rigidez elástica, forçando assim a diagonal não encurvada a encurvar, é ilustrado na Fig. 9.18. Assumindo de forma conservadora que as diagonais tracionadas são equitativamente tencionadas е que а resistência pós-encurvadura do contraventamento encurvado é desprezável inicialmente, a satisfação das equações de equilíbrio do nó revela a formação de forças horizontais e verticais desequilibradas. Esta situação pode ser determinada através de Eq. (9.16) e Eq. (9.17), em que $N_{b,Rd}$ (Eq. (9.18)) é a resistência à encurvadura do contraventamento de acordo com [17] e χ é o coeficiente de redução para o primeiro modo de encurvadura calculado com λ_{eff} .



Fig. 9.18: a) Etapa "imediatamente antes da encurvadura"; b) Forças desequilibradas; c) Momentos fletores internos (*M*_{UNB}) resultando das forças desequilibradas (caso de carga UNB)

$$V_{UNB} = N_{BRd}.sin\alpha \qquad \qquad \text{Eq. (9.16)}$$

$$N_{bRd} = \chi A_{RS} f_{y} / \gamma_{M}$$
 Eq. (9.18)

No estado em consideração "imediatamente antes da encurvadura" ocorre um caso com momentos fletores e esforços axiais adicionais (caso de carga UNB) no pórtico do piso em forma de H – Fig. 9.18 c). Esse estado tem de ser considerado no dimensionamento. Pode ser simulado no modelo para análise elástica introduzindo separadamente as forças desequilibradas para cada piso ou de forma integral em todos os pisos em simultâneo.

Convém também salientar que a viga divisória deve ser dimensionada para evitar efeitos de encurvadura por flexão-torsão, por exemplo satisfazendo Eq. (9.19).

$$\overline{\lambda}_{LT} \leqslant 0.40$$
 Eq. (9.19)

Seguindo os requisitos de 4.4.2.3 (4) [1], as secções dos pilares e da viga divisória serão escolhidos de modo a satisfazer Eq. (9.20). Isto prova que em todos os estados de desempenho estrutural, pode aparecer uma rótula plástica na viga divisória mas não no pilar.

$$2M_{Rc} \geqslant 3.3M_{Rb}$$
 Eq. (9.20)

em que M_{Rc} e M_{Rb} são os momentos resistentes de cálculo do pilar e da viga divisória. As vigas divisórias têm de ser dimensionadas com cuidado, seguindo os princípios propostos, uma vez que controlam a limitação de danos e têm de manterse suficientemente rígidas e no regime elástico de modo a evitar a formação do mecanismo plástico desfavorável dos pisos bem como modos de encurvadura do contraventamento fora do plano do pórtico.

9.5.2.7 Dimensionamento dos elementos não dissipativos

Os elementos não dissipativos dos CBF são os pilares, as vigas de pavimento e as vigas divisórias. Os pilares e as vigas divisórias são ligados de forma rígida ao passo que os pilares e as vigas de pavimento podem ser ligados com rótulas, encastrados parcial ou totalmente. Todas os nós do pórtico devem ser modelados de forma adequada e a existência de momentos fletores e de forças horizontais nos pilares e nas vigas, definidas por Eq. (9.21) a Eq. (9.29), deve ser considerada no dimensionamento. Os esforços internos incluindo os efeitos de segunda ordem $M_{\rm E}$, $V_{\rm E}$ e $N_{\rm E}$ no caso de ação sísmica obtidos através da análise elástica (Fig. 9.19), devem ser multiplicados pelo multiplicador de capacidade $1,1\gamma_{ov}\Omega_{MIN}\rho$. Os primeiros três parâmetros cumprem rigorosamente [1] e o parâmetro ρ =1,15 é proposto pelos autores com o objetivo de considerar a sobrerresistência do sistema e a possibilidade de o contraventamento apresentar uma resistência à encurvadura real deseguilibradas, formadas no estado superior. As forças considerado "imediatamente antes da encurvadura" definidas no ponto 9.5.2.6. e ilustradas na Fig. 9.18, devem ser consideradas. Os esforços internos adicionais induzidos pelas mesmas são designados daqui em diante pelo índice "UNB".

Os pilares serão dimensionados em termos de esforços internos através de Eq. (9.21) a Eq. (9.23). Também devem satisfazer Eq. (9.20).

$$N_{\text{cd},\text{Ed}} = N_{\text{Ed},\text{G}} + 1.1 \gamma_{\text{OV}} \cdot \Omega_{\text{min}} \cdot \rho \cdot (N_{\text{E}} + N_{\text{UNB}})$$
 Eq. (9.21)

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Eq. (9.22)

$$V_{\alpha d, Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Eq. (9.23)

As forças de cálculo para as vigas divisórias devem ser obtidas através de Eq. (9.24) a Eq. (9.26). As condições Eq. (9.20) e Eq. (9.19) também devem ser satisfeitas.

$$N_{\text{sb,Ed}} = N_{\text{Ed,G}} + 1.1 \gamma_{\text{OV}} \cdot \Omega_{\text{min}} \cdot \rho \cdot (N_{\text{E}} + N_{\text{UNB}})$$
 Eq. (9.24)

$$M_{\rm sb,Ed} = M_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm OV} \cdot \Omega_{\rm min} \cdot \rho \cdot (M_{\rm E} + M_{\rm UNB})$$
 Eq. (9.25)

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Eq. (9.26)

As forças de cálculo para as vigas de pavimento devem ser obtidas através de Eq. (9.27) a Eq. (9.29).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB})$$
 Eq. (9.27)

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{hin} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Eq. (9.28)

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Eq. (9.29)

9.5.3 Projeto para análise elástica linear

O CBF-MB constitui um sistema estrutural pertencente à família dos pórticos com contraventamentos. Nesse sentido, os requisitos para o dimensionamento elástico do CBF-MB devem estar em conformidade com a norma EN 1998-1 [1]. Nesta secção, apenas algumas das especificidades serão salientadas.

9.5.3.1 Modelação

O CBF-MB pode ser analisado de forma fiável através de um modelo linear-elástico com vigas FE apropriadas. Os elementos que simulam os contraventamentos modificados são definidos através da secção em forma de H com características de RS e ligados ao pórtico por meio de ligações articuladas. Os pilares são modelados como contínuos ao longo dos pisos. As ligações entre pilares e viga de pavimento e bases de pilar podem ser modeladas como articuladas.

No que se refere à geometria do sistema, são propostos dois tipos diferentes de modelos estruturais designados por modelo linha central-a-linha central (CL-a-CL) e modelo de treliça desviada dos nós. Recomenda-se considerar apenas os desvios dos contraventamentos e dos nós da viga de pavimento. A ilustração é apresentada na Fig. 9.19.



Fig. 9.19: Modelos para análise elástica. a) Modelo CL-a-CL; b) Modelo de desvio de nós

9.5.3.2 Análise estrutural e coeficiente de comportamento

A estrutura deve ser dimensionado como possuindo um comportamento estrutural dissipativo e como pertencendo à classe DCH de ductilidade estrutural. Recomendase a utilização da análise multimodal por espetro de resposta, com coeficiente de comportamento proposto q = 5,0.

9.5.3.3 Limitação do deslocamento entre pisos e efeitos de segunda ordem

A limitação do deslocamento entre pisos deve satisfazer 4.4.3.2. e o efeito de segunda ordem deve ser verificado e incluído respetivamente como se define em 4.4.2.2. [1].

9.5.3.4 Elementos diagonais

A esbelteza efetiva do contraventamento adimensional calculado por Eq. (9.15) deve satisfazer Eq. (9.30).

$$1.3 < \bar{\lambda}_{eff} < 2.0$$
 Eq. (9.30)

De acordo com o ponto 6.7.3 da norma EN 1998-1[1], o dimensionamento das diagonais deve basear-se na resistência à cedência $N_{pl,Rd}$ da secção transversal bruta, que para MB é

As ligações das diagonais às vigas de pavimento e às vigas divisórias deve respeitar as regras de projeto de 6.5.5 de [1].

9.5.3.5 Comportamento dissipativo global

No sentido de obter um comportamento dissipativo homogéneo global da estrutura, a razão de sobrerresistência máxima Ω_{max} sobre toda a estrutura não deve diferir do valor mínimo de Ω_{min} em mais do que 25% conforme indicado em Eq. (9.32).

$$\Omega_{MAX}/\Omega_{MIN} \le 1.25$$
 Eq. (9.32)

A recomendação dos autores no sentido de que os dois andares superiores do edifício sejam interpretados de acordo com a cláusula 6.7.3 (4) de [1] como Eq. (9.30) parece ser, na maioria dos casos, demasiado conservadora.

9.5.4 Projeto para análise estática não linear

O modelo estrutural de desvio dos nós proposto na secção 9.5 deve ser melhorado para a análise estática não linear com plasticidade concentrada, devendo a variação do comportamento dos elementos ser estendida de modo a incluir o comportamento de pós-cedência e pós-encurvadura, introduzindo vários tipos de rótulas plásticas. A distribuição da força lateral adotada na brochura é proporcional ao primeiro modo natural de vibração. Os efeitos $P-\Delta$ podem ser levados em consideração através de modelos de "pilar inclinado". De acordo com o ponto 5.3.2 (3) da norma EN-1993-1-1 [17], a imperfeição inicial do pórtico é levada em consideração pela inclinação inicial do pilar $\Phi=\Phi_0.\alpha_{\rm h}.\alpha_{\rm m}$. A cada nó do pilar inclinado é atribuída uma força vertical correspondente à massa do pavimento atribuída. A Fig. 9.20 ilustra o modelo estrutural para a análise estática não linear.

O modelo demonstrado aqui baseia-se no SAP2000 [18]. São propostos dois tipos de rótulas plásticas neste modelo. A resposta não linear do contraventamento é simulada pela rótula P inserida no meio do mesmo. Nas secções de viga e pilar com potenciais extensões plásticas de flexão, utilizam-se rótulas P-M (Fig. 9.20, b). A curva de esforço axial-deslocamento da rótula P do contraventamento é ilustrada em Fig. 9.21. É constituída pelas características geométricas e de esbelteza do membro de contraventamento e pela resistência nominal do material – Tabela 9.4. Os pontos característicos de pós-cedência e pós-encurvadura são adotados conforme estipulado pela FEMA-356 [10]. A curva de esforço axial-deslocamento é comparada à curva cíclica obtida distribuindo o modelo de plasticidade de um contraventamento em Seismostruct [7] e calibrada com resultados de ensaios.



Fig. 9.20: Modelo de estrutura para análise estática não linear. a) Panorama geral; b) Localizações das rótulas



Fig. 9.21: Curva de esforço axial-deslocamento: a) comparação com modelo calibrado em ensaio; b) curva para análise

······································						
Ponto	Tração		Ponto	Compressão		
	Esforço	Deslocamento		Esforço	Deslocamento	
А	0	0	А	0	0	
В	F _y =A _{RS} .f _y	Δу	В	N _{b,Rd}	Δc	
С	F _{SH}	11∆y	С	0,5N _{b,Rd}	3∆c	
D	0,8F _y	13∆y	D	0,3N _{b,Rd}	8Δc	
E	0,8Fy	14∆y	E	0,2N _{b,Rd}	14∆y	

Tabela 9.4: Pontos característicos da esforço axial-deslocamento

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 319
CBF-MB

As seguintes Eq. (9.33) a Eq. (9.37) devem ser utilizadas para a definição dos pontos característicos. $N_{b,Rd}$ é a resistência do contraventamento à encurvadura de acordo com [17] e χ é o coeficiente de redução de encurvadura.

$$F_{y} = A_{RS} f_{y}$$
 Eq. (9.34)

$$F_{SH} = F_{y} + (F_{y} / \Delta_{y} \ 0.005).(11\Delta_{y})$$
 Eq. (9.35)

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS} f_{\gamma}$$
 Eq. (9.36)

$$\Delta_{c} = N_{b,Rd} \Delta_{y} / F_{y}$$
 Eq. (9.37)

As rótulas plásticas para as vigas divisórias e pilares são do tipo P-M3. O 'esforço axial – momento fletor' pode ser definido utilizando [17] ou [10]. Os pontos característicos pós-cedência estão de acordo com [10].

9.5.5 Projeto para análise dinâmica não linear

No sentido de investigar a resposta temporal do sistema global e dos membros fundamentais, deve realizar-se uma análise dinâmica não linear (NDA). Esta fornece informações para deslocamentos residuais globais e entre pisos e permite ao projetista avaliar o índice de danos dos membros contraventados provocados por um determinado registo sísmico. O modelo estrutural utilizado para a análise estática não linear deve ser definido substituindo os membros contraventados e as rótulas P por ligadores plásticos multilineares com tipo de histerese Pivot – Fig. 9.22. Os efeitos $P-\Delta$ podem ser levados em consideração conforme se explica na secção anterior. O elemento do ligador não linear utilizado no modelo em SAP2000 é constituído por vários parâmetros calibrados com os resultados experimentais. Os pontos pivot para direcionar a histerese pivot são definidos pelos parâmetros α_1 , α_2 , $\beta_1 \in \beta_2$, apresentados na Tabela 9.5 ([18], [20]). Para a definição correta do comportamento histerético, o ligador plástico multilinear requer a definição da curva de esforço-deslocamento (secção 5.4.). Os dados de ensaio e os resultados numéricos indicam que existe uma redução da resistência cíclica de cerca de 15%, que é tida em consideração (Fig. 9.22 b).



Fig. 9.22: Modelo para NDA: a) Panorama geral do modelo; b) Curva esforço-deslocamento

Tabela 9.5. Descrição dos portos prvoi					
Parâmetro do ponto <i>pivot</i>	$\alpha_{_1}$	$\alpha_{_2}$	$\boldsymbol{\beta}_{1}$	β_{2}	η
Valor	100	0,1	0,02	0,4	0,0

Tabela 9.5: Descrição dos pontos pivot

9.6 ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

As equações, propriedades dos elementos, recomendações de projeto, verificações fundamentais e coeficiente de comportamento proposto, incluídos na brochura, foram verificados através de análises numéricas em pórticos 2D reais com CBF-MB utilizando o software SAP2000. Inicialmente as estruturas foram calculados através da análise elástica em ULS e SLS. Seguiram-se as análises não lineares estáticas e dinâmicas para investigar o seu comportamento para além do domínio elástico e confirmar o coeficiente de comportamento q=5.

9.6.1 Casos de estudo

9.6.1.1 Geometria e pressupostos gerais

O caso de estudo apresentado aqui baseia-se na extração de uma estrutura CBF-MB plana de um edifício composto de três andares, Fig. 9.23. A estrutura consiste em três vãos de 8m com ligações viga-a-pilar e bases de pilar articuladas. Os sistemas CBF-MB estão localizados conforme se demonstra na figura. São utilizados perfis HEA laminados a quente para os pilares e perfis IPE para as vigas de pavimento. Não foi considerada ação mista das vigas com a laje de betão armado. Cada CBF-MB é integrado na parte central do vão. Deste modo, os pilares do pórtico contraventado são carregados primeiramente com esforços axiais resultantes da ação sísmica e o resto dos pilares da estrutura sustentam as cargas gravíticas. É possível observar uma abordagem estrutural semelhante no sistema Fuseis-2 proposto por Vayas *et al.* [21], [22], [23].



Fig. 9.23: Pórtico 2D e planta do edifício

Realiza-se um pré-dimensionamento para as cargas verticais. A Tabela 9.6 resume as secções transversais da estrutura principal e as secções transversais do sistema proposto para resistência sísmica. Seguidamente, estas secções irão ser refinadas através de análise por espetro de resposta (RSA).

9.6.1.2 Materiais

Para o dimensionamento de elementos dissipativos (contraventamentos modificados) adota-se o aço de classe S235 e, para o dimensionamento dos pilares, o aço de classe S355. As vigas de pavimentos e as vigas divisórias são dimensionadas com aço de classe S275. As lajes do pavimento são dimensionadas com deck metálico Hi-Bond utilizado apenas para cofragens, betão C25/30 e armadura para betão armado B500B.

	CBF - MB	Resto da	estrutura						
Piso	Contraventamentos⁵	Pilares	Vigas	Vigas divisórias	Pilares externos	Pilares internos	Vigas		
 1	F95.6W120.5- M180.45-T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEA 500	HEA 500	HEA 360 HEA 500		
2	F85.5W120.5- M180.35-T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEA 500	HEA 500	HEA 360 HEA 500		

Tabela 9.6: Secções transversais do CBF e estrutura do edifício

⁵ As secções transversais do MB serão descritas por abreviaturas que devem ser lidas como segue: F (banzo) 95.6 largura 95 mm, espessura 6 mm; W (alma) 120.5 largura 120 mm, espessura 5 mm; – M (secção modificada) 180.45 comprimento 180 mm, largura do banzo 45 mm – T16 (espessura da alma da MS) 16 mm.

322 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

3	F75.4W90.4- M180.35-T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEA 500	HEA 500	HEA 360 HEA
							500

9.6.1.3 Cargas e combinações de cargas

A Tabela 9.7 resume os pressupostos para cargas gravíticas e parâmetros de ação sísmica. A cobertura é considerada como acessível e com ocupação.

Cargas verticais	
Peso próprio da estrutura (G _{k1})	3,00 kN/m ²
Outras cargas permanentes (teto, pavimento elevado),	
(G _{k2}) – Pisos intermédios – Pavimento de cobertura (terraço) Paredes periféricas, pé direito 4 metros (G _{k3})	0,75 kN/m² 1,35 kN/m² 2,40 kN/m
Sobrecargas (categoria B + divisória amovível):	
– Pisos intermédios (Q _{k,1})	3,00 kN/m ²
– Pavimento de cobertura (terraço) (Q _{k,2})	2,00 kN/m ²
Ação sísmica	
Espetro de resposta de cálculo para análise elástica	Tipo 1
Aceleração máxima à superfície do terreno de referência	<i>a</i> _{g,R} = 0,32 <i>g</i>
Classe de importância II (Edifício comum)	$\gamma_{\rm I} = 1,0$
Tipo de terreno	B (T _B = 0,15 s, T _C = 0,50 s)
Coeficiente de comportamento proposto q	5,0
Coeficiente de amortecimento	5%
Coeficientes para ocupação de andar em situação de cálculo sísmico	φ = 0,80 (ocupações correlacionadas incluindo terraço da cobertura)
Coeficiente de combinação sísmica para o valor quase permanente de ações variáveis	$\psi_2 = 0,60, \ \psi_E = 0,48$

Tabela 9.7: Cargas e ações

As massas dos pisos por pórtico contraventado são resumidas na Tabela 9.8. Presume-se que a massa sísmica total é distribuída equitativamente entre ambos os CBF-MB nos eixos 1 e 4. Os efeitos torsionais das excentricidades das massas dos pisos não são levados em consideração neste exemplo.

Tabela 9.8: Massas sísmicas por pórtico contraventado						
Massa do piso 1 = 82,05 t	Massa do piso 2 = 82,05 t	Massa do piso 3 = 82,35 t				

9.6.1.4 Modelação

O modelo elástico linear estrutural foi formado de acordo com as regras indicadas na Secção 9.5.3.1. Todas as ligações entre as vigas de pavimento e os pilares do CBF-MB são nominalmente articuladas, o mesmo acontecendo com as ligações

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 323
CBF-MB

entre pilares do edifício e vigas de pavimento na direção dos eixos 1, 2, 3 e 4. Isso implica que os sistemas CBF-MB resistem à totalidade das forças laterais. As ligações dos pilares (desvio) com os contraventamentos são nominalmente articuladas. Presume-se que as ligações entre vigas divisórias e pilares são rígidas e totalmente resistentes pelo que são modeladas como contínuas. Isso é possível através de uma ligação soldada ou através de uma ligação aparafusada com esquadro de reforço. As vantagens desta abordagem de dimensionamento foram discutidas na secção 9.5.2.6. As bases dos pilares foram dimensionadas e projetadas como apoios fixos. A análise elástica requer um modelo das diagonas dos contraventamentos funcionando apenas apenas para tração [1], ao passo que os modelos de análises estáticas e dinâmicas não lineares incluem ambos os pares de contraventamentos.

9.6.2 Projeto para combinações estáticas

Uma característica distintiva da configuração estrutural demonstrada no estudo de caso é o facto de o sistema de resistência a sismos proposto (CBF-MB) ser concebido de modo a ser isento de cargas gravíticas, excluindo o próprio peso. Uma vez que estas últimas são desprezíveis, o cálculo da carga gravítica não é apresentado. É evidente que a combinação sísmica é determinante para o sistema CBF-MB pelo que a combinação de vento não irá ser considerada.

9.6.3 Projeto para combinações sísmicas

Foi realizada uma RSA multimodal. Os resultados obtidos nesta análise estão resumidos na Tabela 9.9. O primeiro e segundo modos ativaram mais de 90% da massa total.

	· ···· ··· ···· ······················						
Modo N.º	Período Eige (s)	Participação da massa (%)	Massa total ativada (%)				
1	0,881	83,8	07.2				
2	0,309	13,4	97,2				

Tabela 9.9: Períodos e participação de massa

De acordo com [1] quando $T_C \le T \le T_D$, a aceleração do espetro tem de ser maior ou igual ao limite inferior. Uma vez que o primeiro modo domina a resposta, a verificação pode ser efetuada por Eq. (9.38):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \ge \beta.a_g$$
, Eq. (9.38)

em que V_{tot} é o esforço transverso total obtida na análise por espetro de resposta, P_{tot} é a carga vertical total, correspondente à massa efetiva do pórtico sob

combinação sísmica e β = 0,2 é o coeficiente de limite inferior para o espetro de cálculo horizontal. A verificação prova que não há necessidade de aumentar o esforço transverso (Tabela 9.10).

	Tabela 9.10: \	/erificação do	limite infer	ior do espec	ctro de cál	culo horizontal
Г						

V _{tot} (kN)	P _{tot} (kN)	V _{tot} / P _{tot}	βa _g
234,2	2417,7	0,097	0,064

9.6.4 Dimensionamento detalhado

9.6.4.1 Limitação do deslocamento entre pisos

Pressupondo que o edifício possui elementos dúcteis não estruturais, a verificação consiste em:

$$d_r \cdot v \le 0.0075h = (0.0075) \cdot 4000 = 30.0 \, mm,$$
 Eq. (9.39)

em que v = 0,5 é o coeficiente de redução [1], *h* é pé direito e d_r é o deslocamento relativo entre pisos. A Tabela 9.11 inclui os resultados obtidos na análise para cada um dos andares.

Piso	1	2	3
$d_{\rm e,top}(\rm mm)$	8,2	18,0	27,6
d _{e,bottom} (mm)	0,0	8,2	18,2
$d_{\rm r} = (d_{\rm e,top} - d_{\rm e, bottom}) q (\rm mm)$	41,0	49,0	47,0
d _r v	20,5	24,5	23,5

Tabela 9.11: Limitação do deslocamento entre pisos

9.6.4.2 Efeitos P-delta

A sensibilidade a efeitos de segunda ordem (P–D) é calculada através do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos θ obtido por Eq. (9.40), em que Ptot e é a carga gravítica total no piso em questão e nos pisos acima para a combinação sísmica e Vtot o corte transversal sísmico do piso em consideração. Os valores calculados de θ são apresentados na Tabela 9.12.

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{\boldsymbol{P}_{tot}\boldsymbol{d}_r}{\boldsymbol{V}_{tot}\boldsymbol{h}}$$
 Eq. (9.40)

Tabela 9.12: Efeitos de segunda ordem

Piso	1	2	3
$d_{\rm r}$ = ($d_{\rm e,top}$ – $d_{\rm e, bottom}$) q (mm)	41,0	49,0	4,0
Ptot / Vtot	2417,7 / 234,2	1612,8 / 193,1	807,9 / 129,6
θ	0,11	0,10	0,07

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 325
CBF-MB

O valor máximo do coeficiente de sensibilidade é $0,1 < \theta = 0,11 < 0,2$, podendo os efeitos de segunda ordem ser tidos em consideração aproximadamente multiplicando os efeitos do caso de carga sísmica pelo multiplicador $k_{\theta} = 1/(1-\theta) = 1,12$.

9.6.4.3 Dimensionamento dos membros dissipativos

A secção transversal necessária dos contraventamentos modificados é definida pela confirmação da resistência plástica disponível da secção transversal reduzida (RS): $N_{pl,Rd} \ge N_{Ed}$. Os efeitos da carga de cálculo são obtidos a partir da combinação de carga sísmica 1,0.G_{k,j} + 0,48.Q_{k,i} + E. A Tabela 9.13 resume as secções transversais verificadas para os contraventamentos de cada piso. Também inclui a confirmação do comportamento dissipativo homogéneo global do sistema obtida quando os valores de sobrerresistência dos contraventamentos Ω diferem no máximo em 25% do respetivo valor mínimo.

Tabela 9.13: Verificação dos contraventamentos e confirmação do comportamento dissipativo homogéneo

nemegenee						
Piso	Secção transversal do contraventamento	Área da secção transversal (mm²)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	N _{pl,RS,Rd} (kN)	$\boldsymbol{\varOmega} = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5- M180.45-T16	1740	348,2	389,4	1,12	
2	F85.5W120.5- M180.35-T14	1450	279,9	324,5	1,16	1,063
3	F75.4W90.4- M180.35-T12	960	180,0	214,9	1,19	

A Tabela 9.14 resume os valores $\lambda_{z,eff}$ da esbelteza dos contraventamentos modificados obtidos por Eq. (9.15) e comparados com os valores obtidos pela análise de encurvadura do modelo FE de um contraventamento no SAP2000 [18].

Pis o	Secções transversais do contraventamento	λ _{z,eff} Eq. (5-7)	$\lambda_{ m z,eff}$ encurvadura	Desvio [%]	$1.3 \le \overline{\lambda}_{z,eff} \le 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	136,9	128,79	6,31	1,46
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	170,2	164,54	3,45	1,81
3	F75.4W 90.4-M180.35-T12	175,2	169,38	3,46	1,87

Tabela 9.14: Esbelteza efetiva do contraventamento modificado

9.6.4.4 Dimensionamento por capacidade resistente dos membros não dissipativos

Os membros CBF não dissipativos (pilares, vigas de pavimento e viga divisória) são dimensionados de acordo com os critérios de dimensionamento por capacidade resistente conforme a secção 9.5.2.7 e Eq. (9.21) – Eq. (9.29). O coeficiente de amplificação geral para os esforços internos no caso de carga sísmica e UNB é $1,1\gamma_{ov} \Omega_{min} \rho$, em que $\rho = 1,15$. O valor correspondente é 1,771. Convém recordar

326 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	

que todos os esforços internos já foram amplificados também por $k_0 = 1,12$. Os coeficientes de utilização dos pilares, vigas de pavimento e viga divisória foram calculados de acordo com o disposto em [17]. Tabela 9.15, Tabela 9.16 e Tabela 9.17 apresentam a verificação dos membros não dissipativos.

	3	•		
Piso	Material / secção transversal do pilar	$N_{\rm col,Ed}$	$M_{ m col,Ed}$	Coeficiente de utilização
1	HEA 260 / S355	-1141,1	131,6	0,991
2	HEA 260 / S355	-642,8	75,9	0,566
3	HEA 260 / S355	-264,3	63,2	0,331

Tabela 9.15: Verificação	dos pilares do CBF
--------------------------	--------------------

O critério definido pela Eq. (9.19) foi condicionante no dimensionamento da viga divisória. Convém referir que as secções transversais devem ser verificadas com base no módulo da secção elástica.

rabola orror volmoaşao aa nigao ameena						
Piso	Material / secção transversal da viga divisória	$N_{\rm sb,Ed}$	$M_{\rm sb,Ed}$	Coeficiente de utilização	$\overline{\lambda}_{_{LT}}$	
1	HEA 260 / S275	123,8	-148,7	0,734	0,394	
2	HEA 240 / S275	107,7	-86,7	0,544	0,362	
3	HEA 240 / S275	54,9	-83,5	0,499	0,365	

Tabela 9.16: Verificação da vigas divisória

	-			
Piso	Material / secção transversal da viga de pavimento	$N_{\rm b,Ed}$	$M_{ m b,Ed}$	Coeficiente de utilização
1	HEA 240 / S275	-504,0	-18,7	0,356
2	HEA 240 / S275	-360,5	-18,7	0,285
3	HEA 240 / S275	-156.6	-17.0	0.178

Tabela 9.17: Verificação da viga de pavimento

Recomenda-se que o tamanho do membro não seja ajustado em conformidade com a necessidade de esforço interno, sendo preferível mantê-lo aproximadamente constante em todos os pisos uma vez que as vigas divisórias juntamente com os pilares fornecem a rigidez elástica do pórtico, que é essencial para a capacidade autocentrante do sistema depois de as diagonais terem entrado em cedência.

9.6.5 Análise estática não linear

9.6.5.1 Avaliação do comportamento não linear das estruturas

A análise estática não linear (*pushover*) é realizada com o objetivo de calcular a sequência e localizações das rótulas plásticas e o mecanismo de colapso atingido. A influência dos diferentes tipos de ligações semi-rígidas de viga de pavimento com

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 327
CBF-MB

pilar também é objeto de investigação. Através da análise *pushover* também se verifica o coeficiente de comportamento proposto. Um modelo FE de treliça com desvio do nó é criado no SAP2000 [18] conforme se descreve no ponto 9.5.3. Utiliza-se a distribuição triangular invertida de forças horizontais incrementais, sendo considerados os efeitos $P-\Delta$ para a modelação de um pilar inclinado. De acordo com as regras de projeto apresentadas em 9.5.3, são atribuídas rótulas plásticas do tipo P aos contraventamentos e rótulas plásticas do tipo P-M3 aos pilares e vigas divisórias. As respetivas localizações no modelo analítico são ilustradas em Fig. 9.20.





As propriedades do modelo de plasticidade concentrada adotado para os pilares e as vigas divisórias são definidas de acordo com as disposições de [10] e a regra de interação M–N assumida está de acordo com [17]. A distribuição da rótula plástica resultante e a deformada do CBF-MB são apresentados na Fig. 9.24. Desenvolvem-se deformações plásticas nos contraventamentos modificados, ocorrendo também cedência nas vigas divisórias ao nível do primeiro e segundo andares quando se verificam grandes deslocamentos entre pisos (1,5% além do ULS).

No sentido de observar o desempenho estrutural nas diversas excitações sísmicas foi colocada a hipótese de introdução de três níveis de dimensionamento relacionados com os estados limite SLS, ULS e CP. A curva de capacidade resultante com os estados limite indicados e os correspondentes mecanismos plásticos são ilustrados na Fig. 9.25. A distribuição da rótula plástica no estado limite ULS é caracterizada pela cedência significativa e regular dos contraventamentos tracionados e pela encurvadura dos contraventamentos comprimidos ao longo da altura do edifício mantendo a estrutura de contorno em regime elástico. O estado limite CP é caracterizado pela cedência da viga divisória e pela concentração dos

328 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
ANALISES E DIMENSIONAMENTO DE PORTICOS 2D

alongamentos não lineares do contraventamento no primeiro andar. As capacidades de deformação dos contraventamentos não são esgotadas e todos os pilares mantêm-se elásticos. Obtém-se o mecanismo plástico previsto com plasticidade distribuída ao longo de toda a altura da estrutura.

As especificações de duas abordagens de dimensionamento baseadas no deslocamento alvo da EN 1998-1 [1], [24] e rácios limites de deslocamento entre pisos da FEMA 356 foram comparadas e apresentadas na

Tabela 9.18 para cada um dos três estados limite. Os resultados são geralmente semelhantes, sendo a diferença mais marcante para o ULS, que podem ainda ser observada nas distribuições das rótulas apresentadas na Fig. 9.24 b) e Fig. 9.25 b).



Fig. 9.25: SNA de acordo com EN 1998-1

	Deslocamento da cobertura, [m]		
Estados limites	EN 1998-1, método N2	Razão de deslocamento entre pisos da FEMA 356	
SLS	0,0578	0,0513	
ULS	0,116	0,150	
СР	0,174	0,181	

Tabela 9.18: Comparação entre a EN 1998-1 e a FEMA 356

9.6.5.2 Avaliação do coeficiente de comportamento q

O coeficiente de comportamento foi definido a partir de Eq. (9.41) como o produto da ductilidade q_{μ} e a sobrerresistência Ω [25].

$$q = q_{\mu} \Omega$$
 Eq. (9.41)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 329
CBF-MB

A curva de capacidade típica e os parâmetros utilizados para a avaliação do coeficiente do comportamento são ilustradas na Fig. 9.26.

A ductilidade q_{μ} é determinada como a razão entre o deslocamento alvo para ULS e o deslocamento de cedência δ_{el} no sistema bilinear equivalente:

$$q_{\mu} = \delta_{\text{LS}} / \delta_{\text{el}}$$
 Eq. (9.42)

A sobrerresistência (Eq. (9.43)) é definida como a razão entre o esforço de cedência V_y da relação bilinear "esforço transverso–deslocamento da cobertura" com a força de cálculo V_d que é calculada pela aceleração espectral do sistema e a massa modal de primeiro modo conforme se define em Eq. (9.44).



Tabela 9.19: Calculated behaviour factors q

q μ	3.30
Ω	1.67
9	5.51

Fig. 9.26: Evaluation of behaviour factor from capacity curve

sendo que *n* é a razão da massa participante do modo fundamental, *M* é a massa total e $S_d(T_1)$ é a aceleração do espetro de cálculo no período fundamental de vibração T_1 . Os coeficientes de comportamento, de sobrerresistência e de ductilidade calculados do MB-CBF proposto são apresentados na Tabela 9.19. O coeficiente *q* calculado ultrapassa o valor de 5,0, que foi proposto para este sistema.

9.6.6 Análises dinâmicas não lineares

No sentido de avaliar se o dimensionamento elástico do CBF-MB com o coeficiente de comportamento proposto satisfaz os objetivos de desempenho sísmicos, foram realizadas dez NDA com movimentos sísmicos fortes. O modelo FE de treliça com desvio dos nós no SAP2000 utilizado para SNA sofreu ligeiras modificações. O

330 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

comportamento histerético não linear dos contraventamentos modificados é simulado no modelo por ligador plástico multilinear do tipo *pivot*. As propriedades dos ligadores *pivot* utilizados são apresentadas sucintamente na Tabela 9.20 e Tabela 9.21. As condições iniciais de carga são idênticas às da análise estática não linear considerando as cargas gravíticas da combinação sísmica.

Piso 1		Piso 2		Piso 3		
Deformação	Esforço	Deformação	Esforço	Deformação	Esforço	
[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	
-0,0354	-26	-0,0354	-15,4	-0,0354	-9,48	
-0,00633	-38	-0,0045	-22,56	-0,00425	-14,22	
-0,00237	-64	-0,0017	-37,60	-0,00159	-23,70	
-0,00079	-128	-0,0006	-75,20	-0,00053	-47,40	
0,0000	0	0,0000	0	0,0000	0	
0,00253	409	0,0025	340,70	0,00253	225,6	
0,00758	348	0,0076	289,60	0,00758	191,76	
0,0354	348	0,0354	289,60	0,0354	191,76	

Tabela 9.20: Definição da deformação-esforço multilinear

Tabela 9.21: Descrição dos pontos pivot

Parâmetro do ponto <i>pivot</i>	$\alpha_{_1}$	$\alpha_{_2}$	$oldsymbol{eta}_1$	$oldsymbol{eta}_2$	η
Valor	100	0,1	0,02	0,4	0

9.6.6.1 Registos de movimento do terreno

Foram efetuadas análises dinâmicas não lineares (temporais com integração direta). O pórtico contraventado examinado foi submetido a uma série de registos de movimento de terreno obtidos a partir do conjunto de registos *Far-Field* com PGA não muito acima de 0,32g. Este conjunto foi considerado apropriado para a avaliação do colapso do pórtico investigado. O conjunto inclui dez registos reais dos movimentos de terreno horizontais de maior intensidade obtidos da base de dados PEER NGA e diz respeito a locais situados a uma distância igual ou superior a 10 km da rotura da falha, todos com magnitude igual ou superior a 6,5. Os últimos 3 registos foram normalizados de acordo com as recomendações de [28] ao passo que os 7 primeiros foram conforme registados. O ajuste dos registos selecionados de movimento forte de terreno foi possível através do software SeismoMatch [29] que é capaz de processar registos de movimento de terreno de modo a que a respetiva resposta de aceleração espectral corresponda ao espetro de resposta alvo (TRS). A correlação dos registos foram alvo de um processo de ajuste. Os registos N.º 2,

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 331 CBF-MB

3 e 5 foram escalados inicialmente com coeficientes de escala 1,3, 1,5 e 1,5 respetivamente, tendo os restantes registos sido processados sem serem escalados. Foi respeitado o critério que consta em [1], que indica que no intervalo de períodos entre $0,2T_1 e 2T_1$ nenhum valor do espectro médio deve ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica – Fig. 9.28. A lista dos registos selecionados de movimento forte de terreno e respetivas características é apresentada na Tabela 9.22.

Sismo		Estação de	Movin	nentos	Movimentos			
		registo	regist	ados	correlacionados			
N.º					PGA	PGV	PGA	PGV
ID	Μ	Ano	Nome	Nome	máx	máx	máx	máx
					(g)	(cm/s)	(g)	(cm/s)
1	7,1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0,34	42	0,52	32
2	6,9	1995	Kobe, Japão	Kakogawa	0,34	23	0,33	31
				(CUE90)				
3	7,5	1999	Kocaeli, Turquia	Duzce (270)	0,35	11	0,67	31
4	6,9	1989	Loma Prieta, EUA	090 CDMG	0,39	45	0,34	45
5	6,5	1987	Superst. Hills, EUA	Poe Road (temp)	0,35	10	0,52	40
6	7,6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0,36	22	0,52	49
7	6,5	1976	Friuli, Itália	Tolmezzo (000)	0,35	22	0,52	69
8	7,3	1992	Landers, EUA	Coolwater	0,33	30	0,34	32
9	7,4	1990	Manjil, Irão	Abbar	0,51	54	0,44	40
10	6,6	1971	San Fernando, EUA	LA-Hollywood Stor	0,21	19	0,49	38

Tabela 9.22: Lista dos registos selecionados de movimento forte de terreno

Como espetro de resposta alvo (TRS), foi utilizado o Espetro de resposta (RS) tipo 1 do Eurocódigo, baseado em PGA 0,32g e Solo Tipo B. A Fig. 9.27 ilustra os RS dos acelerogramas registados e a TRS. O RS médio correspondente dos acelerogramas correspondentes, o TRS e o TRS a 90% são apresentados na Fig. 9.28. A resposta espectral média, calculada a partir dos 10 registos no intervalo dos períodos entre 0,18 s e 2,0 s, desvia-se menos do que 2% dos valores correspondentes do TRS. O máximo desvio é de 5,1%. Os registos processados satisfazem as disposições da norma EN 1998-1 e é considerado adequado para avaliação do desempenho e verificação do sistema CBF-MB.





Fig. 9.27: Espetros de resposta dos acelerogramas registados e RS alvo



Fig. 9.28: Espetro de resposta alvo, RS alvo a 90% e RS média correspondente

9.6.6.2 Deslocamentos globais residuais

A avaliação inicial da resposta dinâmica do CBF-MB submetido a excitações sísmicas é realizada através do deslocamento temporal da cobertura para cada um dos dez registos. A Fig. 9.29 ilustra os deslocamentos temporais para os registos sísmicos de Kobe e Loma Prieta. O Tabela 9.23 resume as razões de deslocamento global residual para cada um dos registos sísmicos calculadas pela divisão dos deslocamentos residuais da cobertura pela altura do CBF-MB (12 m). Convém referir que a razão de deslocamento global residual não ultrapassa 0,16%, o que é três vezes menos do que o valor limite de 0,5% recomendado pela FEMA-356 [10] para pórticos de aço contraventados em IO. Este facto é indicativo da capacidade muito boa de autocentragem da estrutura examinada e é essencial para avaliação do estado de desempenho após um sismo de grande intensidade. Este efeito é atribuído à rigidez horizontal do CBF-MB com vigas divisórias fixadas nos pilares.



Fig. 9.29: Deslocamentos temporais da cobertura

Registo sísmico	MB-CBF	Registo sísmico	MB-CBF
1.Hector Mine	0,08%	6.Chi-Chi	0,00%
2.Kobe	0,02%	7.Friuli	0,05%
3.Kocaeli	0,02%	8. Landers	0,02%
4.Loma Prieta	0,14%	9. Manjil	0,02%
5.Superstition Hills	0,09%	10. San Fernando	0,16%
Média	0,06%	Desvio padrão	0,056%

Tabela 9.23: Razões de deslocamentos globais residuais (%)

9.6.6.3 Deslocamentos relativos entre pisos

O desempenho do CBF-MB também foi examinado através dos deslocamentos entre pisos. Na Fig. 9.30, as razões de deslocamento máximo e residual entre pisos são fornecidas com caráter indicativo pelos registos de Kobe e Loma Prieta.



Fig. 9.30: Deslocamentos máximos e residuais entre pisos para os sismos de Kobe e Loma Prieta

Foi observado que os valores de deslocamento residual entre pisos se aproximam do zero, semelhantemente ao que acontece com os deslocamentos residuais da cobertura. Os pisos críticos com deslocamentos máximos entre pisos são o 1º ou o 3º dependendo das características dos registos sísmicos. Os deslocamentos máximos entre pisos para cada um dos dez registos sísmicos são resumidos na Tabela 9.24.

		•	()
Registo sísmico	MB-CBF	Registo sísmico	MB-CBF
1.Hector Mine	1,78%	6.Chi-Chi	1,26%
2.Kobe	1,47%	7.Friuli	1,90%
3.Kocaeli	1,68%	8. Landers	1,40%
4.Loma Prieta	2,06%	9. Manjil	1,02%
5.Superstition Hills	1,76%	10. San Fernando	2,23%
Média	1,66%	Desvio padrão	0,371%

Tabela 9.24: Razões de deslocamento máximo entre pisos (%)

334 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D	

Os valores máximos de deslocamentos entre pisos verificam-se entre os dois valores limites propostos pela FEMA-356 nos estados limite ULS (1,5%) e CPLS (2,0%) à exceção dos valores para os registos sísmicos de Loma Prieta (2,06%) e de San Fernando (2,23%). Devido aos limites superiores obtidos experimentalmente para o sistema CBF-MB (1,89% para ULS e 3,00% para CPLS (secção 4.4)), conclui-se que estes valores não são indicativos de colapso.

9.6.6.4 Fadiga oligocíclica

No sentido de efetuar uma avaliação do tempo de vida de fadiga oligocíclica do sistema, utiliza-se Eq. (9.6). Fornece uma relação conservadora entre a amplitude de deformação axial δ_d correspondente ao número de ciclos até à rotura *N*. Os alongamentos e encurtamentos axiais temporais dos contraventamentos são obtidos a partir do modelo não linear de desvio dos nós desenvolvido no SAP2000 com ligadores multilinears plásticos *pivot*. O número de ciclos foi contado com base no método de *rainflow*, ignorando todos os ciclos com amplitudes inferiores a 5mm. Este último foi adotado devido ao facto de a fórmula proposta ser muito conservadora para amplitudes inferiores a 5mm – (Fig. 9.16). Com base na Eq. (9.6) e na regra Miner, calculou-se o índice de danos que se encontra referido na Tabela 9.25. Em todos os casos, o índice de danos parece encontrar-se bem inferior da unidade, demonstrando que o sistema proposto possui um comportamento de fadiga oligocíclica muito baixa.

Registo sísmico	Índice de danos (<i>D</i> < 1,0)	Registo sísmico	Índice de danos (<i>D</i> < 1,0)
1. Hector Mine	0,070	6.Chi-Chi	0,144
2. Kobe	0,257	7.Friuli	0,076
3. Kocaeli	0,063	8. Landers	0,140
4. Loma Prieta	0,178	9. Manjil	0,155
5. Superstition Hills	0,048	10. San Fernando	0,127

Tabela 9.25: Índice de danos

9.6.6.5 Análise dinâmica incremental (IDA)

Outro método para avaliação da resposta não linear do sistema CBF-MB é a Análise dinâmica incremental (IDA). O procedimento de análise é apresentado por Vamvatsikos e Cornell [26], [27] e na FEMA-P695 [28]. O procedimento baseia-se na relação entre a Medida de intensidade (IM) e a Medida de danos (DM) mais representativa do movimento do terreno. Para o sistema examinado, a IM é representada pela aceleração espectral do registo correlacionado correspondendo ao primeiro modo de vibração natural estrutural considerando 5% de amortecimento

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 335
CBF-MB

viscoso $S_a(T_{1},5\%)$ e a DM é definida através do deslocamento máximo entre pisos θ_{max} . No sentido de gerar as curvas de IDA, os movimentos de terreno da secção 9.6.6.1 foram escalados por fatores de 0,50; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50 e superiores até atingir a não convergência numérica.

As curvas IDA para os dez registos examinados são ilustradas na Fig. 9.31. As curvas resultantes são caracterizadas pela parte elástica com declive constante até cedência que ocorre em $S_a(T_{1,5}\%) \approx 0,25g \ e \ \theta_{max} \approx 0,6\%$, seguido de uma zona com declive variável atribuída ao desenvolvimento de deformações não lineares e uma parte de declive horizontal quando a instabilidade dinâmica global ocorre, no qual, qualquer aumento na IM resultaria numa resposta DM praticamente infinita.



Fig. 9.31: Curvas IDA para cada um dos registos sísmicos utilizados e capacidades de estado limite (IO, LS, CP) obtidas experimentalmente

Para avaliar o desempenho do sistema, os três estados limite *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) e *Collapse Prevention* (CP) foram definidos para as curvas IDA. Estes estados baseiam-se nos deslocamentos experimentais máximos (SLS, ULS, CPLS). Os valores de IM e DM para cada um dos registos sísmicos são apresentados na Tabela 9.26.

336 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores ANÁLISES E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS 2D

	$S_a(T_1, 5\%)$ (g)			θ_{\max} (%)		
Registo sísmico	IO	LS	СР	Ю	LS	CP
1. Hector Mine, Califórnia	0,242	0,597	1,141			
2. Kobe, Japão	0,223	0,729	1,193			
3. Kocaeli, Turquia	0,195	0,566	0,812			
4. Loma Prieta, Califórnia	0,224	0,509	0,797	0,625	1,89	
5. Superstition Hills, Califórnia	0,174	0,495	0,657			2 00
6. Chi-Chi, Taiwan	0,226	0,674	0,874			3,00
7. Friuli, Itália	0,240	0,535	0,765			
8. Landers, EUA	0,444	0,860	1,152			
9. Manjil, Irão	0,269	0,695	0,794			
10. San Fernando, EUA	0,237	0,442	0,627			
Percentil 5%	0,207	0,501	0,705			
Percentil 50%	0,232	0,582	0,804	0,625 1,89		3.00
Percentil 84%	0,257	0,714	1,147			3,00
Média aritmética	0,248	0,610	0,881			

Tabela 9.26: Valores de IM e DM	para os dez registos e para cada um	dos estados limite	(IO,	, LS, (CP)	

As curvas IDA são resumidas nos respetivos percentis de 16%, 50% e 84%. A Fig. 9.32 ilustra a curva média representativa (50%). Esta figura também inclui os pontos em IO, LS e CP, definidos pelos deslocamentos entre pisos obtidos experimentalmente θ_{max} e os valores da média aritmética de $S_a(T_{1,5\%})$ obtidos a partir de Tabela 9.26 depois de organizados em ordem ascendente (S_a ($T_{1,5\%}$)=0,25g, 0,61g, 0,88g). Observou-se que estes três pontos encontram-se muito próximos da curva média, confirmando a definição destes estados limite.



Fig. 9.32: Curva média (percentil 50%) e pontos dos estados limite (IO, LS, CP)

9.6.7 Comparação dos métodos de análise

No sentido de confirmar as regras propostas para o dimensionamento do CBF-MB, fez-se uma comparação entre os resultados dos tipos de análise realizados. O

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 337
CBF-MB

deslocamento relativo entre pisos apresenta uma estimativa do nível de danos da estrutura para os três estados limite definidos (SLS, ULS e CPLS). A Fig. 9.33 ilustra o deslocamento máximo entre pisos resultante da análise elástica multimodal (RSA), análise estática não linear (SNA) e análise dinâmica incremental (IDA). Os valores obtidos por IDA são representados pela área abrangida pelas curvas de percentil 16% e 84%.

Convém referir que tanto a curva SNA como a RSA se situam dentro do intervalo definido pelas curvas IDA predominantemente na região média, o que pode ser considerado indicativo para a concordância dos resultados obtidos a partir dos três tipos de análise. Foi observado um desvio superior entre a SNA (*Pushover*) e os outros dois métodos no terceiro andar. Pode ser atribuído à influência de modos mais elevados de vibração. Na SNA, apenas foi utilizado o padrão de carga de primeiro modo da carga incremental. Nenhum valor de deslocamento entre pisos ultrapassa o valor limite de 1,89% obtido experimentalmente em ULS. Para concluir, é possível afirmar que as regras de cálculo propostas provaram ser adequadas.



Fig. 9.33: Comparação entre as razões de deslocamento entre pisos obtidas por RSA, SNA (*Pushover*) e IDA para ULS

9.7 CONCLUSÕES

O presente estudo introduz um sistema de resistência às forças laterais: pórticos concentricamente contraventados com modificação inovadora dos contraventamentos, designado por CBF-MB. Esta brochura ilustra a sua aplicação bem sucedida em estruturas de aço em regiões sísmicas. Este estudo revelou algumas características específicas do sistema relacionadas com o seu comportamento sísmico melhorado. As principais conclusões vêm resumidas a seguir:

 O sistema proposto é semelhante aos pórticos de contraventamentos concêntricos tradicionais com diagonais transversais. Este sistema mantém as

38 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	

vantagens destes contraventamentos, ultrapassando as suas desvantagens sem grandes complicações a nível de dimensionamento, fabrico e construção;

- Os contraventamentos modificados que são concebidos por soldadura de chapas indivduais em forma de "H" permitem ao projetista variar as propriedades da secção transversal e, consequentemente, ajustar o projeto dos MB de acordo com as necessidades específicas da estrutura. Deste modo, torna-se muito mais fácil cumprir os requisitos de cedência homogénea das diagonais tracionadas em todos os pisos.
- Os contraventamentos modificados demonstram características melhoradas de resistência à fadiga oligocíclica, evitando-se a rotura prematura das diagonais, resultando num melhoramento geral do comportamento histerético do sistema.
- As deformações não lineares limitam-se rigorosamente aos contraventamentos modificados e às vigas divisórias, impedindo a propagação de danos para o resto dos membros estruturais. No caso de os contraventamentos e de as vigas divisórias serem danificados após um evento sísmico de grande intensidade, os mesmos podem ser removidos e substituídos, uma vez que não fazem parte do sistema resistente a cargas gravíticas.
- O sistema tem capacidade para garantir um controlo eficiente tanto dos deslocamentos entre pisos como dos deslocamentos residuais. Apresenta características de autocentragem pelo que permite a ocupação imediata após um evento sísmico.

9.8 ÂMBITO

Os sistemas CBF-MB são representativos da família dos pórticos com contraventamentos. A sua topologia não difere muito da topologia dos pórticos contraventados tradicionais. Neste sentido, é possível implementá-los com êxito em edifícios comerciais e de escritórios bem como em construções industriais para estruturas *pipe-rack* ou instalações técnicas.

9.9 PUBLICAÇÕES ANTERIORES

- 1. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
- 2. Tzvetan Georgiev, "Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October 2014, page 75.

9.10 BIBLIOGRAFIA

- 1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
- 2. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
- 3. Hot rolled products of structural steels Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001

4. Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008

- 5. ECCS, "Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones", Technical Committee 1 Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 Seismic Design. 1986.
- 6. Metallic materials Tensile testing Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
- Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <u>http://www.seismosoft.com</u>.
- 8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
- 9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.
- 10. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- 11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel", International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.
- 12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," Univercity of Illinois, 1979.
- 13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
- 14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.
- Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, "A Unified Aproach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue", Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
- 16. Luis Calado, João Azevedo, "A model for predicting the failure of structural steel elements", Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
- 17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- M. D'Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames", Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
- 20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, pp. 607-617, 1998.
- Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)", Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
- Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis", Journal of Constructional Steel Research Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
- 23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
- 24. Fajfar P., Gaspersic P., "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46, 1996.
- 25. Dubina D., "Experimental Evaluation of q Factors", Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
- 26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.

340 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
BIBLIOGRAFIA	

- 27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- 28. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- 30. Georgiev Tzv., "Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

10 DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

10.1 INTRODUÇÃO

As técnicas atuais utilizadas nos projetos de edifícios em zonas sísmicas adotam a abordagem de *dimensionamento por capacidade resistente*, determinando elementos "dissipativos" específicos onde se prevê a formação de rótulas plásticas para dissipar a energia armazenada no edifício durante o sismo. O mecanismo de colapso global dúctil previsto para a estrutura é então obtido através de um sobredimensionamento dos membros protegidos por meio da adoção de coeficientes de sobrerresistência relacionados tanto com os materiais (γ_{ov}) como com as ações de cálculo do projeto (Ω).

De acordo com a abordagem de dimensionamento por capacidade resistente, os edifícios podem apresentar *deslocamentos residuais* significativos após um evento sísmico, com a perda parcial (ou total) da capacidade operacional do edifício e da segurança dos ocupantes. Estas consequências implicam frequentemente um esforço económico importante para restaurar a configuração original que esta abordagem não considerou de forma devidamente aprofundada.

Por esta razão, nas últimas décadas têm sido desenvolvidos novos sistemas antissísmicos capazes de alcançar um nível elevado de segurança contra a atividade sísmica, minimizando eventuais custos com reparações. Efetivamente, as abordagens modernas preveem a adoção de *elementos de dissipação passivos* dedicados à limitação da energia produzida no edifício durante o evento sísmico ou, em alternativa, permitir a sua dissipação através da introdução de dispositivos específicos. Neste contexto, os *sistemas de proteção passiva*, incluindo tanto os dispositivos de *isolamento* como os de *amortecimento*, foram objeto de grande desenvolvimento nas últimas décadas devido ao seu elevado desempenho e às vantagens económicas inerentes.

10.1.1 Sistemas de proteção passiva

Comparativamente aos *sistemas ativos* e *semi-ativos*, os dispositivos passivos são concebidos para se comportarem sem uma fonte de energia externa ou dispositivos eletrónicos. Não é possível modificar os seus componentes em relação à variação da resposta à ação sísmica.

Os sistemas de proteção passiva são caracterizados pela elevada eficácia face a eventos sísmicos, não necessitando de controlos específicos após aplicação no edifício, apesar da necessidade de eventual substituição dos componentes estruturais danificados ou desperdiçados. A aplicação de sistemas de proteção passiva resulta na modificação de parâmetros significativos da estrutura como, por

342 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
INTRODUÇÃO	

exemplo, a rigidez, o deslocamento e a capacidade dissipativa, aumentando o nível de desempenho do edifício como um todo.

O desempenho estrutural do sistema de proteção passiva é geralmente otimizado para fazer face a eventos sísmicos de grande intensidade, ao passo que o seu potencial diminui face a sismos de baixa intensidade: para resolver este problema, quando aplicados a edifícios, os sistemas de proteção passiva são geralmente acopulados com dispositivos de controlo ativos ou semi-ativos.

No que se refere à equação de equilíbrio de energia proposta por Uang e Bertero (Uang C.M., Bertero V.V. (1990)), os sistemas de proteção passiva podem ser utilizados tanto para diminuir os requesitos de desempenho, introduzindo *dispositivos de isolamento*, como para aumentar a capacidade do edifício através de *sistemas dissipativos* que modificam a energia histerética dissipada através da deformação plástica.

10.1.1.1 Steel Self-Centering Energy Dissipative devices (SSCD)

Em particular, no domínio dos sistemas de proteção passiva, os dispositivos recentrantes têm sido objeto de cada vez mais estudos de investigação (Priestley *et al.* 1999; Christopoulos *et al.* 2002 a,b ; Christopoulos e Filiatrault 2006; Christopoulos *et al.* 2008a; Maetal 2011; Braconi *et al.* 2012). Este tipo de dispositivo dissipativo é caracterizado pela presença de uma força recentrante que atenua e pode mesmo eliminar as deformações residuais em edifícios após a ocorrência de sismos.

Embora os primeiros exemplos de estruturas autocentrantes datem da antiguidade (por exemplo, os templos gregos, em que o peso agia como força recentrante) e tenham sido adotados princípios semelhantes nos anos 80 do século passado no projeto sísmico de uma ponte ferroviária (Cormack 1988), foi apenas nos anos mais recentes que os sistemas recentrantes foram objeto de desenvolvimento e aplicação sistemática em estruturas civis. Em particular, as estruturas recentrantes modernas baseiam-se em dispositivos recentrantes adequados como, por exemplo, materiais inteligentes (DeRoches e Smith 2004) ou elementos pós-tencionados (Filiatrault *et al.* 2000).

Aplicações de sistemas recentrantes pós-tencionados em estruturas pré-fabricadas e de aço já foram implementadas com êxito (Priestley *et al.* 1999), acopulando elementos pré-tencionados com elementos dissipativos adequados. Este facto permite obter a resposta estrutural em "forma de bandeira" que é caracterizada por uma quantidade reduzida de energia global dissipada no qual é compensada pela capacidade de recuperação (ou redução) dos deslocamentos residuais no final de cada ciclo histerético (isto é, ação sísmica) (Fig. 10.1 a)).

A relação ideal F/d de um dispositivo dissipativo recentrante está representada na Fig. 10.1 b). Além dos esforços e deslocamentos último e de cedência, a curva é

	Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 343
DISPOSITIV	O METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

caracterizada por dois coeficientes designados por α e β , respetivamente, definidos como o coeficiente de rigidez pós-elástica e o coeficiente de dissipação de energia. O coeficiente β exerce uma forte influência sobre o comportamento e o formato do ciclo histerético: o limite inferior β =0 conduz ao sistema elástico-bilinear sem capacidade dissipativa, ao passo que o limite superior β =1 representa o limite para a capacidade recentrante.



Fig. 10.1: A relação ideal de Esforço/Deslocamento para: a) um dispositivo autocentrante; b) um sistema histerético autocentrante.

Com base neste princípio, Christopoulos *et al.* (2008a) propuseram a ideia geral para um dispositivo SCED (Dissipativo dissipativo de energia autocentrante). O sistema é composto por dois membros de contraventamento, uma série de elementos pós-tencionados, um sistema de dissipação de energia e dois elementos de contacto (Fig 10.2), organizados e ligados de modo que o movimento relativo dos membros contraventados dissipe a energia, e os elementos pós-tencionados apliquem um esforço com tendência para os voltar a colocar nas suas posições relativas originais.

344 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)



Fig. 10.2: Conceito do sistema SCED (Christopoulos e cols. 2008a)

Conforme ilustra a Fig 10.2, este tipo de sistema de dissipação de energia pode ser fabricado utilizando dispositivos dissipativos viscosos, de atrito e de cedência ou combinações adequadas dos mesmos. O comportamento mecânico de um dispositivo SCED, incluindo a sua capacidade recentrante ou o nível de esforço a que tem início o movimento relativo dos membros contraventados, depende das características geométricas e mecânicas de cada um dos elementos utilizados.

Na documentação que se segue, faz-se uma descrição da validação experimental e de dimensionamento de um dispositivo metálico autocentrante (SSCD). O SSCD foi desenvolvido no âmbito dos projetos PRECASTEEL (do inglês *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*, Alderighi *et al.* 2010) e STEELRETRO (*do inglês STEEL solutions for seismic RETROfit and upgrade of existing constructions*, Bonessio *et al.* 2010; Caprili *et al.* 2012), realizados com uma bolsa do programa de investigação do Fundo de Investigação do Carvão e do Aço da Comissão Europeia. O dispositivo baseia-se na mesma ideia básica que a formulada por Christopoulos *et al.* (2008a), acopulando um sistema dissipativo histerético a um sistema pré-tensionado de aço para a recentragem. O sistema proposto é concebido completamente em aço e pode ser facilmente fabricado por qualquer siderurgia. O sistema dissipativo é constituído por fusíveis de aço que são fáceis de substituir após a utilização. Estas características tornam o SSCD proposto muito adequado à proteção, não só de edifícios novos como de edifícios já existentes. Encontra-se pendente uma patente para o SSCD proposto.

10.2 O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

O sistema SSCD (Braconi *et al*.) é constituído por três grupos de elementos, cada um dos quais com funções específicas: *Esqueleto*, os *Elementos dissipativos* e os

Elementos pré-tencionados. O esqueleto transmite e distribui quaisquer forças externas entre os elementos dissipativos e os elementos pré-tensionados. A Fig. 10.3 apresenta os principais elementos do esqueleto (isto é, o cárter externo, a estrutura interna deslizante e as chapas de extremidade), os elementos dissipativos e os elementos pré-tencionados.

A estrutura deslizante interna é posicionada dentro do cárter externo. O cárter possui elementos de guia que permitem à estrutura deslizante interna deslocar-se apenas na direção axial e, ao mesmo tempo, possui a função de "batente" para as chapas de extremidade na direção longitudinal. As chapas de extremidade estão situadas em correspondência com as extremidades da estrutura deslizante interna.

Os elementos dissipativos, situados dentro do esqueleto, são constituídos por elementos em aço em forma de *dog bone* ligados ao cárter interno e às chapas de extremidade. Estão equipados com um sistema de restrição à encurvadura lateral. Os elementos pré-tencionados, constituídos por cabos pré-esforçados, estão situados dentro do esqueleto e estão ligados às chapas de extremidade em ambas as extremidades.

Os elementos são posicionados e ligados uns aos outros de modo a assegurar o mesmo comportamento global do dispositivo SSCD tanto sob esforços externos de compressão como de tração.



Fig. 10.3: Principais componentes do sistema proposto.

346 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)



Fig. 10.4: Ilustração do comportamento do SSCD sob força de compressão externa.

A Fig. 10.4 mostra o comportamento do sistema SSCD sob condições de força de compressão externa. O seu comportamento geral pode ser dividido em três etapas principais:

- a. etapa de carga com a força externa *P* inferior à força de pré-esforço aplicado *PTE*;
- b. etapa de carga com *P* superior a *PTE*;
- c. etapa de descarga.

Na primeira etapa (*etapa a*), a força externa de compressão empurra a estrutura interna contra a chapa de extremidade A, mas o pré-esforço não permite que haja qualquer deslizamento da chapa de extremidade em si. Deste modo, fica impedido qualquer movimento relativo entre as chapas de extremidade e a estrutura interna, mantendo os elementos dissipativos inativados. A força aplicada à estrutura interna é transmitida da placa de extremidade A para a placa de extremidade B e, em seguida, para o cárter até ao ponto A, por meio de elementos pré-tencionados. Nesta etapa, o comportamento geral do SSCD é *elástico linear*.

Quando o valor da força externa ultrapassa a força de pré-esfoço (*etapa b*), a chapa de extremidade A perde contacto com os batentes do cárter externo e, empurrada pela estrutura interna na direção da força aplicada, começa a deslizar. Deste modo, a estrutura interna e a chapa de extremidade B deslocam-se de forma relativa uma em relação à outra, sendo ativados os elementos dissipativos correspondentes, verificando-se nos mesmos uma deformação à tração proporcional ao valor da força externa. Nesta etapa, a força externa é equilibrada pela força elástica desenvolvida nos cabos de pré-esforço e pela força que atua sobre os elementos dissipativos. A

passagem da etapa (a) para a etapa (b) é caracterizada por uma diminuição repentina da rigidez devido à descompressão do cárter e à cedência dos elementos dissipativos.

Quando a força diminui (*etapa c*), a força transmitida pelos cabos de pré-esforço costuma conduzir a placa de extremidade para a sua posição original, deformando compressivamente os elementos dissipativos, que são impedidos de sofrer qualquer deformação por encurvadura graças ao sistema de restrição lateral. Esta etapa é caracterizada por uma repentina variação na rigidez devido a cedência dos elementos dissipativos na compressão. Quando a força externa é igual a zero, se o nível de pré-esforço inicial for suficientemente elevado para fazer com que os fusíveis dissipativos cedam na compressão, a placa de extremidade A volta a ser conduzida em contacto com a estrutura interna e os batentes do cárter.

Deste modo, o comportamento cíclico do SSCD é caracterizado por uma curva histerética em *forma de bandeira* com um deslocamento residual igual a zero.



Fig. 10.5: Curva histerética em forma de bandeira idealizada normalizada pela rigidez inicial k_0 : (a) β =0; (b) 0< β <1; (c) β >1.

Dependendo principalmente do valor da razão entre a força de pré-esforço e a resistência de cedência iniciais dos elementos dissipativos, a curva histerética do SSCD pode apresentar vários formatos, cada um caracterizado por diferentes valores da energia dissipativa, deslocamento residual e esforço recentrante residual, como se mostra na Fig. 10.5. O formato da curva histerética é determinado por dois parâmetros, $\alpha \in \beta$, em que $\alpha \in \alpha$ razão entre o endurecimento e a rigidez inicial e β reflete a dissipação de energia e a capacidade recentrante do sistema (Christopoulos e Filiatrault 2006), que podem ser assumidos como iguais à razão entre a resistência de cedência dos elementos dissipativos e a força de pré-esforço inicial. É possível obter a curva histerética com β = 0 utilizando o SSCD sem quaisquer elementos dissipativos, em que o dispositivo apresenta um comportamento elástico não linear com grande capacidade recentrante, mas sem dissipação de energia. Por outro lado, os valores de β >1 resultam em deslocamentos residuais (quando a força externa reduz para zero) e um ciclo histerético relativamente "gordo": neste caso, a força de pré-esforço inicial não é

348 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
O DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

suficientemente elevada para fazer ceder completamente os rlementos dissipativos sob compressão e a placa de extremidade não é conduzida para a sua configuração inicial (em contacto com a estrutura interna e o batente do cárter). O ramo descendente da curva em forma de bandeira intersecta com o eixo de deslocamento para identificar o valor do deslocamento residual.

Os valores de β entre 0 e 1 asseguram uma capacidade recentrante adequada do dispositivo com uma capacidade dissipativa que depende do valor de β em si (próximo de zero: reduzida dissipação de energia mas grande capacidade recentrante residual; próximo de um: elevada dissipação de energia mas reduzida capacidade recentrante residual). Nestes casos, o ramo descendente da curva em forma de bandeira intersecta o ramo elástico e a ordenada do ponto de intersecção representa a capacidade recentrante residual do dispositivo, que no contexto da modernização ou dos projetos sísmicos, pode ser assumida como a força que o dispositivo é capaz de transmitir à estrutura quando o seu deslocamento residual se torna mínimo. Conforme mostra a Fig. 10.6, o SSCD apresenta um comportamento semelhante quando a ação externa é uma força de tração, sendo que a única diferença, neste caso, é que a estrutura interna empurra a placa da extremidade B e os elementos dissipativos ligados à placa de extremidade A cedem devido à tensão de tração.



Fig. 10.6: Ilustração do comportamento do SSCD sob força de tração externa.
10.3 MODELO MECÂNICO E VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DO SSCD

10.3.1 Formulação teórica: modelo semi-analítico

Um modelo semi-analítico muito pormenorizado do SSCD adotado foi proposto por Banushi (Banushi G. (2010)); foram, em seguida, fornecidas versões simplificadas que foram simplesmente adotadas para a aplicação do dispositivo a diferentes casos de estudo de edifícios.

No comportamento mecânico do SSDC, são esquematizados os elementos principais como as molas com relação constitutiva e rigidez específicas. A rigidez k_i de cada componente isolado pode ser avaliada com base na seguinte equação:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i}$$
 Eq. (10.1)

Em que *E* é o módulo elástico do material, A_i é a secção transversal e L_i o comprimento dos elementos considerados.

A Tabela 10.1 apresenta o resumo dos principais componentes do sistema SSCD com as pressupostas relações constitutivas correspondentes.

Elemento		Regra constitutiva
Cárter 1	C1	Elástico linear
Cárter 2	C2	Elástica linear (sem tração)
Estrutura deslizante	ТМ	Elástico linear
Pistão	Р	Elástico linear
Chapa de extremidade (esquerda)	CT _{sx}	k=∞ (sem tensão)
Chapa de extremidade (direita)	CT_{DX}	k=∞ (sem tensão)
Cabos pré-tensionados	PT	Elástico bilinear
Elemento dissipativo (esquerda)	DE _{sx}	Elástica-perfeitamente plástica
Elemento dissipativo (direita)	DE _{DX}	Elástica-perfeitamente plástica

Tabela 10.1: Principais componentes do SSCD e relação constitutiva.

O cárter pode ser esquematicamente dividido em duas secções diferentes, a primeira (C1) constituída pela parte principal entre os 8 banzos, a segunda (C2) composta pela parte restante até à parte que realiza a fixação do dispositivo à estrutura. A última é esquematizada como caracterizada por $k=\infty$ e consequentemente ignorada nos cálculos.

A determinação das regras constitutivas dos diferentes componentes permite representar o SSDC como um *sistema de molas* oportunamente ligadas entre si. É possível determinar duas condições principais (Fig. 10.7) em relação ao comportamento sob compressão ou tração; a diferença no comportamento de

tração/compressão está relacionada com a distribuição dos esforços internos dos componentes isolados.



Fig. 10.7: a) Esquema para o comportamento sob compressão, b) esquema para o comportamento sob tração.

A rigidez equivalente do sistema pode ser avaliada de acordo com as seguintes equações:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_{i} \frac{1}{K_{i}} \text{ para as molas em série}$$

$$K_{eq} = \sum_{i} K_{i} \text{ para as molas em paralelo}$$
Eq. (10.2)
Eq. (10.3)

A solução pormenorizada dos esquemas simplificados representados na Fig. 10.7 permite a elaboração do modelo semi-analítico proposto por Banushi e a representação efetiva do comportamento estrutural do SSDC. Efetivamente, a curva de esforço/deslocamento obtida é coerente com a curva em forma de bandeira observada quando o protótipo é submetido a ensaio experimental (Fig. 10.8). A definição da curva F/D é caracterizada por muitos parâmetros (Tabela 10.2), e isso não permite uma aplicação fácil do modelo em situações práticas.

Cabos pré-tensionados		Elementos dissipativos	
φ	diâmetro dos cabos	A _{DE}	secção global
$A_{PTE} = n \frac{\pi \phi^2}{4}$	secção global	f _{yDE}	resistência de cedência
f _{Ypte}	resistência de cedência	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y_{PTE}}$	esforço de tração
<i><i>ρрте</i></i>	percentagem de pré-esforço	L _{DE}	comprimento
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y_{PTE}}$	resistência de pré- esforço		
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	força de pré- esforço		
L _{PTE}	comprimento		
E _{PTE}	módulo de elasticidade		
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	deslocamento		

Tabela 10.2: Parâmetros implicados na definição da curva F/d.



Fig. 10.8: a) Modelo semi-analítico de acordo com Banushi e b) curva F/D experimental do SSCD.

10.3.2 Modelos simplificados para o SSCD

Uma vez que a definição de todos os parâmetros envolvidos (Tabela 10.2) é demasiado exigente, elaborou-se um *modelo simplificado* que tem em consideração a rigidez equivalente dos elementos envolvidos.

Para determinar a curva F/D simplificada (Fig. 10.9), é necessário pré-dimensionar os componentes significativos do sistema. As secções transversais do cárter, da estrutura interna deslizante e do êmbolo devem ser avaliadas no sentido de evitar fenómenos de encurvadura sob ação sísmica, ao passo que os cabos pré-tensionados e os elementos dissipativos são dimensionados para satisfazer as

exigências sísmicas. Para o presente sistema SSCD, as dimensões dos componentes principais estão resumidas na Tabela 10.3.

	•			
Elemento	A _i [mm²]	L _i [mm]	k _i [kl	N/mm]
Cárter 1	11088	3700	k _C	629,32
Cárter 2	-	690	k _{C2}	∞
Estrutura deslizante	1538,72	3500	kтм	92,32
Pistão	861,55	3500	k _₽	51,69
Chapa de extremidade (esquerda)	66538	50	k	∞
Chapa de extremidade (direita)	60048	70	NCT	∞
Cabos pré-tensionados	226,19	3500	k PT	12,67
Elemento dissipativo (esquerda)	320	170	k	205 20
Elemento dissipativo (direita)	520	170	NDE	395,29

Tabela 10.3. Dados dimensionais dos elementos que constituem o sistema 330L	Tabela 10.3: Dados o	dimensionais dos	elementos que	constituem	o sistema SSCD
---	----------------------	------------------	---------------	------------	----------------

As dimensões iniciais dos elementos devem ser dimensionada em relação à definição dos parâmetros k_{el} , k_{pe} , F_y , F_u , d_y , d_u , $\alpha \in \beta$, determinando a curva característica em forma de bandeira:

- *k*_{el} Rigidez elástica
- k_{pe} Rigidez pós-elástica
- F_y Esforço de cedência do sistema
- *F_u* Força máxima permitida pelo sistema
- d_y Deslocamento no limite de elasticidade
- d_u Deslocamento último
- α Coeficiente de rigidez pós-elástica
- β Coeficiente de dissipação de energia



Fig. 10.9: Esforço ideal - relação de deslocamento para um sistema histerético autocentrante.

O primeiro ramo da curva é caracterizado por rigidez igual a k_{el} , determinada considerando a mola associada ao êmbolo (k_p) ligada em paralelo às do cárter (k_c) e da estrutura deslizante (k_{TM}) de acordo com a Eq. (10.4).

$$k_{el} = \frac{k_P (k_c + k_{TM})}{k_P + k_C + k_{TM}}$$

$$Eq. (10.4)$$

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 353 DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

O ramo pós-elástico da curva F/D, começando pelo ponto de cedência do sistema, apresenta uma rigidez igual a k_{pe} . Serão adotados dois esquemas diferentes para determinar este valor em relação à compressão (Eq.(10.5)) ou ao comportamento de tensão de tração (Eq. (10.6)) do sistema. Em ambos os casos, a contribuição dos elementos dissipativos, com cedência após a primeira carga, é ignorada.

$k_{P} - \frac{k_{P} \cdot k_{PT} \cdot k_{C}}{k_{PT} \cdot k_{C}}$
$\kappa_{pec} - k_P k_{PT} + k_P k_C + k_{PT} k_C$
$k_P \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}$
$\kappa_{pet} = \frac{1}{k_P k_{TM}} + k_P k_{PT} + k_{PT} k_{TM}$
₣////////////
к р к тм к рт

Eq.(10.5): Compressão (k_{pec}): molas associadas ao êmbolo (k_p), cabos pré-esforçados (k_{PT}) e cárter (k_c) em série. Eq. (10.6): Tensão de tração (k_{pec}): molas associadas ao êmbolo (k_p), armação deslizante (k_{TM}) e cabos (k_{PT}) em série.

Assumindo que, de acordo com o que foi anteriormente discutido, o comportamento do sistema SSCD é exatamente o mesmo sob tensão de tração e sob compressão, a rigidez do ramo pós-elástico pode ser adotada como a média entre os dois valores obtidos ((10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2}$$
 Eq. (10.7)

em que k_{pec} e k_{pet} apenas depende da rigidez dos componentes do sistema que se mantêm sempre no campo elástico sob ação sísmica.

O formato da curva histerética é determinado pelos dois parâmetros α e β que podem ser definidos conforme se descreve na Eq.(10.8) e Eq.(10.9).

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}}$$
Eq. (10.8)
$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}}$$
Eq. (10.9)

 F_{yDE} é a força de cedência associado aos elementos dissipativos e F_{PTE} a força dos elementos pré-tensionados. O coeficiente β também pode ser expresso por meio da Eq.(10.10):

MODELO MECÂNICO E VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DO SSCD

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE}f_{yDE}}{A_{PTE}\rho_{PTE}f_{yPTE}}$$
 Eq. (10.10)

em que A_{PTE} e A_{DE} são, respetivamente, as secções transversais dos elementos prétensionados e dos elementos dissipativos e ρ_{PTE} é a percentagem de pré-esforço. Consequentemente, β está dependente da variação da secção, do pré-esforço dos cabos e da secção transversal dos componentes dissipativos.

Deve ser fornecida uma combinação específica dos dois parâmetros $\alpha \in \beta$ para cada sistema calculado (Fig. 10.10)



Fig. 10.10: Variação da curva em forma de bandeira em relação aos parâmetros α e β .

Dependendo principalmente do valor da razão entre o pré-esforço e a resistência de cedência iniciais dos elementos dissipativos, a curva histerética do SSCD pode apresentar vários formatos, cada um caracterizado por diferentes valores da energia dissipativa, deslocamento residual e esforço recentrante residual, como referido na secção 10.2.

A cedência do sistema, representado pelo limite correspondente ao momento em que a rigidez passa do valor elástico para o valor pós-elástico devido ao facto de a força aplicada ultrapassar a força de pré-esforço dos cabos. É possível pressupor, consequentemente, que esta força seja igual:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} f_{yPTE}$$
 Eq. (10.11)

O deslocamento d_y correspondente à força F_y pode ser determinado como:

$$d_{y} = \frac{F_{y}}{k_{el}}$$
 Eq. (10.12)

O deslocamento (máximo) último do sistema d_u , assumido como igual à deformação máxima dos cabos pré-tensionados, é definido como:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE}$$
 Eq. (10.13)

De acordo com a formulação acima referida, a capacidade de deslocamento pode ser aumentada ou diminuída atuando sobre parâmetros diferentes; se as propriedades mecânicas dos materiais se mantiverem constantes (F_{yPTE} e E_{PTE}), a deformação máxima está relacionada com o comprimento e com ρ_{PTE} . De acordo com o ensaio experimental executado num protótipo à escala real (Braconi *et al.* (2012)), um valor igual a 0,50 para esse parâmetro consegue proporcionar uma boa capacidade recentrante do sistema com um bom nível de amortecimento equivalente de toda a estrutura.

O esforço máximo do sistema F_u pode finalmente ser expresso de acordo com:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe}$$
 Eq. (10.14)

No procedimento de dimensionamento proposto, as secções transversais do cárter, armação deslizante, êmbolo e as dimensões globais das chapas de extremidade foram mantidas constantes. As propriedades mecânicas dos materiais são as mesmas para todos os sistemas considerados (para todos os elementos da estrutura deslizante, os cabos e os elementos dissipativos), de acordo com o que vem apresentado na Tabela 10.4.

Deste modo, o número de parâmetros que devem ser determinados para o dimensionamento do sistema SSCD pode ser reduzido de acordo com o que vem resumido na Tabela 10.5. Podem ser fornecidas indicações específicas para a seleção dos materiais a adotar para a execução do dispositivo SSCD dissipativo. Os resultados obtidos nas análises de pré-dimensionamento demonstraram que os valores de resistência de cedência reduzida dos elementos dissipativos proporcionam uma boa ductilidade global e, ao mesmo tempo, uma capacidade recentrante efetiva do sistema quando a força externa reduz para zero.

Tabela 10.4:Valor fixo presumido para	
projetar o sistema SSCD.	

Tabela 10.5: Parâmetros modificados durante o cálculo
e influência sobre os parâmetros que descrevem a
curva de esforco/deslocamento.

Parâmetro		Valor
A _{c1}	11088	mm ²
A _{TM}	1539	mm ²
AP	862	mm ²
A _{CT}	66538	mm ²
E	21000	N/mm ²
f _{yPTE}	1670	N/mm ²
E _{PTE}	19600	N/mm ²
f _{yDE}	240	N/mm ²
L _{DE}	170	mm

	-
Parâmetro de entrada	Parâmetros dependentes
L _{C1}	k _{el} , d _y
L _{TM}	k _{el} , d _y
L _P	k _{el} , d _y
L _{PTE}	k_{pe}, α, d_u, F_u
φ	$k_{el}, k_{pe}, \alpha, d_u, F_u$
ρ	F_u, d_y
A _{DE}	β

10.3.3 Verificação experimental do protótipo SSCD

Foram realizados dois ensaios sobre o protótipo SSCD: ensaios preliminares sobre o SSCD sem elementos dissipativos, no sentido de avaliar o valor real da força recentrante aplicado pelos cabos pré-tensionados, e ensaios finais no SSCD com elementos dissipativos, no sentido de avaliar o desempenho geral do dispositivo. Foram considerados valores diferentes da força de pré-esforço inicial e secções transversais do elemento dissipativo no sentido de avaliar a influência destes fatores sobre o comportamento geral do dispositivo. Os ensaios experimentais do protótipo SSCD foram realizados no "Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione" da Universidade de Pisa. A configuração geral de ensaio está ilustrada na Fig. 10.11.



Fig. 10.11: Ilustração do dispositivo de ensaio

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 357
DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

A força externa foi aplicada por meio de um macaco hidráulico de 400 kN equipado com uma célula de carga e um sensor de deslocamento. O macaco, posicionado horizontalmente, foi ligado num dos lados à parede de reação, e no outro a uma estrutura pendular de aço destinada a deslocamentos horizontais. O protótipo SSCD foi ligado através de ligações articuladas numa das extremidades a uma estrutura pendular de aço (Fig. 10.12 a) e na outra a um elemento de reação que impede qualquer deslocamento horizontal ou vertical do dispositivo (Fig. 10.12 b). No sentido de medir e registar os deslocamentos, deformações e cargas, o protótipo foi equipado com 8 sensores de deslocamento LVDT, 20 extensómetros e uma célula de carga, dispostos como mostra a Fig. 10.13. Os ensaios preliminares foram executados concluindo um ciclo de carga-descarga tanto em tração como em compressão, numa amplitude de deslocamento controlado até um valor máximo/mínimo de ±5mm. Os resultados de ensaio são apresentados na Fig. 10.14 para diversos valores de momento de fixação da força de pré-esforço.



Fig. 10.12: a) Estrutura pendular de aço; b) elemento de reação em aço



Fig. 10.13: Disposição dos sensores de deslocamento (Ext.1, Ext.2 e A a F) e extensómetros (de 1 a 20, os extensómetros colocados no lado oposto do SSCD encontram-se dentro de suportes)



-100 - ----- M=250Nm ------ M=150Nm

-150

----- M=300Nm

Fig. 10.14: Curva F/D do SSCD sem elementos dissipativos

A Fig. 10.14 ilustra a força aplicada pelo macaco em função do deslocamento relativo entre o cárter externo e a estrutura interna deslizante, conforme registado pelos sensores LVDT C e D (Fig. 10.13). O comportamento do SSCD foi modelado por uma curva bilinear para cada um dos valores de momento de fixação. A força de pré-esforço foi avaliada como o valor correspondente à alteração geral de rigidez. O primeiro ramo do modelo bilinear corresponde ao comportamento do SSCD até as chapas de extremidade serem forçadas a entrar em contacto com a estruura interna deslizante pela ação dos cabos pré-esforçados. Quando a força externa ultrapassa o valor de pré-esforço, as chapas de extremidade perdem o contacto com a estrutura interna e a rigidez diminui. Os resultados obtidos tanto para a tração como para a compressão são referidos na Tabela 10.6.

Diâmetro do	Momento de	Força de pr	é-esforço (kN)
esforço (mm)	fixação (Nm)	Tração	Compressão
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

Tabela 10.6: Esforço de pré-tração para os diferentes valores de binário de aperto

Os ensaios finais foram realizados seguindo o procedimento curto de ensaio descrito pelo grupo ECCS (ECCS TWG 1.3 1986). Na primeira etapa do ensaio, foram utilizados pequenos incrementos de deslocamento (0,1mm) no sentido de executar pelo menos 4 ciclos completos antes da cedência dos elementos dissipativos. Em seguida, os incrementos de deslocamento foram aumentados até 1mm e, para cada nível de deslocamento sucessivo, foram realizados 3 ciclos completos. A velocidade do atuador hidráulico foi definido em 3mm/min, tendo sido

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 359
DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

executados três ensaios cíclicos, variando as características geométricas e mecânicas dos cabos pré-esforçados e dos elementos dissipativos. As Fig. 10.15 e 10.16 mostram o comportamento cíclico do protótipo SSCD com os elementos dissipativos para os diferentes valores da força de pré-esforço inicial. É evidente que no final de cada ciclo de carga-descarga o deslocamento residual era praticamente nulo (em qualquer caso, inferior a 0,5mm): o SSCD apresentou uma capacidade de recentragem ótima. Além disso, para cada nível de deslocamento máximo, o SSCD apresentou ciclos histeréticos estáveis, assegurando assim um nível constante de dissipação de energia. Por último, o facto de adicionar elementos dissipativos ao sistema aumentou a área dos ciclos histeréticos, embora a inclinação da curva fosse praticamente idêntica à do SSCD sem elementos dissipativos.

Os resultados dos ensaios confirmam os resultados preliminares das análises paramétricas numéricas. A Fig. 10.17 a) mostra uma comparação do ciclo histerético do SSCD com elementos dissipativos de diferentes áreas de secção transversal (ensaios 1 e 2), juntamente com os resultados para o SSCD sem elementos dissipativos. A figura mostra que o aumento da secção transversal resulta numa maior dissipação de energia mas, ao mesmo tempo, aumento de deslocamento residual. Fig. 10.17 b) ilustra o comportamento cíclico do SSCD para dois valores de momento de fixação (ensaios 2 e 3). Em ambos os casos, a energia dissipada é praticamente a mesma, embora o SSCD apresenta valores superiores de força para valores superiores do momento de fixação.



Fig. 10.15: Curva F/D do SSCD sem elementos dissipativos: a) ensaio 1; b) ensaio 2.

360 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)



Fig. 10.16: Curva F/D do SSCD com elementos dissipativos, ensaio 3



Fig. 10.17: Curva F/D: a) ensaio 1 e 2; b) ensaio 2 e 3.

Uma vez definido o comportamento mecânico do sistema e efetuada uma confirmação experimental do protótipo, é possível analisar a aplicação em diferentes casos de estudo. Convém salientar que, na realidade, não existem normas específicas a seguir no dimensionamento de estruturas com sistemas de proteção passiva - por exemplo, a ausência de indicações relativamente ao *coeficiente de comportamento q* a adotar para o pré-dimensionamento dos elementos, etc..

10.4 APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

10.4.1 Descrição geral do edifício objeto de estudo

O edifício comercial situa-se em Mirandola (Emilia-Romagna, MO). O edifício apresenta uma estrutura híbrida caracterizada pelos seguintes componentes principais (Fig. 10.18):

- Paredes de betão armado nos quatro cantos do edifício, suportando a ação sísmica horizontal;
- pórtico de aço articulados, suportando as cargas verticais;

 sistemas histeréticos SSCD para a ligação (horizontal) entre paredes de betão armado (RC) e os pórticos em aço.

O procedimento de dimensionamento adotado para estes componentes é iterativo, uma vez que as propriedades mecânicas e geométricas dos elementos (especialmente as paredes de betão armado) influenciam muito a rigidez e o comportamento dinâmico global da estrutura. Foram executadas análises lineares e não lineares no modelo tridimensional realizado utilizando o software SAP2000: as últimas com o objetivo de pré-dimensionar todos os componentes diferentes; as primeiras para refinar o dimensionamento e verificar o comportamento da estrutura. O edifício é composto por 4 andares, caracterizados por uma planta retangular cujas dimensões são 50x36 m. A altura entre pisos é igual a 4,50 m. Os primeiros dois pisos destinam-se a utilização comercial e a cave para estacionamento. Embora as quatro principais escadarias se situem nos cantos do edifício, existem igualmente rampas interiores que implicam algumas diferenças na disposição dos elementos estruturais e das lajes da cave (nível P1) e dos outros pisos (P2, P3 e P4), (Fig. 10.19). As lajes são todas dispostas da mesma maneira com um vão máximo de 6,0 m. A Fig. 10.20 mostra a secção típica do edifício.



Fig. 10.18: Esquematização tridimensional do edifício em estudo.



Fig. 10.19: Disposições típicas em planta: a) P1, b) P2 e P3.



Fig. 10.20: Secção típica do sistema dimensionado.

A estratégia de cálculo baseia-se em fazer com que as paredes de betão armado e pórticos de aço se mantenham no campo elástico, concentrando por sua vez o comportamento não linear no dispositivo SSCD.

A largura do pórtico de aço varia entre 6,00 e 8,00 m e a classe de aço utilizada é o S275. No sentido de separar os que ficam próximos das paredes de betão armado, foram introduzidas folgas no modelo com um comprimento de 10 cm.

As paredes de betão armado foram dimensionadas de acordo com EN1998-1:2005, como paredes de grandes dimensões de betão ligeiramente armado, que no caso presente têm de suportar as reações máximas devido ao SSCD. Foram adotados varões de armadura em aço B450C e classe de betão C25/30.

Foram introduzidos sistemas SSCD para absorver e dissipar a energia sísmica, contendo os deslocamentos e a deformação do edifício. Estes estão ligados a ambos as paredes de betão armado e dos pórticos. Efetivamente, os dispositivos SSCD unem-nas geometricamente, deixando no entanto que elas se movimentem de forma independente umas das outras, sendo que cada dispositivo é ativado pelo respetivo deslocamento relativo.

Foi assumido que o comprimento inicial dos sistemas dissipativos é igual a 3,5 m (correspondendo a um dos protótipos ensaiados experimentalmente e apresentados em Braconi *et al.*); foi utilizada a classe de aço S355JR para todos os componentes do SSCD exceto para os elementos dissipativos, caracterizados por uma baixa resistência à cedência.

10.4.2 Pré-dimensionamento do caso de estudo

10.4.2.1 Determinação das ações

Foram determinadas cargas estáticas e sísmicas em relação à Norma italiana relativa a prescrições para construções (D.M.14/01/2008). A Fig. 10.21 mostra o espectro de resposta adotado para as análises lineares, ao passo que as ações permanentes e de outra natureza vêm descritas a seguir:

- G₁= 1,90 kN/m² Carga permanente da laje do pavimento entre pisos;
- $G_2= 2,45 \text{ kN/m}^2$ RCP da laje do pavimento entre pisos;

DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

- G₁= 0.15 kN/m² Carga permanente da laje da cobertura;
- G₂= 0,20 kN/m² RCP da laje da cobertura;
- Q_k = 5,00 kN/m² Sobrecarga para atividades comerciais (entre pisos);
- Q_k = 1,20 kN/m² Carga de neve (cobertura);
 - $V_N = 50$ anos Tempo de vida útil do edifício;

C_U = 1,5 "Coefficiente d'uso", equivalente ao "coeficiente de importância", conforme definido nos par. 2.1(3) e 4.2.5, Eurocódigo 8, UNIEN 1998-1 (2004);

• V_R = V_N C_U = 75 Período de referência;



Fig. 10.21: Espectros de resposta de acordo com D.M.14/01/2008 para o estado limite de *Life Safety* e *Damage Limitation*.

10.4.2.2 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais – pórticos de aço

Os pórticos de aço foram dimensionadas para sustentar as cargas verticais, que foram avaliadas utilizando a combinação de estado limite último (Eq. (10.15)).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$$
 Eq. (10.15)

As indicações que constam na D.M.14/01/2008 foram utilizadas para avaliar a secção mínima necessária, tanto no que se refere às vigas como aos pilares. Os perfis adotados são resumidos na Tabela 10.7.

APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

Elemento	L	q [kN/m]	Perfil
Viga entre pisos	6,0	40,94	HEB220
Viga entre pisos	8,0	40,94	HEB280
Viga de cobertura	6,0	6,9	HEB160
Viga de cobertura	8,0	6,9	HEB160
Pilares			HEB220

Tabela 10.7: Perfis dos elementos para as armações em aço.

10.4.2.3 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais – SSCD

Com base nos resultados obtidos em investigações experimentais, foi adotado um comprimento inicial igual a 3,50 m. As secções transversais do cárter, o êmbolo, a estrutura deslizante e os elementos pré-tencionados foram avaliados tendo em conta que contribuem para o comportamento elástico multilinear do sistema SSCD e permitem determinar a inclinação da curva F/D bilinear. Os parâmetros que influenciam o comportamento dissipativo foram inicialmente ignorados, sendo introduzidos apenas quando a estrutura se desloca no domínio não linear. Na primeira etapa, foi assumido que todos os SSCD a níveis diferentes eram iguais. Os dados utilizados na determinação da curva elástica bilinear F/D são resumidos na Tabela 10.8. Para introduzir os sistemas dissipativos no modelo SAP2000, foi adotada uma esquematização elástica multilinear apresentada na Fig. 10.22.

k _{el}	144 658	kN/mm
k _{pe}	28 886	kN/mm
Fy	634 822	kN
dy	4 388	mm
Fu	938 765	kN
du	14 911	mm





Fig. 10.22: Curva elástica bilinear do SSCD

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 365
DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

10.4.2.4 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais – paredes em betão armado

De acordo com o projeto arquitetónico, foi assumido que o comprimento das paredes de betão armado era igual a 6,0 m. Foi executada uma análise equivalente estática no sentido de determinar preliminarmente a respetiva espessura, considerando a parede em betão armado como uma consola com cargas concentradas quantificadas utilizando um coeficiente de comportamento unitário. Isso significa que os dispositivos SSCD se comportam como "componentes rígidos" que não dissipam a ação sísmica mas transferem-na diretamente para as paredes. As forças de cálculo e os esforços de corte e flexão resultantes são resumidos na Tabela 10.9.

Tabela 10.9: Forças estáticas para q=1, resultando em esforços de cálculo e esquematização adotadas para as paredes de betão armado.

	-	-				
F_{P4}	F _h [kN]	Piso	z _i [m]		Esforços de cá	álculo
		P1	4,5		V _{ed}	4935 kN
	22222 1	P2	9,00	1[M _{ed}	30964 kNm
P3	23030,1	P3	13,5			
		P4	18,00			
$ = F_{p_2} $	W _i [kN]	F _i [kN]				
	15449,74	F _{P1}	969,63			
	13590,34	F _{P2}	1705,86			
	14214,94	F _{P3}	2676,38			
	2420,58	F _{P4}	607,66			

De acordo com a EN1998-1:2005 e a D.M.14/01/2008, deve-se respeitar as seguintes indicações.

A espessura da secção b_w deve ser superior ao máximo entre 150 mm e $h_s/20$, em que h_s é a altura entre pisos, resultando-se no presente caso:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

Tiveram de ser colocados varões longitudinais de aço com um distanciamento máximo entre eles de 300 mm ao longo de ambos os lados da parede, sendo que o respetivo diâmetro deve satisfazer a relação descrita a seguir (Eq.(10.16)):

APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

As duas partes cintadas nas extremas da parede devem ter o comprimento estipulado na Eq. (10.17):

$$l_c = 0,20 \ l_w \ge 1,5 \ b_w = 1,20 \ m$$
 Eq. (10.17)

Os reforços verticais em aço nessas zonas devem satisfazer a seguinte equação (Eq. (10.18)):

$$1\% \le \rho \le 4\%$$
 Eq. (10.18)

Considerando todas as estipulações acima referidas, a espessura da parede obtida era igual a 600 mm; nas partes cintadas devem ser colocados armaduras de aço com um diâmetro de 24 mm, colocados com intervalos de 100 mm, ao passo que nas outras partes, o seu espaçamento aumenta até 250 mm.

10.4.3 Modelos e análise estrutural do estudo de caso

10.4.3.1 Análise e modelo linear

Em resultado da análise modal dinâmica (ver Fig. 10.21 para o espetro de resposta utilizado), o comportamento estrutural do edifício é semelhante nas duas direções principais X e Y (ou seja, períodos de vibração e formatos modais semelhantes), apresentando um comportamento de flexão e uma elevada participação de massa (Fig. 10.23).



Fig. 10.23: Primeiro formato modal associado às direções Y e X.

O deslocamento horizontal do edifício está diretamente relacionado com a ativação do SSCD na direção considerada, com forças elásticas proporcionais ao deslocamento dos vários pisos.

No sentido de otimizar o comportamento estrutural do sistema, foi seguido um modo de vibração tão *uniforme* quanto possível, tendo como objetivo manter-se mais ou menos "vertical" acima do primeiro piso: deste modo, todo o sistema SSCD deve comportar-se com o mesmo nível de forças e deformações, com deslocamentos relacionados próximos do zero para todos os pisos acima do primeiro (Fig. 10.24).



Fig. 10.24: Modo de vibração pretendida.

A deformação pretendida foi obtida através da variação da rigidez elástica dos dispositivos SSCD (k_{el}), utilizando como "parâmetros de controlo" os deslocamentos x_i do edifício com SSCD de níveis diferentes (x_1 , x_2 , x_3 , x_4).

Inicialmente, a rigidez k_{el} foi modificada apenas por meio do comprimento do êmbolo L_P . Este parâmetro foi alterado iterativamente até se obter a configuração pretendida, em resultado da análise modal linear.

Devido à rigidez reduzida dos pilares, que foi calculada para suportar apenas cargas gravíticas, os pilares não conseguem realizar uma forte ligação entre os vários pisos. Isso implicou que cada piso se comporta de modo independente (isto é, massas com comportamento independente). Se todos os andares forem independentes uns dos outros, o período de vibração da massa única do piso i-º genérico será obtido por (Eq. (10.19)).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \qquad \qquad \text{Eq. (10.19)}$$

Se todos os pisos se devem comportar de modo semelhante (isto é, com o mesmo deslocamento), é necessário impor que tenham o mesmo período de vibração. Uma vez que a massa sísmica de cada piso é dada, a rigidez diferente do SSCD pôde ser facilmente avaliada (Tabela 10.10).

Piso	z _i [m]	m _i [kN]	k _{el} SSCD
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

Tabela 10.10: Rigidez dos diferentes SSCD em relação aos resultados da análise dinâmica linear.

368 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

No presente caso, considerando que as massas sísmicas dos primeiros três níveis são mais ou mesmo idênticas, os mesmos dispositivos SSCD são adotados para os níveis P1, P2 e P3, ao passo que apenas no nível P4 se utilizam sistemas diferentes.

Com os valores de rigidez apresentados na Tabela 10.10, obteve-se o modo de vibração apresentado na Fig. 10.25, muito próximo da "configuração vertical" pretendida (Fig. 10.24). A tabela Tabela 10.11 apresenta os resultados da análise modal linear na configuração final selecionada.



Fig. 10.25: Formato deformado modal correspondente aos modos primeiros nas direções Y e X.

Modo	Período	% Massa	% Massa	% Massa	% Resultante	% Resultante
	[s]	Х	Y	Z	Mx	My
1	0,31512	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,31385	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,28409	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,27696	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Tabela 10.11: Resultados da análise modal.

Os esforlos no SSCD durante a fase elástica podem ser estimadas considerando a ação sísmica para o estado limite de *Damage Limitation* (DL), permitindo avaliar o deslocamento máximo previsto para cada um dos SSCD; os esforços na base das paredes de betão armado podem ser determinadas e comparadas às que foram inicialmente consideradas, com a eventual otimização da espessura dos elementos. O dimensionamento final do SSCD pode então ser executado através da determinação da área transversal dos elementos dissipativos, anteriormente ignorados, influenciando diretamente o parâmetro β , a energia global dissipada e o formato da curva F/D. As principais características dos SSCD dimensionados e aplicados a diferentes níveis são resumidas na Tabela 10.12, Tabela 10.13 e Tabela 10.14; e a Fig. 10.26 mostra as correspondentes curvas em forma de bandeira.

· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·								
Cabos pré-tensionados								
		P1, P2	2, P3	P	4			
Número de elementos	n	2		2				
Diâmetro	ф	22	mm	12	mm			
Área transversal	A _{PTE}	380,13	mm²	113,10	mm²			
Área transversal global	A _{PTE,tot}	760,27	mm²	226,19	mm²			
Tensão de cedência	f _{y,PTE}	1670,00	N/mm ²	1670,00	N/mm ²			
Percentagem do pré-esforço	$\rho_{\text{PTE}} = f_{\text{PTE}} f_{y,\text{PTE}}$	0,50		0,50				
Tensão de pré-esforço	f _{PTE}	835,00	N/mm ²	835,00	N/mm ²			
Força de pré-esforço	F _{PTE}	634,82	kN	188,87	kN			
Comprimento	L _{PTE}	3500	mm	3500	mm			
Módulo de elasticidade	E _{PTE}	196000	N/mm²	196000	N/mm²			
Alongamento máximo	d _{PTE}	14,91	mm	14,91	mm			

Tabela 10.12: Propriedades geométricas e mecânicas dos cabos pré-esforçados.

Tabela 10.13: Propriedades geométricas e mecânicas dos elementos dissipativos.

Elementos dissipativos (aço de classe BO40)						
		P1, P	2, P3	F	°4	
Número de elementos	n	4		4		
Área transversal	A_{ED}	120	mm	80	mm²	
Área transversal global	$A_{\text{ED},}$	480	mm	320	mm²	
Tensão de cedência	$\mathbf{f}_{y,ED}$	240	N/m	240	N/m	
Força de cedência	$F_{y,E}$	115	kN	76,	kN	
Alongamento último	A _{gt,}	24,	%	24,	%	
Comprimento da área transversal reduzida	L_{ED}	170	mm	170	mm	

Tabela 10.14: Parâmetros de SSCD para níveis P1, P2 e P3.

Curva F/D em forma de bandeira						
parâmetros	P1, P2	2, P3	P4			
k _{el}	144 658	kN/mm	48 237	kN/mm		
k _{pe}	28 886	kN/mm	9 588	kN/mm		
Fy	634 822 kN		188 873	kN		
dy	4 388 mm		3,9155	mm		
Fu	938 765 kN		294 295	kN		
du	14 911 mm		14 911	mm		
$\alpha = k_{pe}/k_{el} =$	0,20	00	0,1	99		
$\beta = F_{y,ED}/F_{PTE} =$	0,18	31	0,4	07		



Fig. 10.26: Curvas em forma de bandeira para SSCD de níveis: a) P1, P2 e P3; b) P4.

No sentido de introduzir o SSCD no modelo numérico do edifício, foram utilizados ligadores com uma relação constitutiva específica em forma de bandeira.

O modelo SSCD é simulado por dois elementos diferentes dispostos em paralelo (Fig. 10.27): o primeiro caracterizado por uma relação "*elástica multilinear*" que define os primeiros dois ramos da curva com rigidez igual a k_{el} e k_{pe} , esforço de cedência F_y e deslocamento máximo d_u (Fig. 10.28a), o segundo definido como "*plástico*" que caracteriza os ciclos histeréticos de elementos dissipativos através do parâmetro k_{DE} e do correspondente F_{yDE} (Fig. 10.28b).



Fig. 10.27: Modelo simplificado do SSCD com dois elementos de ligação NL em paralelo.





10.4.3.2 Modelo não linear e análises dinâmicas não lineares

Foram executadas, ainda, análises dinâmicas não lineares para investigar em detalhe o comportamento estrutural do edifício no domínio pós-elástico. Foram realizadas análises dinâmicas incrementais (IDA) de acordo com o procedimento proposto por Vamvatsikos e Cornell, com base nas etapas indicadas a seguir:

- 1. determinação dos acelerogramas não escalados a utilizar: $a_1(ti)$;
- 2. determinação do coeficiente de escala (SF) a aplicar ao acelerograma: $a_{\lambda} = \lambda a_{1}$;
- determinação da Medida de Intensidade (IM), função do acelerograma não escalado que aumenta monotonicamente com o coeficiente de escala λ (isto é, a PGA – aceleração máxima à superfície do terreno, a aceleração espectral correspondente ao período fundamental, etc.);
- determinação da Medida de Danos (DM), parâmetro que caracteriza a resposta estrutural do edifício durante eventos sísmicos (por exemplo o esforço transverso máximo V_b, o deslocamento máximo entre pisos, etc.);
- 5. determinação da Curva IDA, ou seja uma representação gráfica da DM em relação ao parâmetro IM considerado para o acelerograma selecionado.

No presente caso, PGA está selecionada como parâmetro IM.

São adotadas duas DM: o deslocamento máximo entre pisos d_{rmax} e o deslocamento máximo dos sistemas SSCD d_{dmax} . O facto de atingir o estado limite *Damage Limitation* (DL) está associado a atingir o deslocamento máximo entre pisos de acordo com a DM. 14/01/2008 para garantir a utilização efetiva do edifício (Eq. (10.20)):

$$d_r \leq 0,01 h$$
 Eq. (10.20)

em que h é a altura entre pisos. Neste caso, a relação mudou para Eq. (10.21):

372 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores

APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

$$d_r \le 45 \, mm$$
 Eq. (10.21)

O estado limite *Life Safety* (LS) está associado à deformação axial dos sistemas SSCD superior ao alongamento máximo permitido, correspondendo à condição de cedência dos cabos pré-tensionados e à perda da capacidade de recentragem. Este limite poderá ser imposto igual a (Eq. (10.22)):

$$d_{SSCD} \leq 14,91 \, mm$$
 Eq. (10.22)

Convém salientar que esta limitação não corresponde perfeitamente ao alcance de um estado limite de colapso "último", uma vez que, de um ponto de vista estático, os SSCD ainda são capazes de fornecer à estrutura suficiente resistência residual em relação ao colapso. O problema consiste principalmente na perda da capacidade de recentragem (mantendo-se uma capacidade dissipativa reduzida). Além disso, a condição de LS não é atingida por todos os sistemas SSCD em simultâneo, registando-se perda de eficácia subsequente em apenas alguns deles.

Foram utilizados sete acelerogramas para a execução da IDA. A IM considerada foi escalada considerando SF diferentes para os vários acelerogramas até 0,40g (Tabela 10.15).

Abalo sísmico	PGA _{max}	0,05 g	0,10 g	0,15 g	0,20 g	0,25 g	0,30 g	0,35 g	0,40 g
0520ME	0,2591	0 193	0 386	0 579	0 772	0 965	1 158	1 351	1 544
0529ME	0,2672	0 187	0 374	0 561	0 749	0 936	1 123	1 310	1 497
SPC1	0,3127	0 160	0 320	0 480	0 640	0 799	0 959	1 119	1 279
SPC2	0,2508	0 199	0 399	0 598	0 797	0 997	1 196	1 396	1 595
SPC3	0,2855	0 175	0 350	0 525	0 701	0 876	1 051	1 226	1 401
SPC4	0,3374	0 148	0 296	0 445	0 593	0 741	0 889	1 037	1 186
SPC5	0,2507	0 199	0 399	0 598	0 798	0 997	1 197	1 396	1 596

Tabela 10.15: Coeficientes de escala adotados para os diferentes acelerogramas.

As Fig. 10.29 e Fig. 10.30 representam o resumo dos resultados da IDA executada adotando os 7 acelerogramas diferentes. Analisando os resultados obtidos nas IDA, é evidente que o alongamento máximo dos dispositivos dissipativos (d_{dmax}) é muito influenciado pelos acelerogramas considerados: até IM igual a 0,15g pode observarse um comportamento semelhante, ao passo que níveis cada vez maiores de IM correspondem a diferenças cada vez maiores nos resultados obtidos. Podem ser executadas considerações semelhantes para o deslocamento máximo entre pisos (d_{rmax}), relacionado com o DL. De modo a reduzir parcialmente estes efeitos, foram

	Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 373
DISPO	OSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

considerados os resultados médios dos sete acelerogramas, de acordo com o previsto por D.M.14/01/2008. Os valores médios de DM evidenciam a capacidade da estrutura dimensionada para satisfazer o requisito imposto para o DL no que se refere à PGA até 0,30g, ao passo que no caso do LS a PGA máxima situa-se no intervalo 0,25g (satisfação) e 0,30g (ultrapassar a limitação LS).

Também foram avaliados os deslocamentos residuais para testar a eficácia do modelo (Tabela 10.16): resultaram deslocamentos residuais inferiores a 2% dos deslocamentos máximos exibidos entre pisos, valor que pode ser considerado permissível para garantir a capacidade de recentragem do sistema. Tal como pode ser observado pela Fig. 10.30, os níveis P1, P2 e P4 apresentam um comportamento semelhante para os níveis crescentes de PGA ao passo que P3 é caracterizado por um deslocamento superior. O limite de cedência das quatro curvas é, mais ou menos, o mesmo e situa-se dentro do intervalo [0,10g; 0,15g], definindo um comportamento bastante regular do edifício.



Fig. 10.29: Resultados médios dos 7 dados: a) deslocamento máximo do SSCD (LS) e b) deslocamento máximo entre pisos (DL).



Fig. 10.30: Resultado da IDA em termos de deslocamento dos vários pisos em relação à PGA (média de 7 acelerogramas).

Piso	d _r [mm]	d _{rmax} [mm]	d _r [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

Tabela 10.16: Deslocamentos médios residuais para o edifício (PGA igual a 0,25g).

A execução das verificações de segurança para todos os elementos estruturais que compõem o edifício, de acordo com o que está previsto na norma em si e em correspondência com a PGA igual a 0,25g para LS, resultou em várias modificações nos perfis dos elementos, de acordo com o que vem resumido na Tabela 10.17 para as secções em aço. Não foram necessárias outras alterações no que se refere às dimensões e ao reforço das paredes de betão armado.

Tabela 10.17: Modificação necessária para os perfis de aço de acordo com os resultados das análises não lineares.

Elemento	Perfil preliminar	Correcção	Motivo
Vigas de aço entre pisos	HEB280	HEA340	Comportamento de flexão
Vigas de aço da cobertura	HEB160	HEB180	Comportamento de flexão
Pilar	HEB220	HEB240	Encurvatura

10.4.4 Otimização da solução proposta

Os resultados das análises não lineares evidenciaram globalmente que o comportamento estrutural do sistema é influenciado principalmente pelo alongamento máximo do SSCD, caracterizando diretamente o alcance do LS, ao passo que o deslocamento entre pisos, relacionado com a satisfação da condição do DL, encontra-se geralmente bem abaixo da limitação imposta e não representa um limite para a determinação da capacidade efetiva do sistema.

Em seguida, a modificação do SSCD pode ser executada de modo a aumentar a capacidade estrutural do edifício para a satisfação da limitação de LS para uma IM superior a 0,25g, agindo diretamente sobre vários parâmetros. As seguintes possibilidades foram tidas em consideração.

10.4.4.1 Caso 1 - Aumento do comprimento do SSCD

Foram introduzidas e testadas várias modificações do comprimento do SSCD, adotando finalmente um dispositivo com comprimento externo de 5,30 m e cabos pré-esforçados com comprimento de 5,10 m, ao contrário do proposto inicialmente que era igual a 3,50 m (resultando de ensaios experimentais no protótipo do SSCD) (Fig. 10.31). Em resultado disso (Fig. 10.32), o aumento do comprimento do SSCD não afeta significativamente o comportamento da estrutura, uma vez que a PGA máxima permitida se mantém igual a 0,25g. Isto deve-se principalmente ao facto de

DISPOSITIVO METALICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

o aumento do comprimento estar relacionado com a diminuição da rigidez linear (Fig. 10.31).



Fig. 10.31: Primeira modificação (comprimento do SSCD): curvas em forma de bandeira modificadas para a) níveis P1, P2 e P3, b) P4.



Fig. 10.32: Resultados médios da IDA para a) deslocamento máximo do SSCD (LS) e b) deslocamento entre pisos (DL)

10.4.4.2 Caso 2 - Aumento do diâmetro dos cabos pré-tensionados

a)

A segunda possibilidade consiste na modificação do diâmetro dos cabos prétensionados, aumentando-os em 4,0 mm; o comprimento global do SSCD é também, neste caso, aumentado em relação ao comprimento inicial até 5,30 m. Uma vez que o diâmetro não afeta este parâmetro, o deslocamento LS alvo mantém-se igual a 21,93 mm. A modificação do diâmetro dos cabos influencia diretamente os esforços último e de cedência, bem como a rigidez tanto dos ramos elástico como pós-elástico da curva em forma de bandeira (Fig. 10.33).

Tal como é possível observar, o facto de se combinar as modificações do comprimento do SSCD às do diâmetro dos cabos tem como consequência um aumento da capacidade estrutural efetiva do sistema, com uma PGA máxima permitida igual a 0,30 g sem ultrapassar o LS. Não foram observadas quaisquer modificações no DL.

A comparação entre o 1º e o 2º pisos não põe em evidência diferenças significativas para a IM igual ou inferior a 0,15g: isso significa que abaixo de 0,15g, a influência do cabo pré-tensionado não é relevante. Com o aumento da PGA, a influência dos cabos torna-se maior principalmente no comportamento pós-elástico dos SSCD.



Fig. 10.33: Segunda modificação (comprimento do SSCD e diâmetros dos cabos): curvas em forma de bandeira para a) níveis P1, P2 e P3, b) P4.



Fig. 10.34: Resultados médios da IDA para a) deslocamento máximo do SSCD (LS) e b) deslocamento entre pisos (DL) - caso 2.

10.4.4.3 Caso 3 - Aumento dos elementos dissipativos - β =0,50

A capacidade global da estrutura também pode ser aumentada com o aumento da capacidade dissipativa dos dispositivos SSCD. De momento, os coeficientes β que caracterizam as curvas em forma de bandeira obtidas são, respetivamente, iguais a 0,18 para P1, P2 e P3 e a 0,40 para P4.

Neste terceiro caso, para avaliar a eficácia desse parâmetro, é adotado o comprimento inicial do SSCD (3,50 m), aumentando a dimensão dos elementos dissipativos até atingir β =0,50, sem modificar as outras características (Fig. 10.35).

Conforme evidencia a Fig. 10.36, esta solução possui uma eficácia relevante, com uma PGA máxima permitida a LS igual a 0,35g e cerca de 50% de redução do deslocamento máximo entre pisos. Uma vez que a rigidez do SSCD não é modificada, os deslocamentos entre pisos são reduzidos e, além disso, a dimensão menor do dispositivo permite custos inferiores e maior facilidade na montagem.

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 377 DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)



Fig. 10.35: Terceira modificação (β =0,50): curvas em forma de bandeira para os níveis P1, P2 e P3.



Fig. 10.36: Resultados médios da IDA para a) deslocamento máximo do SSCD (LS) e b) deslocamento entre pisos (DL) - caso 3.

10.4.4.4 Caso 4 - Aumento dos elementos dissipativos - β =1,25

De acordo com os ensaios experimentais, o aumento do coeficiente β acima de 0,90 resulta numa perda do comportamento típico em forma de bandeira dos elementos dissipativos: tal como se pode observar na Fig. 10.37, sendo também relevantes neste caso os deslocamentos residuais. O resultado da IDA mais evidente é que o aumento da secção dos elementos dissipativos reduz a capacidade global do edifício, com uma PGA máxima permitida igual a 0,30g (Fig. 10.38): isto significa que, acima de um certo limite, o aumento do tamanho dos elementos dissipativos não é útil para melhorar o desempenho estrutural do edifício.

Os dispositivos SSCD do P4 atingem alongamentos superiores (em todos os outros casos considerados, sendo os dispositivos SSCD de nível P4 os menos afetados pela variação dos parâmetros): a isso se deve a diminuição da capacidade global no LS. Este aspeto é evidenciado pela curva da capacidade dos diferentes níveis (Fig. 10.39): apesar da curva relativa do P4 mostrar cedência a uma PGA igual a 0,10g,

378 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL (CASO DE ESTUDO)

as curvas para os outros três níveis apresentam um comportamento mais ou menos linear. Isso significa que o edifício atinge o seu limite máximo ao nível P4 com o outro SSCD no intervalo elástico.



Fig. 10.37: Quinta modificação (β=1,25): curvas em forma de bandeira para os níveis a) P1, P2 e P3, b) P4.



Fig. 10.38: Resultados médios da IDA para a) deslocamento máximo do SSCD (LS) e b) deslocamento entre pisos (DL) - caso 5.



Fig. 10.39: Curvas de capacidade para os vários pisos – caso 5.

Os deslocamentos residuais foram finalmente avaliados: para os valores β superiores a 1,0, o SSCD perde a capacidade de recentragem, ficando o edifício exposto a deslocamentos residuais. Os respetivos valores médios para PGA igual a 0,30g são resumidos na Tabela 10.18.

niso nº	β=1,25		β=2,00			
P130 11	d _r [mm]	d _{rmax} [mm]	d _r [%]	d _r [mm]	d _{rmax}	d _r [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Tabela 10.18: Valores médios residuais da estrutura de aço para PGA=0,30g.

É possível tirar conclusões semelhantes no caso de o coeficiente β ser igual a 2,0, mais uma vez com o aumento do tamanho dos elementos dissipativos e a perda do comportamento em forma de bandeira.

10.5 CONCLUSÕES

O sistema SSCD proposto foi utilizado para o dimensionamento de um edifício comercial em aço/betão armado híbrido. O procedimento de dimensionamento, conforme apresentado, é iterativo e inclui análises lineares e não lineares.

O protótipo "original" do sistema, com propriedades mecânicas e geométricas descritas por Braconi *et al.*, permite projetar o edifício para uma ação sísmica com uma PGA máxima igual a 0,25g, em conformidade com os requisitos das normas atuais, tanto para o DL como o LS, e fornecendo uma boa capacidade de recentragem, com deslocamentos residuais muito limitados.

A modificação dos parâmetros como o comprimento do dispositivo, o diâmetro dos cabos e a dimensão dos elementos dissipativos do SSCD permite melhorar o desempenho estrutural do edifício, como foi demonstrado.

A otimização do sistema pode ser conseguida através da aplicação de investigações paramétricas destinadas a determinar os valores característicos dos sistemas SSCD – principalmente o comprimento dos cabos pré-tensionados e a área transversal dos elementos dissipativos – a utilizar em relação aos requisitos efetivos do edifício.

A localização horizontal do SSCD (como ligação entre as parede de betão armado e os pórticos de aço) permite o controlo direto do comportamento estrutural do edifício e a possibilidade de otimizar o modo de vibração modal no sentido de assegurar, como no caso em questão, deslocamentos iguais de forma correspondente em todos os pisos.

A comparação entre os resultados numéricos das análises e os dados provenientes dos ensaios experimentais demonstram que as simplificações adotadas no modelo (como, por exemplo, o facto de se ignorar o atrito e os elementos dissipativos na determinação da rigidez equivalente) resultam num erro que influencia principalmente a quantidade de energia dissipada. Por outro lado, foram reveladas diferenças muito pequenas entre as análises e os ensaios experimentais no que se refere à estimativa dos deslocamentos residuais.

380 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ÁREA DE APLICAÇÃO	

O limite mais significativo do sistema SSCD está relacionado com a capacidade de deslocamento reduzida, capaz de sustentar um máximo de 25 mm. A quantidade de energia dissipada está relacionada com os deslocamentos e com as forças que atuam sobre o dispositivo: o deslocamento pode ser aumentado com uma maior dimensão dos cabos pré-esforçados ou com o comprimento do dispositivo – sendo este último de difícil aplicação. A capacidade dissipativa do SSCD pode ser aumentada com uma dimensão maior dos elementos dissipativos, mantendo o coeficiente β inferior a 0,90.

Convém, além disso, sublinhar que a ausência de normas específicas que determinem os parâmetros necessários para a caracterização dos dispositivos dissipativos não permite a comparação direta do comportamento de um sistema "tradicional" com o de um edifício com sistema de proteção dissipativa. O dispositivo SSCD proposto foi dimensionado e verificado considerando tanto a condição estática como a sísmica, mas a determinação efetiva dos níveis de desempenho de acordo com IO, DL, LS e CP não é clara, tal como a definição do coeficiente de comportamento efetivo q, que se assume no presente caso ser igual a 1,0.

10.6 ÁREA DE APLICAÇÃO

O Dispositivo metálico autocentrante (SSCD) pode ser aplicado tanto em edifícios existentes como em novos. Destina-se particularmente a ser incorporado em pórticos de aço ou de betão armado.

10.7 PUBLICAÇÕES

Publicações em revistas internacionais

- Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- Braconi A., Morelli F., Salvatore W. Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization, Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
- 4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

10.8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels. Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 381 DISPOSITIVO METÁLICO AUTO-CENTRANTE (SSCD)

- [2] Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.
- [3] Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- [4] Braconi A., Morelli F., Salvatore W. Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- [5] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames.* ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.
- [6] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.
- [7] Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.
- [8] Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation. J Struct Eng 134(1): 96–107.
- [9] Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative braces, buckling restrained braces and moment resisting frames.
- [10] Cormack LG (1988) The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation. Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.
- [11] Desroches R, Smith B (2004) Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. J Earthq Eng 8 (3):1–15.
- [12] EN1998-1:2005 *Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1:* General Rules, seismic action and rules for buildings.
- [13] Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) *Performance evaluation of friction spring seismic damper*. ASCE J Struct Eng 126:491–499.
- [14] NTC (2008) Norme tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
- [15] Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) *Preliminary results and conclusions* from the PRESSS five-storey precast concrete test building. PCI J 44(6):42–47.
- [16] Uang C.M., Bertero V.V. (1990) *Evaluation of seismic energy in structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.
- [17] Vamvatsikos D., Cornell C.A. *Incremental dynamic analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514, 2002-.

382 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

11 TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)

11.1 INTRODUÇÃO

No projeto de investigação "RISK MITIGATION FOR EARTHQUAKES AND LANDSLIDES" (acrónimo LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) pertencente ao 6º quadro do Programa Europeu de Investigação, foram desenvolvidos e testados quanto à sua aplicabilidade dispositivos histeréticos de aço triangulares (TRSH) como elemento dissipativo complementar em sistemas de isolamento base [1, 2]. As ações de investigação faziam parte do subprojeto 6 "Desenvolvimento e fabrico de dispositivos de dissipação de energia e isoladores sísmicos".

O presente relatório apresenta os resultados das investigações relativos ao desempenho sísmico dos dispositivos TRSH e propõe um procedimento de projeto para edifícios metálicos e mistos onde o dispositivo TRSH é usado em sistemas de contraventamento histerético.

11.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM TRSH

Os dispositivos histeréticos de aço (SHD na sigla inglesa) representam uma solução efetiva para aumentar a capacidade das estruturas em dissipar energia sísmica. Entre os dispositivos SHD, o dispositivo histerético de aço triangular (TRSH) (consultar a Fig. 11.1) é um elemento eficaz para a implementação num sistema de contraventamento estrutural, por exemplo:

- a curvatura de flexão produzida pelo esforço transverso aplicado na extremidade da chapa triangular é uniforme em toda a altura da chapa (consulte a Fig. 11.2),
- este pode sofrer grandes deformações não lineares sem concentrações de curvatura (consultar a Fig. 11.2).

A Fig. 11.3 ilustra duas configurações possíveis dos sistema TRSH: um único elemento (esquerda) ou ligados em série (direita).



Fig. 11.1: Elemento TRSH com cabeça de meia-lua [1]



Fig. 11.2: Parâmetros geométricos e comportamento mecânico de um elemento TRSH [1]



Fig. 11.3: Elemento TRSH: a) isolado, b) ligação em série [1]

O funcionamento de um sistema de contraventamento com implementação de dispositivos TRSH e a respetiva deformada qualiitativa estão representados na Fig. 11.4. Uma possível disposição da ligação dos contraventamentos a uma viga com um TRSH é ilustrada na Fig. 11.5 e na Fig. 11.6. As chapas triangulares dissipam a energia sísmica relacionada com os componentes horizontais da ação sísmica, ao passo que a transmissão dos componentes verticais dos contraventamentos é realizada através de uma calha (apoio) deslizante.



Fig. 11.4: Princípio funcional e deformada quanlitativa de um sistema de contraventamento TRSH
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 385 TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)



Fig. 11.5: Principais componentes de um sistema de contraventamento TRSH - vista lateral



Fig. 11.6: Principais componentes de um sistema de contraventamento TRSH - vista de corte

386 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
MODELO ANALÍTICO

Os primeiros estudos numéricos e experimentais relacionados com a resposta sísmica das estruturas com dispositivos TRSH implementados são datados do início da década de 90 [3-8]. De acordo com estes estudos, a rigidez elástica lateral $k_{el,t}$, a curvatura elástica $\chi_{el,t}$ (constante), a força de cedência $F_{y,t}$, a força última $F_{u,t}$ e o deslocamento de cedência $\Delta_{y,t}$ de um dispositivo TRSH podem ser calculados da seguinte forma [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3}$$
 Eq. (11.1)

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3}$$
 Eq. (11.2)

$$F_{y,t} = \frac{h \delta_y b t^2}{6h}$$
 Eq. (11.3)

$$F_{u,t} = \frac{h \sigma_y b t}{4h}$$
 Eq. (11.4)

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{K_{el,t}} = \frac{\sigma_y h^2}{Et}$$
Eq. (11.5)

em que *b*, *h* e *t* são os parâmetros geométricos representados na Fig. 11.2, *n*, *E* e σ_y são respetivamente o número, o módulo de elasticidade e a tensão de cedência do aço TRSH.

Foi possível demonstrar que a rigidez lateral elástica geral $k_{el,T+B}$ de um sistema de contraventamentos com o dispositivo TRSH implementado é:

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}}$$
 Eq. (11.6)

em que $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b) \cos^2 \alpha$ é a rigidez lateral dos contraventamentos sem os elementos dissipativos.

11.3 MODELO ANALÍTICO

11.3.1 Aproximação bilinear do ciclo força-deslocamento

Para efeitos de projeto, os ciclos força-deslocamento curvos são normalmente aproximados por ciclos de histerese bilineares com uma rigidez inicial k_1 , uma rigidez pós-cedência k_2 e uma força de cedência F_y . O método doravante adotado para a aproximação bilinear a um ciclo de histerese encontra-se ilustrado na Fig. 11.7.



Fig. 11.7: Aproximação bilinear ao ciclo de histerese

O ciclo curvo A'B'CABC'A' não é simétrico em relação ao centro 0 e as coordenadas dos vértices A e A' são os deslocamentos máximos $\pm s_u$ e a força máxima $\pm F_u$.

A rigidez inicial K_1 é aproximada pela inclinação das linhas paralelas AB e A'B' em que B e B' são as interceções do ciclo no eixo x.

As rigidezes de cedência K_2^+ e K_2^- são aproximadas pela inclinação das linhas AC e A'C' em que CC' é a linha que passa por 0 com inclinação K_1 .

As coordenadas do ponto C (s_y , F_y) são o deslocamento de cedência e a força de cedência respetivamente para a aproximação ao ciclo de histerese curvo.

Os parâmetros do ciclo bilinear mudam rapidamente com a amplitude de extensão máxima ε_u para extensões reduzidas, e a uma menor taxa para extensões superiores. Na prática, estas alterações nos parâmetros não apresentam grandes erros na componente sísmica com base nos ciclos lineares, pois as respostas sísmicas são dominadas por extensões relativamente grandes, variando pouco os parâmetros.

Com os valores fixos de K_1 , K_2 e F_y , os ciclos bilineares formam-se a partir da curva de dois declives com um ponto de partida fixo.

O comportamento bilinear é habitualmente simplificado através de uma rigidez equivalente k_{eff} e de um amortecimento equivalente ξ_{eff} da seguinte forma:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2$$
 Eq. (11.7)

$$\xi_{eff} = \frac{4F_{y}\left(s_{u} - \frac{F_{y}}{k_{1} - k_{2}}\right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot s_{u}^{2}}$$
 Eq. (11.8)

388 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
MODELO ANALÍTICO	

11.3.2 O "Método de Coeficiente de Escala"

A resposta de qualquer amortecedor metálico é uma função da respetiva geometria e das características mecânicas do metal com que é fabricado. Neste sentido, o "Scaling Factor Method" (método de coeficiente de escala ou SFM na sigla inglesa) baseia-se no pressuposto de que a resposta força-deslocamento de um dispositivo histerético de aço (SHD) pode ser obtida escalando a curva tensão-extensão ($\sigma - \varepsilon$) (Fig. 11.8) do aço utilizado recorrendo a "coeficientes de escala" apropriados.



Fig. 11.8: Curvas de tensão-extensão escaladas (esquerda) e os correspondentes ciclos de forçadeslocamento de um dispositivo TRSH em aço macio laminado a quente (direita)

Define-se as seguintes variáveis:

s deslocamento do dispositivo

F força de amortecimento do dispositivo

ε extensão do aço

σ tensão normal do aço (presume-se como constante ao longo da secção transversal).

Pode-se redigir as seguintes "equações de escala":

$$s = \delta \cdot \varepsilon \qquad \qquad \text{Eq. (11.9)}$$
$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2) \qquad \qquad \text{Eq. (11.10)}$$

em que, para o dispositivo TRSH representado na Fig. 11.9, o coeficiente de força φ , o coeficiente de deslocamento δ , e o coeficiente de correção (para grandes deslocamentos) α são:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h}$$
 Eq. (11.11)



Fig. 11.9: parâmetros geométricos de um elemento TRSH [9]

Mediante os resultados de um ensaio de tração numa amostra de aço do TRSH testada (por exemplo, Tabela 11.1), a rigidez elástica k_1 e pós-cedência k_2 pode ser calculada aplicando o "método de coeficiente de escala":

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$
 Eq. (11.15)

Estas formulações podem ser obtidas da seguinte forma:

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta} \\ k_2 &= \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - \frac{s_y}{s_u})} \\ &= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u})} \cdot \frac{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)}{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y^2}{\varepsilon_u^2})} \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \\ &\cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \end{aligned}$$

em que: $E_1 = \sigma_y / \varepsilon_y$, $E_2 = \sigma_u - \sigma_y / \varepsilon_u - \varepsilon_y$, e $\varepsilon_y^2 / \varepsilon_u^2 \cong 0$.

ε _u [-]	ε _y [-]	σ _y [N/mm²]	<i>E</i> ₁ [N/mm²]	<i>E</i> ₂ [N/mm²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370	70000	2560
0,03	0,0059	406	70000	1220
0,04	0,0061	424	70000	758
0,05	0,0063	442	70000	534
0,06	0,0065	452	70000	479
0,07	0,0066	458	70000	465

Tabela 11.1: Parâmetros do SFM para um dispositivo TRSH em aço macio

O método de coeficiente de escala inclui 4 imprecisões importantes:

- Divergência entre propriedades reais do material relevantes (ou seja, resistência à cedência, extensão elástica e plástica) do dispositivo TRSH a ser dimensionado e do protótipo de onde se obteve os valores pertinentes de projeto (consultar a Tabela 11.1),
- 2. A rigidez elástica é fortemente influenciada pela rigidez do encastramento e da aplicação da força. Pode ocorrer um desvio aproximado de 50%,
- 3. Devido à mudança gradual da secção transversal nas grandes deformações, o endurecimento por extensão do dispositivo TRSH pode aumentar,
- 4. Outros efeitos secundários poderão influenciar a histerese.

Em rigor, o método de coeficiente de escala conduz a uma previsão fiável do comportamento elástico-plástico, isto se os elementos do TRSH forem fabricados com o aço do mesmo lote do protótipo, do qual se obteve os dados na Tabela 11.1.

11.3.3 Exemplo de projeto

Consideremos o elemento TRSH representado na Fig. 11.10 com os parâmetros geométricos relevantes reportados na Tabela 11.2.



Fig. 11.10: Elemento TRSH considerado

h	b	С	t
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
190	70	70	35

Tabela 11.2: Parâmetros geométricos do elemento TRSH considerado

Pressupondo uma extensão máxima de $\varepsilon_u = 0,04$, o deslocamento correspondente *s* do dispositivo TRSH pode ser calculado como:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0,04 = 35,7 \ [mm]$$

e a cedência F_y , força de amortecimento F, rigidez elástica k_1 e pós-cedência k_2 são:

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47,8 \ [kN]$$

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35, 7^2\right) \cdot 10^{-3} = 49,6 \ [kN]$$

$$k_{1} = \frac{b \cdot t^{3}}{4 \cdot h \cdot (h^{2} - c^{2})} \cdot E_{1} = \frac{70 \cdot 35^{3}}{4 \cdot 190 \cdot (190^{2} - 50^{2})} \cdot 70000 = 8227,1 [N/mm]$$

$$k_{2} = \frac{b \cdot t^{3}}{4 \cdot h \cdot (h^{2} - c^{2})} \cdot E_{2} + \frac{2}{(h + c)^{2}} \cdot F_{y} \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y}}{\varepsilon_{u}}\right)$$

$$= \frac{70 \cdot 35^{3}}{4 \cdot 190 \cdot (190^{2} - 70^{2})} \cdot 758 + \frac{2}{(190 + 70)^{2}} \cdot 47800 \cdot 35,7 \cdot \left(1 + \frac{0,0061}{0,04}\right)$$

$$= 107,6 [N/mm]$$

11.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS

No âmbito do projeto de investigação europeu LESSLOSS [1], foi conduzida uma campanha experimental extensiva com dispositivos TRSH. A sua fiabilidade para aplicações estruturais foi realmente avaliada tanto nos ensaios de deslocamento controlado como nos de mesa vibratória.

11.4.1 Ensaios de deslocamento controlado

Para se poder investigar a resposta real dos dispositivos TRSH, foram testados dois protótipos geométricos diferentes de TRSH e aço de diferentes qualidades. Os respetivos parâmetros de projeto estão reportados na Tabela 11.3. Os dois dispositivos TRSH foram testados com exemplares de cabeça em meia-lua e de roletes para estudar o comportamento sem o atrito (consultar a Fig. 11.11 e a Fig. 11.12).

TRSH	h	b	С	t	ID do aço
#	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	#
7	250	70	50	40	S355J2 (1,0570), X5CrNi18-10 (1,4301)
13	190	100	50	14	X2CrNiMoN22-5-3 (1,4462)

Tabela 11.3: Parâmetros geométricos dos protótipos TRSH testados





TR-Damper 190x 100x 14

TR-Damper 250x 70x 40







Fig. 11.11 a)-b): Exemplar testado com cabeça de meia-lua [9]



Fig. 11.12 a) -b): Exemplar testado com roletes [9]

Exemplar testado b)

394 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Os ensaios de caracterização em cada protótipo de TRSH foram realizados na Universitaet der Bundeswehr em Munique.

A Fig. 11.13 representa o equipamento de ensaio: o lado superior do elemento TRSH está fixado, enquanto que no lado inferior é aplicado o movimento horizontal com apoio deslizante e o acionador. Os roletes da cabeça em meia-lua do elemento TRSH roda no dispositivo de deslocação linear especial. O acionador horizontal aplica o deslocamento sinusoidal pretendido ao dispositivo. Os protótipos TRSH foram testados tanto em condições estáticas como dinâmicas. Os ciclos de força-deslocamento foram registados. Para além disso, a sequência de temperaturas foi gravada por uma câmara térmica durante os ensaios dinâmicos.



Fig. 11.13: Dispositivo de ensaio [9]

A Fig. 11.14 mostra os ciclos histeréticos do ensaio dinâmico do TRSH - elemento 7 – aço 1,0570 (resp. S355J2).



Fig. 11.14: Ensaio dinâmico do TRSH n.º 7 – 1,0570 (deslocamento máximo 60mm) [10]

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadore	s 395
TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGU	LAR)

A Fig. 11.15 mostra os ciclos histeréticos obtidos para o ensaio dinâmico do TRSH - elemento 7 – aço 1,4301 (resp. X5CrNI18-10).



Fig. 11.15: Ensaio dinâmico do TRSH n.º 7 - 1,4301 (deslocamento máximo 60mm) [10]

A Fig. 11.16 e Fig. 11.17 mostram os ciclos histeréticos do ensaio dinâmico no TRSH - elemento 13 – aço 1,0570 (resp. S355J2).



Fig. 11.16: Ensaio dinâmico do TRSH 190 - 1,0570 (deslocamento máximo 20-70mm) [10]



Fig. 11.17: Ensaio dinâmico do TRSH 190 – 1,0570 (deslocamento máximo 70mm) [10]

A Fig. 11.18 mostra os ciclos histeréticos do ensaio dinâmico no TRSH - elemento 190 – aço 1,4301.



Fig. 11.18: Ensaio dinâmico do TRSH 190 - 1,4301 (deslocamento máximo 70mm) [10]

Os resultados dos ensaio, em termos de rigidez elástica k_1 e pós-cedência k_2 , força F_y e deslocamento s_y de cedência e de força F_u e deslocamento s_u de rotura encontram-se reportados na Tabela 11.4 para cada protótipo TRSH.

Characteristic data		Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301	
	alacteristic data	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K ₁	[N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K ₂	[N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
Fy	[N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
sy	[mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
Fu	[N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
Su	[mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

Tabela 11.4: Resultados dos ensaios para cada tipo de protótipo do TRSH [10]

Comparação com o Método de Coeficiente de Escala

A Fig. 11.19 mostra duas comparações entre os resultados experimentais e a previsão do modelo do método de coeficiente de escala para o TRSH n.º 7 e TRSH n.º 13.



lua

TRSH 13 com cabeça em forma de meialua

Fig. 11.19 a)-b): Comparação entre os resultados experimentais e a previsão do modelo para os dispositivos TRSH fabricados em S355J2

Os ciclos experimentais registados nos ensaios de deslocamento controlado dos dispositivos TRSH evidenciam para o elemento TRSH 7 uma boa concordância com os que foram previstos por intermédio do Método de Coeficiente de Escala, ao passo que para o TRSH 13, elemento mais esbelto, o ajuste foi pior pelos motivos mencionados na secção 11.3.2.

As comparações dos ciclos experimentais para outros materiais não obtiveram qualquer concordância com o SFM tendo por base os valores apresentados na Tabela 11.1. Tiveram de ser calculados outros valores.

11.4.2 Ensaios de mesa vibratória

No âmbito do projeto LESSLOSS [1], foram conduzidos ensaios de mesa vibratória no sistema SDOF composto por uma laje enorme implementando um sistema de

398 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS	

isolamento base deslizante com elementos TRSH atuando em paralelo a este [9]. A maqueta geral de teste está ilustrada na Fig. 11.20 e é formada por:

- um pórtico em aço (Fig. 11.21);
- 4 apoios deslizantes PTFE planos (Fig. 11.22);
- 1 a 3 elementos histeréticos TRSH (Fig. 11.23)
- uma laje modular (de 12,2 a 16,4 toneladas).

O recinto dos ensaios foi equipado com quatro guias que restringem o movimento apenas numa direção, bem como outros acessórios de segurança.



Fig. 11.20: Maqueta de teste para ensaios de mesa vibratória



Fig. 11.21: Pormenor da armação em aço com o elemento TRSH e o respetivo sistema de fixação

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 399 TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)



Fig. 11.22: Pormenor do apoio deslizante PTFE plano



Fig. 11.23: Ensaio em três elementos TRSH

Foram testados três protótipos de TRSH: TR(7) e TR(13) de S355J2. Para cada tipo de disposição do isolamento, foi aplicado o seguinte procedimento de teste:

- foi inicialmente realizado um teste de *sine-sweep* para determinar a rigidez elástica do dispositivo TRSH;
- o sistema de isolamento foi então sujeito a um aumento progressivo da acção sísmica (por exemplo, Fig. 11.24) para se obter registos temporais do deslocamento com diferentes rácios de ductilidade (de 1 a 13).

400 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS	



Fig. 11.24: Registo temporal do deslocamento para o elemento TR(7) sujeito a uma acção sísmica sintética

Os ensaios de mesa vibratória provaram que os dispositivos TRSH, mesmo sendo sujeitos a acções sísmicas de grande intensidade (induzindo rácios de ductibilidade elevados até 13), evidenciam um comportamento estável e consistente sem qualquer falha estrutural ou variações significativas da rigidez pós-cedência.

11.4.3 Notas finais

A robustez dos dispositivos TRSH como fonte potencial do amortecimento histerético estrutural foi comprovada tanto no ensaio de deslocamento controlado como no de mesa vibratória. O dispositivo TRSH, mesmo quando foi sujeito a grandes deslocamentos máximos (rácios de ductibilidade até 13), evidenciou um comportamento dissipativo estável e consistente.

O SFM pode ser uma ferramenta fiável para dimensionar os elementos TRSH com outras geometrias além do protótipo testado, caso as propriedades dos materiais e o comportamento de encastramento forem bastante similares. Terá de se ter em consideração que o SFM apenas apresenta valores representativos e não determina limites superiores e inferiores das características do dispositivo nem tolerâncias, algo que é exigido na norma EN 15129 [13] para uma aplicação fiável nas estruturas. Antes da sua implementação numa estrutura, recomenda-se a realização de outros ensaios de acordo com as especificações na norma EN 15129 [13].

11.5 REGRAS DE PROJETO

11.5.1 Generalidades

A metodologia de dimensionamento, adiante descrita, baseia-se nas disposições das normas EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] e EN 15129 [13]. Algumas das cláusulas da norma EN 1998-1-1 foram devidamente reformuladas para abranger a utilização de elementos TRSH pelas disposições normais do Código e comparadas com as disposições na EN 15129 [13].

Para executar o pré-dimensionsionamento de uma estrutura equipada com TRSH, existem duas abordagens diferentes:

- 1. Análise do espectro de resposta multimodal tendo em conta a rigidez elástica k₁ dos dispositivos TRSH e um coeficiente de comportamento q adequado
- 2. Análise do espectro de resposta multimodal tendo em conta a rigidez equivalente k_{eff} dos dispositivos TRSH com o coeficiente de comportamento q adequado.

No exemplo que se segue, é ilustrado o projeto estrutural tendo em conta a primeira abordagem.

11.5.2 Pré-dimensionamento

Partindo do princípio que as cargas gravíticas na combinação de Estados Limites Últimos (ULS na sigla inglesa) $(1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q)$ são resistidas pelo pórtico principal (vigas e pilares), ao nível de cada piso do edifício, o sistema de contraventamentos TRSH é concebido para aguentar toda a carga sísmica lateral. Neste sentido, de acordo com a norma EN 1998-1 (pontos 4.3.3.2.2 e 4.3.3.2.3), pode-se obter uma estimativa aproximada da carga sísmica lateral (força de inércia) aplicada ao nível do iº andar F_i da seguinte forma:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$
 Eq. (11.16)

em que:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$	corte sísmico na base;
$S_a(T_1) = (\frac{1}{q}) \cdot S_{ae}(T_1)$	espectro de cálculo;
$S_{ae}(T_1)$	espectro elástico de referência;
q = 3.0	coeficiente de comportamento assumido;
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$	período fundamental do edifício.

Uma vez conhecidas as forças de inércia F_i , o esforço de corte na base dos elementos dos pilares ao nível de cada piso $F_{b,i}$ pode ser calculada (soma das

402 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

forças de inércia nos níveis dos pisos superiores) e o dispositivo TRSH deverá ser dimensionados para se realizar a seguinte verificação:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 Eq. (11.17)

em que $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i}$ é a força resistente de cálculo do dispositivo TRSH (sendo $F_{y,t,i}$, e n_i a força de cedência e o número de elementos triangulares que compõem o dispositivo, respectivamente). γ_x =1,2 é o coeficiente de fiabilidade e γ_b =1,1 é o coeficiente parcial para o dispositivo de acordo com a norma EN 15129 [13].

No caso do pórtico com contraventamentos em V, convirá referir que se deve ter em conta tanto a diagonal de tração como de compressão e que as secções transversais do elemento deverão ser escolhidas para satisfazerem as seguintes condições:

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cdot cos\alpha}{2} \le 0.5 \cdot N_{Rd,b,i}$$
 Eq. (11.18)

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \le 2.0$$
 Eq. (11.19)

em que $N_{Ed,b,i}$ é o efeito da ação axial; $N_{Rd,b,i}$, $N_{cr,b,i}$ são, respetivamente, o esforço axial resistente de cálculo e a carga crítica dos elementos de contraventamento; $\lambda_{b,i}$ é a esbelteza adimensional dos mesmos (2,0 é o limite para sistemas de contraventamentos em V de acordo com a norma EN 1993-1 [11]).

11.5.3 Projeto para a análise elástica linear

Análise por espectro de resposta multimodal

No atual estado da arte, é possível modelar um edifício com sistema de contraventamentos TRSH com elementos lineares elásticos de rigidez lateral calculada de acordo com a fórmula reportada na secção 11.2.

Tanto os elementos estruturais dissipativos como os não dissipativos deverão ser verificados tendo por referência a combinação de cargas sísmicas ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$). Neste sentido, o método de cálculo tradicional dos esforços internos devido à atividade sísmica (*E*) é a Análise do Espectro de Resposta Multimodal, em que o número de modos de vibração considerados em cada direção seja de tal ordem que a soma da massa efetiva terá de ser, pelo menos, igual a 85% da massa total e que não existam modos com participação mássica > 5%. O espectro de cálculo deverá ser definido com um coeficiente de comportamento máximo igual a *q* =3,0, o que foi confirmado pelas análise estáticas não lineares (Pushover).

Limitação do deslocamento entre pisos

A limitação do deslocamento entre pisos garante a proteção dos elementos não estruturais sob cargas sísmicas e consiste num critério básico para o projeto de dispositivos TRSH. Esta fornece uma estimativa dos danos para níveis diferentes de desempenho e define a distribuição da rigidez na estrutura e, eventualmente, o tamanho e o tipo de secção transversal aplicada no sistema.

Admitindo que o edifício tem elementos não estruturais dúcteis, deve-se satisfazer a seguinte verificação importante em cada piso:

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h$$
 Eq. (11.20)

em que v = 0,5 é o coeficiente de redução nos deslocamentos de cálculo devido à classe de importância do edifício (edifícios comuns) e *h* é o pé direito do piso. Na análise linear, os deslocamentos induzidos pela acção sísmica de cálculo d_s devem ser calculados com base nas deformações elásticas d_e do sistema estrutural através da expressão:

No caso de os rácios de capacidade dos elementos dissipativos (Ω) serem baixos, o cálculo do deslocamento entre pisos com base na d_s é conservador e, portanto, poderá ser empregue um coeficiente de redução (q_{Ω}) igual ao rácio de capacidade dos dispositivos da seguinte forma:

O deslocamento entre pisos de projeto d_r é definido como a diferença da média dos deslocamentos laterais no topo e na base do piso em consideração. Dependendo do tipo de elementos não estruturais (materiais frágeis, dúcteis ou não ligados) e da classe de importância do edifício, o deslocamento entre pisos de projeto d_r é comparado aos valores correspondentes do Código. Consegue chegar ao dimensionamento ideal quando os deslocamentos máximos entre pisos da estrutura estão perto dos valores limite. Uma vez que os deslocamentos horizontais são multiplicados pelo coeficiente de comportamento, a limitação do deslocamento entre pisos não depende disso.

Efeitos de segunda ordem

A possível influência de efeitos de segunda ordem deverá ser controlada pela limitação do coeficiente de sensibilidade θ do deslocamento entre pisos abaixo dos valores limite do Código. O coeficiente θ é calculado como:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eq. (11.23)

em que P_{tot} é a carga gravítica total no piso considerado e acima deste, V_{tot} é o corte sísmico do piso, d_r é o deslocamento entre pisos e h_{story} é a altura entre pisos.

Em alternativa, o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos θ pode ser calculado com mais precisão através de uma análise de encurvadura linear pelo coeficiente α_{cr} , através do qual se terá de aumentar as cargas de cáluclo para provocar instabilidade elástica da estrututra global. A análise é realizada sob condições de cargas gravíticas constantes da combinação sísmica (1,0·G+0.3· ϕ ·Q), produzindo os modos de encurvadura. Escolhem-se os modos que movimentam o edifício nas direções x e y e os valores α_{cr} correspondentes são calculados da seguinte forma:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Eq. (11.24)

em que F_{cr} é a carga crítica de encurvadura elástica para o modo de instabilidade global com base nas rigidezes elásticas iniciais e F_{Ed} são as cargas de cálculo para a combinação sísmica.

Para ter os deslocamentos não lineares do edifício em consideração, α_{cr} deverá ser dividido pelo coeficiente *q*. Os valores de θ neste caso são:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Eq. (11.25)

As disposições EC3 [11] pertinentes exigem dos edifícios que o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos fique limitado a $\theta \le 0.1$, caso sejam ignorados os efeitos de segunda ordem. Se for $0, 1 < \theta < 0, 2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser considerados de modo aproximado multiplicando os efeitos da acção sísmica por um coeficiente igual a $1/(1 - \theta)$. Se for $0, 2 < \theta < 0, 3$, aplica-se uma análise mais exata de segunda ordem. Em qualquer um dos casos, deverá ser $\theta < 0, 3$.

Elementos dissipativos (TRSH)

No nível de cada i^o piso genérico, deve-se verificar se a ação sísmica $F_{Ed,i}$ tendo em conta γ_k como coeficiente de fiabilidade e γ_b como coeficiente parcial do dispositivo no dispositivo amortecedor TRSH não excede a respetiva resistência de projeto $F_{Rd,t,i}$ (consulte a EN 15129, secção 4.1.2):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i}$$
 Eq. (11.26)

Aliás, para se obter um comportamento dissipativo uniforme ao nível de cada piso, deve-se verificar se o rácio de sobrerresistência máxima Ω dos elementos do TRSH em toda a estrutura não difere em mais de 25% do valor Ω mínimo. Nesta verificação, é crucial considerar o limite superior e inferior das propriedas de dimensionamento fornecidas pelo fabricante dos TRSH:

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \le 1.25$$
 Eq. (11.27)

em que $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i}) / F_{Ed,i}$

Para ser mais exato, F_{y,t,i} tem de estar em concordância com as propriedades superiores e inferiores de dimensionamento dos dispositivos TRSH, que são facultadas pelo fabricante. Assim, nas duas equações acime referidas, é preciso ter em conta os valores de dimensionamento e os valores não representativos.

Verificações dos elementos não dissipativos: contraventamentos, vigas e pilares.

Para garantir a plasticização apenas nos elementos dos TRSH, a capacidade dos elementos não estruturais (vigas, pilares e contraventamentos) deve ser dimensionada para valores superiores aos dos esforços internos comparados com aqueles resultantes das análises com a combinação sísmica mais desfavorável:

$$\begin{cases} N_{Rd} \ge N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \ge M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \ge V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$
Eq. (11.28)

em que:

- N_{Rd} (M_{Rd} , V_{Rd}) é a resistência axial (de flexão ou então de corte) de cálculo do elemento estrutural;
- $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) é o esforço axial (de flexão ou de corte) sobre o elemento estrutural devido às ações não sísmicas;
- $N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) é o esforço axial (de flexão ou de corte) sobre o elemento estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- γ_{ov} é o coeficiente de sobrerresistência ($\gamma_{ov} = 1,25$ para aço S355);
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$ sobre todas as diagonais dos contraventamentos.

406 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CASO DE ESTUDO DE PÓRTICOS 2D	

11.5.4 Projeto para análise não linear (Pushover)

O modelo estrutural utilizado para a análise elástica deve ser estendido para incluir a resposta dos elementos estruturais para além do estado elástico e estimar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos. Os elementos das vigas com um comportamento bilinear na direção de corte horizontal servem para modelar os dispositivos TRSH, enquanto que os elementos lineares são usados noutros elementos estruturais. As propriedades mecânicas dos elementos dos TRSH serão calculados de acordo com os modelos analíticos descritos na Secção 11.3.1. Visto que será realizada uma análise quase estática, a histerese dos elementos dos TRSH pode ser ignorada no diagrama do comportamento (Fig. 11.25). Inversamente, teve-se em linha de conta a rotura do elemento devido a excedência do deslocamento último.



Fig. 11.25: Diagrama qualitativo força-deslocamento usado para elementos TRSH nas análises Pushover

11.6 CASO DE ESTUDO DE PÓRTICOS 2D

As equações, propriedades dos elementos, recomendações de projeto, verificações cruciais e o coeficiente de comportamento proposto, incluído no guia de projeto, são verificadas através de análises numéricas num xaso de estudo de um edifício 2D equipado com os elementos TRSH. No início, o pórtico foi concebido através de uma análise elástica com cargas sísmicas laterais equivalentes às aplicadas na estrutura. Poderá ser realizada uma análise estática não linear (Pushover) para se investigar a resposta dos TRSH além do limite elástico e determinar o coeficiente do comportamento geral q. Todas as análises são realizadas utilizando o software comercial RFEM v5.08 [14] para o efeito.

11.6.1 Descrição do pórtico do edifício considerado

<u>Geometria</u>

O caso de estudo 2D aqui analisado encontra-se representado na Fig. 11.26. A área de influência do pórtico na direção transversal considerada para calcular as cargas lineares distribuídas tem 8,0m.



Fig. 11.26: Geometria do pórtico considerado

<u>Cargas</u>

Cargas permanentes (G):

Peso próprio do aço: 78,5 kN/m³ Laje mista: Peso próprio do betão: 25,0 kN/m³ Chapas de aço: altura 73 mm, espessura 1 mm Espessura total da laje: 150 mm Espessura da laje uniforme equivalente: 110 mm $g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2$ (Incluindo chapas de aço) Serviços, tetos, pavimentos elevados: $g_{2,fl} = 0.70 \, kN/m^2$ para pavimentos intermédios $g_{2,rf} = 1.00 \, kN/m^2$ para o pavimento superior Paredes periféricas $(1.00 kN/m^2)$: $g_{2,per} = 4.00 \, kN/m$ Sobrecargas (q) para escritórios (Classe B): $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$ Divisórias amovíveis ($\leq 2.00 \ kN/m^2$): $q_{add} = 0.80 \, kN/m^2$ Sobrecarge total:

408 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
CASO DE ESTUDO DE PÓRTICOS 2D	

 $q_{add} = 3.80 \ kN/m^2$ Coeficiente para as combinações sísmicas: $\psi 2 = 0,6$ A cobertura é acessível A carga de neve é ignorada. Carga sísmica (*E*): Coeficiente de importância: $\gamma_I = 1.0$ Aceleração máxima à superfície: $a_{gR} = 0.36g$ Tipo de terreno B – Espectro Tipo 1: $S = 1.2, S = 1,2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$ A aceleração vertical à superfície não foi tida em conta.

11.6.2 Pré-dimensionsionamento

Cada elemento estrutural do pórtico principal (vigas e pilares sem contraventamentos) é previamente dimensionado para resistir ($N_{Rd} \ge N_{Ed}$, $V_{Rd} \ge V_{Ed}$, e $M_{Rd} \ge M_{Ed}$) por si só as cargas gravíticas na combinação ($1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q$) dos Estados Limites Últimos (ULS). Os pilares presumem-se encastrados na base enquanto que a ligação pilar-viga é articulada. As secções transversais resultantes são de IPE450 para as vigas e de HEB280 para os pilares ao nível de todos os pisos (Tabela 11.5).

	pilar	viga	aço
1º nível	HEB 280	IPE 450	S 355
2º nível	HEB 280	IPE 450	S 355
3º nível	HEB 280	IPE 450	S 355
4º nível	HEB 280	IPE 450	S 355

Tabela 11.5: Secção transversal das vigas e pilares ao nível de cada piso

O sistema dissipativo TRSH é então pré-dimensionado de acordo com o procedimento descrito na secção 11.5.2. A força de inércia e o esforço de corte nos elementos dos pilares ao nível de cada piso estão reportadas na Tabela 11.6.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.14s$$

q = 3.0 coeficiente de comportamento para edifícios com dispositivos TRSH (consultar a secção 11.6.4)

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$

TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$
$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

	m_i	F_i	F _{b,i}
	[kg]	[kN]	[kN]
nível 1	67635	98,5	867,9
nível 2	67635	196,9	769,5
nível 3	67635	295,4	572,5
nível 4 (cobertura)	47595	277,2	277,2

Tabela 11.6: Distribuição da massa e da força de inércia ao nível de cada piso

Os dispositivos TRSH a serem instalados ao nível de cada piso são escolhidos com base nos protótipos reais dos dispositivos testados no LESSLOSS (consultar a Tabela 11.4). Consideram-se os valores atribuídos na Tabela 11.4 como valores representativos. As propriedades do limite superior e inferior de dimensionamento dos TRSH têm de ser facultadas pelo fabricante e estas serão consideradas no projeto.

O número de elementos dissipativos triangulares terá de ser determinado da seguinte forma:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

em que $F_{y,LBDP,t,i}$ é o limite inferior da propriedade de projeto da força de cedência (*Lower Bound Design Property*, LBDP) de um único elemento dissipativo, γ_x é o coeficiente de fiabilidade e γ_b o coeficiente parcial para o dispositivo TRSH atribuído nos Códigos.

Visto que os LBDP e o limite superior da propriedade de projecto (*Upper Bound Design Property*, UBDP) não são conhecidos nesta fase, o número de dispositivos TRSH é calculado ignorando γ_x e γ_b . Havendo informação mais exata sobre os TRSH, estes coeficientes terão de ser tidos em conta.

A Tabela 11.7 resume os parâmetros de projeto obtidos para os dispositivos TRSH ao nível de cada piso.

410 | Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores CASO DE ESTUDO DE PÓRTICOS 2D

. and a manual set and a set and a manual and a set and here							
	Tipo de TRSH	$F_{y,t,i}$	$F_{u,t,i}$	n° r 1	$n \cdot F_{y,t,i}$	$n \cdot F_{u,t,i}$	
		[KIN]	נאואן	[-]	נגואן	נגואן	
nível 1	TR 250(7) - 1,0570	50	59	18	900	1062	
nível 2	TR 250(7) - 1,0570	50	59	16	800	944	
nível 3	TR 250(7) - 1,0570	50	59	12	600	708	
nível 4 (cobertura)	TR 250(7) - 1,0570	50	59	6	300	354	

Tabela 11.7: Distribuição de dispositivos TRSH ao nível de cada piso

Por último, é escolhida a secção transversal dos elementos dos contraventamentos (Tabela 11.8) para satisfazer os requisitos relevantes tanto para a resistência axial como para a esbelteza adimensional (consultar a secção 11.5.2).

Tabela 11.8: Secção transversal dos elementos do contraventamento ao nível de cada piso

	secção	N _{Ed,i}	N _{Rd,i}	l_0	N _{cr,i}	$\lambda_{b,i}$
	transversal	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[-]
nível 1	2 UPN300	228,0	2x3795	5,26	2x943.5	2,0
nível 2	2 UPN300	202,1	2x3795	5,26	2x943.5	2,0
nível 3	2 UPN300	150,4	2x3795	5,26	2x943.5	2,0
nível 4		72.9	2x2705	5 26	22013 5	2.0
(cobertura)	2 07 11300	12,0	270190	5,20	27940.0	2,0



Fig. 11.27: Secção transversal dos elementos obtida do pré-dimensionamento

11.6.3 Análise elástica linear

De assinalar que, para o projeto sísmico, deveriam ser cumpridas as seguintes condições de acordo com as regras de projeto descritas na secção 11.5.3 e nas regras da norma EN 1998-1-1 [11]. Tanto os elementos estruturais dissipativos como os não dissipativos são verificados tendo por referência a combinação de cargas sísmicas ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$).

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 411
TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)

Análise por espectro de resposta multimodal

Tem de ser realizada a análise do espectro de resposta multimodal. Foram calculadas cargas sísmicas laterais equivalentes considerando apenas os primeiros três modos uma vez que ativaram 97% da massa total do edifício (Tabela 11.9).

•			
Modo n°	Período [s]	Massa participante [%]	Total [%]
1	0,613	0,811	
2	0,239	0,117	97,0
3	0,147	0,042	

Tabela 11.9: Rácio e períodos da massa participante

Limitação do deslocamento entre pisos

Admitindo que o edifício tem elementos não estruturais dúcteis, foi feita a seguinte verificação importante para o máximo entre pisos d_r (consultar a secção 11.5.3):

$$d_r \cdot \mathbf{v} \le 0.0075 \cdot \mathbf{h} = 30 \mathrm{mm}$$

A verificação é cumprida ao nível de todos os pisos com um valor máximo muito inferior ao valor limite de 30,0 mm (Tabela 11.10).

	2			
Nível do piso	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [mm]	8,8	19,6	29,2	37,9
d _{e,bottom} [mm]	0,0	8,8	19,6	29,2
$d_r = q \cdot (d_{e,top} - d_{e,bottom})$ [mm]	26,4	32,4	28,8	26,1
$d_r \cdot v$ [mm]	13,2	16,2	14,4	13,05

Tabela 11.10: Resultados das verificações do deslocamento entre pisos

Efeitos de segunda ordem

A possível influência de efeitos de segunda ordem foi controlada pela limitação do coeficiente de sensibilidade θ do deslocamento entre pisos abaixo dos valores limite do Código (consultar a secção 11.5.3):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

Os resultados das verificações estão reportados na Tabela 11.11; visto que se obteve θ < 0,1 ao nível de cada piso, os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados.

			,	•	
Nível do piso	P _{tot} [kN]	d_r [mm]	V _{tot} [kN]	h _{story} [mm]	θ [-]
1	2107,6	26,4	484,1	4000	0,03
2	1488,2	32,4	427,7	4000	0,03
3	887,8	28,8	303,3	4000	0,02
4	272,6	26,1	145,7	4000	0,01

Tabela 11.11: Resultados das verificações dos efeitos de segunda ordem

Elementos dissipativos (TRSH)

Verificou-se que, ao nível de cada piso, a ação sísmica $\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ no dispositivo TRSH não excedeu a resistência de cálculo $F_{Rd,t,i}$ do elemento (consultar a secção 11.5.3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

Os resultados relevantes estão reportados na Tabela 11.12.

Tabela 11.12: Verificação da resistência nos elementos TRSH ao nível de cada piso

Nível do piso	Tipo de TRSH	F _{y,t,i} [kN]	F _{u,t,i} [kN]	n° [-]	n · F _{y,t,i} [kN]	n · F _{u,t,i} [kN]	F _{Ed,i} [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i,i}$ [kN]
nível 1	TR 250(7) - 1,0570	50	59	18	900	1062	498,2	658
nível 2	TR 250(7) - 1,0570	50	59	16	800	944	515,4	681
nível 3	TR 250(7) - 1,0570	50	59	12	600	708	374,8	495
nível 4 (cobertura)	TR 250(7) - 1,0570	50	59	6	300	354	195,6	258

Aliás, para se obter um comportamento dissipativo uniforme ao nível de cada piso, formam verificados os seguintes requisitos relacionados com a distribuição dos rácios de sobrerresistência Ω dos elementos TRSH em toda a estrutura (consultar a secção 11.5.3):

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \le 1.25$$

Aqui, é preciso reter que o limite inferior e superior das propriedades de projeto dos dispositivos TRSH não são conhecidas. Na eventualidade de uma implementação real numa estrutura, estas propriedades têm de ser tidas em consideração. Os resultados relevantes estão reportados na Tabela 11.13.

Nível do piso	<i>F_{Ed,i}</i> [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω _i [-]	$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i}$ [-]
1	498,2	900	1,81	
2	515,4	800	1,55	1 1 2
3	374,8	600	1,60	1,10
4	195,6	300	1,53	

Tabela 11.13: Coeficiente de sobrerresistência dos elementos TRSH ao nível de cada piso

<u>Verificações dos elementos não dissipativos: contraventamentos, vigas e pilares</u> Para garantir a plasticização apenas nos elementos TRSH, os elementos estruturais não dissipativos (vigas, pilares e contraventamentos) foram verificados de acordo com os requisitos de dimensionamento por capacidade resistente (consultar a secção 11.5.3):

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$

Os resultados relevantes para os elementos estruturais mais esforçados estão reportados da Tabela 11.14 à Tabela 11.16.

		. , ,
tipo de elemento	N _{Rd} [kN]	$N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
pilar - HEB280	4241,0	1233,0
viga – IPE450	n.a.	n.a.
contraventamento – 2UPN300	3795,0	448,7

Tabela 11.14: Verificações do elemento não dissipativo sujeito a cargas axiais

Tabela 11.15: Verificações	do elemento não diss	ipativo sujeito a	momentos fletores
,			

tipo de elemento	M _{Rd} [kNm]	$M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]			
pilar - HEB280	495,1	69,1			
viga – IPE450	549,3	192,2			
contraventamento – 2UPN300	n.a.	n.a.			
Tabela 11.16: Verificações do elemento não dissipativo sujeito a cargas de corte					
tipo de elemento	V _{Rd} [kN]	$V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]			
pilar - HEB280	1878,0	19,7			
viga – IPE450	1034,0	96,1			
contraventamento – 2UPN300	n.a.	n.a.			

11.6.4 Análise Pushover

Avaliação do comportamento não linear das armações

Foi realizada uma análise estática Pushover (SPO) na estrutura utilizando dois padrões monotonicamente crescentes de carga lateral. Segundo EC8 [13], conforme mostra a Fig. 11.28, as análises Pushover foram realizadas considerando tanto a distribuição uniforme como a modal das cargas laterais. Os dispositivos TRSH são modelados de acordo com a Fig. 11.25 e a Tabela 11.7. Obviamente, visto que a carga aplicada é diferente, as curvas de capacidade resultantes evidenciam as diferentes tendências representadas na Fig. 11.29.



modal distribution



Fig. 11.28: Distribuição uniforme e modal da carga lateral



Fig. 11.29: Curvas de capacidade calculadas para as distribuições uniforme e modal

Avaliação do coeficiente de comportamento q

Para se avaliar a ductibilidade estrutural, o coeficiente de comportamento q é calculado de acordo com o disposto na norma FEMA P695 [23] (Fig. 11.30). Segundo esta metodologia, o coeficiente de sobrerresistência Ω é então definido como o rácio entre a resistência máxima de corte na base V_{max} e o corte de cedência na base V. A ductibilidade baseada nos períodos μ é definida como o rácio

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores 415
TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO TRIANGULAR)

entre o deslocamento último da cobertura d_u e o deslocamento efetivo de cedência da cobertura $d_{v,eff}$.



Fig. 11.30: Método de cálculo do coeficiente de comportamento q segundo a norma FEMA 695

Os coeficientes de comportamento q resultantes tanto para a distribuição uniforme como a modal são apresentados na Tabela 11.17.

distribuição	V _{max} [kN]	<i>V</i> [kN]	Ω [-]	d_u [mm]	$d_{y,eff}$ [mm]	μ [-]	q [-]
modal	1092	894	1,22	216	74	2,92	3,57
uniforme	1792	1372	1,31	194	76	2,55	3,33

Tabela 11.17: Coeficientes de comportamento para as distribuições modal e uniforme

O coeficiente recomendado q é o menor entre os obtidos, neste caso q = 3.3.

11.7 CONCLUSÕES

No presente estudo, os resultados dos ensaios experimentais no dispositivo TRSH são apresentados mostrando que o elemento evidencia um comportamento não linear estável e consistente, mesmo quando sujeito a grandes deslocamentos máximos (rácios de ductibilidade até 13). Além disso, foi proposto e aplicado um procedimento de projeto para a implementação de dispositivos TRSH em sistemas de contraventamento em V de estruturas metálicas de vários pisos num caso de estudo de um edifício em 2D. Foi realizada uma análise estática linear com cargas sísmicas laterais equivalentes estimadas com a Análise do Espectro de Resposta Multimodal e foram executadas verificações tanto aos elementos dissipativos (TRSH) como aos elementos estruturais não dissipativos. Foi realizada uma análise estática não linear (Pushover) para avaliar o coeficiente de comportamento q. Mesmo que sejam sugeridas outros estudos, esta avaliação preliminar permite ter uma estimativa aproximada (q=3,0+3,5) do comportamento dissipativo das

416 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ÁREA DE APLICAÇÃO	

estruturas metálicas com dispositivos TRSH em sistemas de contraventamentos em V.

De salientar que as propriedades dos dispositivos TRSH se baseiam em ensaios de um protótipo. Estas propriedades são consideradas como valores característicos. Antes de os implementar numa estrutura, serão necessários mais dados, como por exemplo o limite inferior e superior das propriedades de dimensionamento, que terão de ser consideradas no projeto da estrutura, e terão de ser realizados outros ensaios e testes (consultar a norma EN 15129 [13]).

11.8 ÁREA DE APLICAÇÃO

O dispositivo TRSH inovador pode ser aplicado em sistemas de contraventamentos em V de edifícios metálicos de vários pisos para se conseguir um aumento significativo da capacidade dissipativa da estrutura ao combinar ductilidade e transparência arquitetónica com rigidez.

11.9 REFERÊNCIAS

- 1. LESSLOSS 2007/03 Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports.
- Medeot, R. Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
- Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineerinf Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
- 4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
- Tsai, K.C. Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
- 6. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P. and Su, Y.F. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
- Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
- 8. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P., and Wang, T.F. Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
- 9. LESSLOSS Deliverable D36 Analysis of shake table test SHS. 2007.
- 10. LESSLOSS Deliverable D31 Characterisation tests of SH elements. 2007.
- 11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
- 14. RFEM 5 Reference Manual. Dlubal.
- 15. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

Dispositivos e sistemas anti-sís	micos inovadores 417
TRSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AC	ÇO TRIANGULAR)

418 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS	

12 MSSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE LUA)

12.1 INTRODUÇÃO

Os Dispositivos Histeréticos de Aço (SHD na sigla inglesa) são dispositivos antissísmicos e representam uma solução efetiva para aumentar a capacidade das estruturas para dissipar a energia sísmica por deformação plástica após cedência. A cedência pode ser obtida através de tração uniaxial (ou compressão), corte, torção e flexão.

Entre os SHD, o MSSH (dispositivo histerético de aço em forma de lua), representado na Fig. 12.1, foi desenvolvido como um amortecedor para estruturas de base isoladas. O isolador consiste num apoio de elastómero corrediço de superfície plana e em dispositivos MSSH (consultar a Fig. 12.2).







Fig. 12.2: Dispositivos histeréticos de aço em forma de lua combinados com um apoio de borracha com núcleo de chumbo como unidade isoladora

No que se refere aos amortecedores como parte dos isoladores, admitia-se que teriam capacidade para grandes deslocamentos com uma resistência baixa a moderada. A finalidade no INNOSEIS consistia em inserir os dispositivos MSSH em sistemas de contraventamento dissipativo e delinear uma diretriz de projeto para aplicação em estruturas no âmbito dos Códigos e Normas relevantes.

12.2 DESCRIÇÃO DO DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE LUA

Os esboços na Fig. 12.3 mostram um dispositivo histerético em forma de lua (MSSH) que é exposto primeiro a um esforço de tração horizontal, F₁, e depois a um esforço de compressão horizontal, F₂. O dispositivo é simétrico relativamente ao

eixo Y. O momento fletor M(θ) e o esforço axial N(θ) são variáveis com o seno, ao passo que o esforço de corte Q(θ) é variável com o cosseno.

Observando as diferentes deformadas na Fig. 12.3 para os esforços de tração e de compressão aplicados, é possível concluir que o comportamento não é simétrico, pelo menos no campo plástico em que as deformações são relevantes (Fig. 12.4). No campo elástico, em que as deformações são irrelevantes, o comportamento é quase simétrico. No caso da tração, o elemento é reduzido (isto é, o braço do binário diminui), pelo que necessitará de mais força aplicada para atingir o deslocamento máximo permitido para o dispositivo: Inversamente, no caso da compressão, o elemento aumenta (h, isto é, o braço do binário h, aumenta), pelo que é necessária uma força menor para atingir o deslocamento máximo permitido.



Fig. 12.3: Formato deformado e não deformado, efeitos axiais de flexão e de corte no elemento MSSH exposto a um esforço de tração e de compressão horizontal.

Para atingir uma deformação elevada para o dispositivo MSSH sem rotura do material, o aço utilizado tem de possuir as características de um comportamento de fluxo muito distintivo. O gradiente histerético curvo dos amortecedores histeréticos de aço é influenciada pelo dimensionamento do elemento. A Fig. 12.4 mostra o diagrama de força-deslocamento de um elemento MSSH desenvolvido e testado como amortecedor de isolamento de base.



Fig. 12.4: Curvas de força-deslocamento de um dispositivo MSSH
Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 421 MSSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE LUA)

O sistema inovador de resistência sísmica com dispositivos MSSH consiste na introdução destes dispositivos em cada piso de um edifício: considerando um sistema de contraventamento concêntrico, os dispositivos são introduzidos na extremidade de cada elemento de contraventamento. Sob um forte abalo sísmico, as deformações não lineares estão restritas aos dispositivos MSSH, que dissipam uma grande quantidade da energia de excitação, deixando o resto da estrutura elástica e sem danos.

Os trabalhos de reparação são fáceis de executar uma vez que se limitam aos dispositivos MSSH que não estão sujeitos a cargas verticais, pois estas são colocadas entre os níveis dos pisos.

Os dispositivos são fáceis de substituir e de fabricar, oferecendo uma solução com uma boa relação qualidade-preço.

12.3 MODELOS ESTRUTURAIS

12.3.1 Modelo constitutivo para o dispositivo MSSH

12.3.1.1 Ciclo de força-deslocamento bilinear baseado em dados dos ensaios

A resposta de qualquer amortecedor metálico é uma função da respetiva geometria e das características mecânicas do metal com que é fabricado. A melhor aproximação ao comportamento não linear dos dispositivos histeréticos de aço é utilizar dados experimentais dos ensaios aos componentes de acordo com a norma EN 15129 [1], secção 12.6.

Para incorporar um dispositivo dependente de deslocamento não linear (consultar [1]) num modelo estrutural numérico, os ciclos curvos de força-deslocamento medidos dos dispositivos histeréticos de aço são geralmente aproximados por ciclos de histerese bilinear com uma rigidez inicial K₁, uma rigidez pós-elástica K₂ e um esforço de cedência F_y. O método aqui adotado para selecionar uma aproximação bilinear a ciclos de histerese encontra-se ilustrado na Fig. 12.5.



Fig. 12.5 a)-b): Aproximação bilinear a um ciclo de histerese curvo

O ciclo curvo A'B'CABC'A' pode não ser simétrico em relação ao centro 0 e as coordenadas dos vértices A e A' são os deslocamentos máximos $\pm s_b$ e a força máxima $\pm F_b$.

- A rigidez inicial k₁ é aproximada pela inclinação das linhas paralelas AB e A'B' em que B e B' são as interceções do ciclo no eixo x.
- As rigidezes de cedência k2⁺ e k2⁻ são aproximadas pela inclinação das linhas AC e A'C' em que CC' é a linha que passa por 0 com inclinação k1.
- As coordenadas do ponto C (s_y, F_y) são o deslocamento de cedência e a força de cedência, respetivamente, para a aproximação ao ciclo de histerese curvo.

Os parâmetros do ciclo bilinear mudam rapidamente com a amplitude de extensão máxima ε_m a uma extensão reduzida, mas mais devagar a uma extensão maior. Na prática, estas alterações nos parâmetros não apresentam grandes erros na componente sísmica com base nos ciclos bilineares, pois as respostas sísmicas são dominadas por extensões relativamente grandes, variando pouco os parâmetros.

Com valores fixos de k_1 , k_2 e F_y , os ciclos bilineares formam-se a partir da curva de dois declives com um ponto de partida fixo.

12.3.1.2 Ciclo de força-deslocamento bilinear no Método de Coeficiente de Escala

A resposta de qualquer amortecedor metálico é uma função da respetiva geometria e das características mecânicas do metal com que é fabricado e das condições de fixação.

A família de ciclos de força-deslocamento para um amortecedor de viga fletor pode ser dimensionada com base num modelo simples, para fornecer um conjunto de curvas de tensão-extensão. A partir destas curvas de tensão-extensão escaladas é possível obter ciclos de força-deslocamento aproximados para um grande leque de amortecedores de vigas de aço.

Os coeficientes de escala $\varphi \in \delta$ baseiam-se num modelo muito simplificado, mas eficaz para viga em cedência. As extensões das fibras extremas ϵ_{SC} baseiam-se na forma em que a viga assumiria se a mesma se mantivesse totalmente elástica. As tensões nominais σ_{SC} estão relacionadas com o coeficiente de escala para o esforço φ assumindo que as mesmas se mantêm constantes sobre uma secção da viga (como seria o caso se se tratasse de um material de viga rígido-plástico). O índice SC é introduzido de modo a realçar a natureza nominal das tensões e dos módulos derivados utilizando o pressuposto de tensão uniforme.

As propriedades relevantes da aproximação bilinear do ciclo força-deslocamento podem ser determinadas da seguinte forma:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC}$$
 Eq. (12.1)

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right)$$
 Eq. (12.2)

$$F_{y} \approx \varphi \cdot \sigma_{SC}$$
 Eq. (12.3)

$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC}$$
 Eq. (12.4)

$$s_y \approx k_1 \cdot F_y$$
 Eq. (12.5)

A determinação das propriedades de esforço-extensão escaladas é descrita na secção 12.4.4.

Os coeficientes de dimensionamento ϕ , α e δ dependem da geometria do dispositivo MSSH.



Fig. 12.6: Dimensões paramétricas de um elemento MSSH

Os parâmetros t, b, h, L, e os contornos curvos do elemento histerético definem a geometria do protótipo de referência. Os contornos podem ser parabólicos, elípticos ou circulares, sendo estes últimos os mais simples e, portanto, os que são frequentemente utilizados.

Coeficiente de escala do esforço para uma secção retangular com altura b/t e braço de alavanca h:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h}$$
 Eq. (12.7)

Coeficiente de escala do deslocamento:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1,32 \cdot \sin(\theta)$$
 Eq. (12.8)

Coeficiente de correção para grandes deslocamentos:

É necessário ter em conta outro fator para considerar a variação no declive do ciclo força-deslocamento para grandes deslocamentos. Este elemento possui um comportamento simétrico no campo elástico, tornando-se assimétrico acima do

424 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
MODELOS ESTRUTURAIS

ponto de cedência. No caso de grandes deslocamentos, os efeitos de segunda ordem não podem ser ignorados, pois no caso do dispositivo MSSH a alteração do parâmetro h durante o ciclo de carga é o efeito mais importante a considerar.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)|} & Tension \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)|} & Compression \end{cases}$$
Eq. (12.9)

Convém referir que existem aqui quatro fontes principais de erro nos parâmetros e ciclos do amortecedor:

- Diferenças entre as propriedades do material da viga histerética utilizada para gerar ciclos de tensão-extensão e as propriedades do material da viga histerética no protótipo.
- Efeitos nas extremidades e deformações não associadas às da viga. Os efeitos nas extremidades reduzem geralmente a rigidez inicial em cerca de 50%.
- Alteração das cargas dos ciclos, para um determinado deslocamento, por meio de alterações na forma do amortecedor sujeito a grandes deslocamentos. As alterações na forma podem reduzir ou aumentar a rigidez plástica ou de póscedência.
- Pequenas alterações nos ciclos do amortecedor provocadas por forças secundárias.

Se os ciclos do amortecedor derivam de modelos de proporções semelhantes e exatamente o mesmo material (mesmo lote), o método do modelo de escala elimina parcialmente as quatro fontes de erro acima identificadas. Neste caso, o método de coeficiente de escala pode ser adequado para reduzir o número de ensaios. No entanto, antes de implementar os dispositivos MSSH numa estrutura, é necessário considerar o procedimento de ensaio de acordo com a norma EN 15129 [1].

12.3.2 Modelação dos contraventamentos com MSSH

As peças dissipativas do sistema são os dispositivos MSSH. Estes são concebidos para se deformarem e, através da deformação, dissiparem energia. As outras peças da estrutura devem manter-se elásticas. Para compreender o que acontece no estado limite último do sistema, um pórtico individual é tida em consideração e o comportamento é estudado (consultar a Fig. 12.7).





Fig. 12.7: Esboço do comportamento da estrutura.

Os contraventamentos estão diretamente ligados aos dispositivos histeréticos, o respetivo esforço axial, no estado limite último, é igual a F_{Rd} do dispositivo MSSH.

$$N_{Ed,Brace} = N_{Rd,MSSH}$$
 Eq. (12.10)

Os contraventamentos transmitem à viga um esforço de corte, que pode ser calculado utilizando N_{pl,Rd,MSSH} para o contraventamento em tração e 0,3·N_{pl,Rd,MSSH} para o contraventamento em compressão. O coeficiente 0,3 é sugerido pela norma EN1998-1-1 [2] e utilizado para a estimativa da resistência pós-encurvatura das diagonais comprimidas.

$$V_{Ed,Beam} = \frac{0.7}{\sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH}$$
 Eq. (12.11)

As tensões nos pilares podem ser calculadas através de um equilíbrio global utilizando a simetria do sistema:

$$N_{Ed,Columns} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{sin(\alpha)}$$
 Eq. (12.12)

em que:

- h é a altura entre pisos;
- L é o vão entre dois pilares;
- F é a carga externa aplicada, como na Fig. 12.7
- α é a inclinação dos contraventamentos.

12.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM DISPOSITIVOS MSSH

12.4.1 Generalidades

O elemento histerético de aço MSSH utiliza as seguintes propriedades físicas para dissipar energia:

426 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM DISPOSITIVOS MSSH	

- cedência do material de aço como consequência da elevada extensão sob flexão
- para transformar a energia de movimento em energia térmica e de deformação.

Na Fig. 12.8 e na Fig. 12.9 é apresentado um tipo de MSSH, que é dimensionado em uma forma de lua e utiliza a flexão para obter a cedência. A flexão é a forma mais vulgarmente utilizada para a extensão dos elementos dissipativos nos dispositivos MSSH e amortecedores que dependem da deformação plástica dos metais e que foram considerados muito económicos e fiáveis.

12.4.2 Amostra testada e protocolo de carga

Dois exemplares de ensaio diferentes (consultar a Fig. 12.8 e a Fig. 12.9) produzidos a partir de duas chapas de aço diferentes com aço de qualidade S355J2+N foram carregados ciclicamente em tração e compressão. O protocolo de carga é apresentado na Tabela 12.1.



Fig. 12.8: Geometria do dispositivo MSSH "Pequeno" testado.



Fig. 12.9: Geometria do dispositivo MSSH "Grande" testado

	Dispositivo MSSH		Dispositivo MSSH	
	"pequeno"		"grande"	
N.º de	Amplitude	Velocidade	Amplitude	Velocidade
ciclos	[mm]	[mm/s]	[mm]	[mm/s]
	± 3	1		
	± 5	-	± 15	10
3	± 20		± 60	10
	± 40	10	± 115	
	± 60	10	± 175	25
9	± 80		± 230	

Os ensaios foram realizados com uma máquina de ensaio universal servo-hidráulica Zwick no Instituto de ensaios a materiais de engenharia civil da Universidade Técnica de Munique (consultar a Fig. 12.10).





a) Exemplar de ensaio "Grande"Fig. 12.10 a)-b): Dispositivos MSSH testados

b) Exemplares de ensaio "Pequeno" e "Grande"

12.4.3 Resultados dos ensaios

Os ensaios demonstram uma rigidez pós-elástica muito estável e elevada (Fig. 12.11) com um patamar não linear significativo, indicativo de um bom comportamento sísmico.





Fig. 12.11: Diferentes diagramas de força-deslocamento experimentais de um dispositivo MSSH "Grande" (3º ciclo)

O principal requisito para a funcionalidade de um amortecedor de histerese em aço consiste numa ductilidade plástica satisfatória durante a fase violenta de um sismo. Por este motivo, é muito importante que a plasticidade alternada não resulte em fadiga oligocíclica ou roturas frágeis. Tal como indica a Fig. 12.12, o aço macio consegue acomodar uma elevada dissipação da energia plástica durante um certo período de tempo. O número de ciclos aceitáveis depende da taxa de deformação (de referir a escala logarítmica na abscissa).

Deste modo, torna-se essencial conhecer a altura das amplitudes, particularmente em locais críticos do dispositivo para verificar a funcionalidade e a fiabilidade. É necessário realizar uma análise histórica com vários acelerogramas artificiais e naturais para avaliar o impacto da carga sobre o MSSH.





Fig. 12.12: Uma curva da fadiga oligocíclica do aço macio (a amplitude de extensão versus o número de ciclos até à rotura)

12.4.4 Experiência com base em modelos utilizando coeficientes de escala

Os ciclos experimentais de força-deslocamento do dispositivo MSSH "pequeno" e "grande" são utilizados para produzir curvas escaladas de tensão-extensão (consultar a Fig. 12.13 e a Fig. 12.14) utilizando os coeficientes de escala α , $\delta e \phi$ apresentados na secção 12.3.1.2. Os resultados em termos de módulos elásticos e plásticos, tensão e extensão de cedência para extensões até 9% são apresentados na Tabela 12.2 e na Tabela 12.3.



Fig 12.13: Ciclos de força-deslocamento e tensão-extensão escalados para dispositivos MSSH pequenos e grandes



 c) Ciclos de força-deslocamento para MSSH "pequeno"



Fig. 12.13: Ciclos de esforço-deslocamento e tensão-extensão escalados para dispositivos MSSH pequenos e grandes (continuação)



Fig. 12.14: Ciclos de tensão-extensão escalados para dispositivo MSSH pequeno e grande

	Secção Α (θ = 90°; εmin)				
E SC	E _{1,SC}	E _{2,Sc} +	E _{2,SC} -	σ _{y,SC}	ε _{y,SC}
[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1		25,769	17,201	394	0,38
2		8,740	7,039	436	0,42
3	103667	4,643	4,174	477	0,46
4		2,964	2,881	519	0,50
5		2,093	2161	560	0,54
6		1575	1708	602	0,58
7		1238	1400	643	0,62
8		1005	1179	685	0,66
9		837	1013	727	0,70

Tabela 12.2: Módulos aproximados, tensão e extensão até uma amplitude de extensão de 9% na secção A.

	secçao B.					
	Secção B (θ = θ0; εmax)					
ε _{sc} [%]	E _{1,SC} [N/mm²]	E _{2,SC} + [N/mm ²]	E ₂ - [N/mm ²]	σ _{y,SC} [N/mm²]	ε _{y,SC} [%]	
1		32738	18110	316	0,71	
2		11095	7406	334	0,75	
3		5892	4390	352	0,79	
4	11507	3760	3029	370	0,83	
5	44527	2654	2271	388	0,87	
6		1997	1795	405	0,91	
7		1570	1471	423	0,95	
8		1274	1239	441	0,99	
9		1060	1064	459	1,03	

Tabela 12.3: Módulos aproximados, tensão e extensão até uma amplitude de extensão de 9% na

Quando estas equações são utilizadas para gerar ciclos de tensão-extensão escalados a partir de ciclos de força-deslocamento, eliminam os aumentos de tensão nominal devido aos grands deslocamentos, como se torna evidente ao comparar a Fig. 12.13 a) e b) relativamente a c) e d).

Os diagramas F-s para cada ciclo são apresentados na Fig. 12.15 e Fig. 12.16. Em cada diagrama são apresentados os resultados dos ensaios e os resultados obtidos a partir do método do coeficiente de escala.



Fig. 12.15a)-c): Diagramas de força-deslocamento do dispositivo MSSH grande e comparação com o método SF

432 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
REGRAS DE PROJETO

Convém referir que os valores derivados apresentados na Tabela 12.2 e Tabela 12.3 podem ser utilizados para o pré-dimensionamento de dispositivos MSSH com características de materiais semelhantes e as mesmas condições de fixação. Um pré-dimensionamento de dispositivos MSSH baseado no Método do Coeficiente de Escala não é suficiente para garantir um comportamento fiável do dispositivo. É somente útil para um pré-dimensionamento. Aquando da implementação de dispositivos MSSH numa estrutura, recomenda-se vivamente a realização de ensaios do protótipo e controlo de produção da fábrica de acordo com a norma EN 15129 [1].



Fig. 12.16a)-c): Diagramas de força-deslocamento do elemento pequeno e comparação com o método SF

12.5 REGRAS DE PROJETO

12.5.1 Generalidades

Quando os dispositivos MSSH são utilizados como amortecedores em estruturas isoladas na base, precisam de uma resistência elástica reduzida para aumentar o mais possível o período natural da estrutura isolada. Os dispositivos MSSH são atualmente aplicados em estruturas contraventadas. São colocados em série de forma precisa em relação aos contraventamentos. Esta localização permite aos dispositivos funcionarem corretamente quando os contraventamentos estão sujeitos a esforços axiais. Comparado com os dispositivos MSSH para isolamento da base,

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 433 MSSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE LUA)

os dispositivos MSSH para contraventamentos estruturais têm de dissipar energia com deslocamentos moderados de modo a manter o limiar dos deslocamentos entre pisos permitido (tensões nos membros adjacentes no regime elástico). Para atingir este objetivo, a geometria da amostra testada apresentada na secção 12.4 não é apropriada. Deste modo, altera-se a geometria e vários dispositivos são colocados em paralelo no sentido de aumentar a resistência e rigidez dos "nós de ligação".

Estas alterações melhoram as características mecânicas sem reduzir a ductibilidade e a área do ciclo histerético. A ductibilidade e o amortecimento são as propriedades fundamentais para o isolamento na base e continuam a ser necessárias no novo sistema de amortecimento. A forma do ciclo histerético encontra-se agora alterada. Com efeito, os deslocamentos ficam reduzidos mas a resistência aumenta, pelo que a dissipação de energia ainda se encontra presente e em quantidade suficiente para satisfazer os requisitos da estrutura.

As conclusões de estudos analíticos e numéricos foram resumidas num guia de projeto para aplicações práticas. A metodologia de projeto baseia-se nas disposições da EN 1993-1-1 [17], EN 1998-1-1 [2] e EN15129 [1]. Algumas das cláusulas da norma EN 1998-1-1 foram devidamente reformuladas para abranger a utilização de elementos MSSH pelas disposições normais do Código.

12.5.2 Pré-dimensionamento dos dispositivos MSSH

Tal como previamente mencionado, o sistema MSSH funciona como um sistema contraventado. Considerando que os dispositivos MSSH resistem isoladamente às cargas laterais da estrutura, pode-se realizar uma estimativa aproximada do número necessário de dispositivos MSSH para um edifício em cada direção e o tipo das respetivas secções transversais a partir do modelo de estado limite teórico do sistema. Este cálculo baseia-se no pressuposto de que no estado limite último todos os dispositivos MSSH atingem, como elementos dissipativos do sistema, a sua capacidade em termos de esforço axial.

$$N_{Ed} \le N_{Rd} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{\sin(\alpha)}{4}$$
 Eq. (12.13)

em que:

- Fi é o esforço horizontal que atua sobre o piso i calculado de acordo com EN1998-1-1, secção 4.3.3.2.3 [2]
- 4 é o número de grupos do elemento MSSH de cada piso
- α é a inclinação dos contraventamentos (45º no presente caso de estudo)

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 Eq. (12.14)

434 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

 γ_x =1,2 é o coeficiente de fiabilidade e γ_b =1,1 é o coeficiente parcial para o dispositivo de acordo com a norma EN 15129 [13].

12.5.3 Projeto para análise elástica linear

As regras de projeto destinam-se a assegurar que a cedência irá ter lugar nos dispositivos histeréticos antes de qualquer cedência ou rotura em qualquer outro lugar. Por conseguinte, o projeto de edifícios com dispositivos MSSH baseia-se no pressuposto de que estes dispositivos são capazes de dissipar energia através da formação de mecanismos plásticos de flexão. Poderá ser adotada a seguinte metodologia de dimensionamento:

1) Modelação

No atual estado da arte, é possível modelar um edifício com dispositivo MSSH com um modelo linear-elástico através de elementos de contraventamento apropriados. Os elementos de contraventamento contendo e representando os dispositivos MSSH estão divididos em duas partes, com as mesmas secções transversais, ligados no meio com uma rótula apropriada que representa o dispositivo MSSH. Essa rótula não permite rotações e deformação por corte, mas como dispositivos MSSH reais permitem que a deformação axial reaja como uma mola linear. Os elementos de contraventamento, devido ao facto de terem de permanecer no regime elástico sem se deformarem durante o sismo, têm de ser dimensionados por capacidade resistente com base na resistência dos dispositivos MSSH.

2) Análise

A análise linear estática é executada sob carga permanente e sobrecargas e os elementos da estrutura principal são dimensionados de acordo com o disposto na EN1993-1-1 [17] para combinações ULS e SLS. O método de cálculo convencional dos esforços internos sob ação sísmica é a análise por espectro de resposta multimodal, em que o número de modos de vibração considerado em cada direção seja de tal ordem que a soma da massa efetiva terá de ser, pelo menos, igual a 85% da massa total e não existam modos com participação mássica > 5%. O espectro de cálculo deverá ser definido com um coeficiente de comportamento máximo igual a 3, que foi confirmado pelas análises estáticas não lineares (*Pushover*).

3) Limitação do deslocamento entre pisos

A limitação do deslocamento entre pisos garante a proteção dos elementos não estruturais sob cargas sísmicas e consiste num critério básico para o dimensionamento de dispositivos MSSH. Esta fornece uma estimativa dos danos para níveis diferentes de desempenho e define a distribuição da rigidez na estrutura e, eventualmente, o tamanho e o tipo de secção transversal aplicada no sistema.

Na análise linear, os deslocamentos induzidos pela ação sísmica de cálculo d_s devem ser calculados com base nas deformações elásticas d_e do sistema estrutural através da expressão:

$$d_s = q \cdot d_e$$
 Eq. (12.15)

O deslocamento entre pisos de cálculo d_r é definido como a diferença da média dos deslocamentos laterais no topo e na base do piso em questão. Dependendo do tipo de elementos não estruturais (materiais frágeis, dúcteis ou não ligados) e da classe de importância do edifício, o deslocamento entre pisos d_r é comparado aos valores correspondentes da FEMA. Consegue-se chegar ao dimensionamento ideal quando os deslocamentos máximos entre pisos de cada piso são quase constantes em toda a estrutura. Uma vez que os deslocamentos horizontais são multiplicados pelo coeficiente de comportamento, a limitação do deslocamento entre pisos não depende disso.

4) Efeitos de segunda ordem

A possível influência de efeitos de segunda ordem deverá ser controlada pela limitação do coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos θ abaixo dos valores limite da norma EN1998-1-1. O coeficiente θ é calculado a partir da Equação (12.16) para cada andar nas direções x e y do edifício.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eq. (12.16)

Em que P_{tot} é a carga gravítica total no piso considerado e acima deste na situação de projeto sísmico e V_{tot} é o corte sísmico do piso.

Em alternativa, o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos θ pode ser calculado com mais precisão através de uma análise linear da encurvadura pelo coeficiente α_{cr} , através do qual se terá de aumentar as cargas de cálculo para provocar instabilidade global elástica. A análise é realizada sob condições de cargas gravíticas constantes da combinação sísmica $(1,0\cdot G+0,3\cdot \phi\cdot Q)$ e produz os modos de encurvadura. Escolhem-se os modos que movimentam o edifício nas direções x e y e os valores α_{cr} correspondentes são calculados da seguinte forma:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Eq. (12.17)

Em que F_{cr} é a carga de eencurvadura elástica crítica para o modo de instabilidade global com base na rigidez elástica inicial e F_{Ed} são as cargas de cálculo para a combinação sísmica.

Para ter os deslocamentos não lineares do edifício em consideração, α_{cr} deverá ser dividido pelo coeficiente q. Os valores de θ neste caso são indicados pela Equação (12.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Eq. (12.18)

As disposições da EN1998-1-1 pertinentes exigem dos edifícios que o coeficiente de sensibilidade do deslocamento entre pisos fique limitado a $\theta \ge 0,1$, caso sejam ignorados os efeitos de segunda ordem. Se for $0,1 < \theta < 0,2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os efeitos da ação sísmica por um coeficiente igual a $1/(1 - \theta)$. Se for $0,2 < \theta < 0,3$, aplica-se uma análise mais exta de segunda. Em qualquer um dos casos, deverá ser $\theta < 0,3$.

5) Verificações dos dispositivos dissipativos e dos contraventamentos

Deve-se verificar se os dispositivos MSSH e os contraventamentos resistem a esforços internos da combinação sísmica mais desfavorável e se satisfazem as seguintes condições:

a) Esbelteza

Nos pórticos com contraventamentos em V, a esbelteza adimensional λ deve ser inferior ou igual a 2,0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$
 Eq. (12.19)

b) Esforço axial

A capacidade dos elementos contraventados não dissipativos deve ser dimensionada para valores superiores aos esforços internos comparados com aqueles resultantes das análises com a combinação sísmica mais desfavorável, de modo a assegurar que a rotura dos elementos dissipativos ocorre primeiro. A resistência de cedência N_{pl,Rd} da secção transversal das diagonais deve ser tal que:

$$N_{Pl,Rd,brace} \ge 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$$
 Eq. (12.20)

em que:

γ_{ov} é o coeficiente de sobrerresistência, γ_{ov} =1,25 para aço S355

o N_{pl,Rd,MSSH} é a resistência última do dispositivo MSSH ligado.

c) Comportamento dissipativo constante em altura

Para obter um comportamento dissipativo distribuído pela estrutura, deve-se verificar se os rácios máximos Ω em toda a estrutura não diferem em mais do que 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \le 1.25$$
 Eq. (12.21)

6) Verificações dos elementos não dissipativos: pilares

A capacidade dos elementos não dissipativos, os pilares, as vigas e as respetivas ligações do sistema, deve ser dimensioinada para valores superiores aos esforços internos comparados com aqueles resultantes das análises com a combinação sísmica mais desfavorável para garantir que a rotura dos elementos dissipativos ocorre em primeiro lugar.

a) Deve-se verificar se os pilares resistem aos efeitos da ação obtida pelo dimensionamento por capcidade resitente:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (12.22)

em que:

- N_{pl,Rd(MEd)} é o valor resistente de cálculo à encurvadura da viga ou do pilar de acordo com a EN 1993, tendo em conta a interação da resistência à encurvadura com o momento fletor MEd, definido pelo seu valor de cálculo na situação de projeto sísmico;
- N_{Ed,G} é o esforço axial na viga ou no pilar devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmico;
- o NEd,E é o esforço axial na viga ou no pilar devido à ação sísmica de cálculo;
- ο γov é o coeficiente de sobrerresistência, γov =1,25 para aço S355
- ο Ω é o valor mínimo de $Ω_i = N_{Pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ em todos os dispositivos MSSH do pórtico contraventado; em que
- N_{pl,Rd,i} é a resistência de cálculo do dispositivo MSSH i;
- N_{Ed,i} é o valor de cáculo do esforço axial no mesmo dispositivo MSSH i na situação de projeto sísmico.
- 7) Verificações dos elementos não dissipativos: vigas.
- As vigas foram consideradas como vigas mistas de betão aço, utilizando a colaboração da laje. O mecanismo resistente é o que é apresentado na Fig. 12.17.



Fig. 12.17: Distribuição da tensão plástica no ULS de modo a calcular o M_{pl,Rd} positivo.

438 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REGRAS DE PROJETO	

Efeito da ação sísmica vertical não equilibrada aplicada à viga pelos contraventamentos após encurvadura da diagonal comprimida. Este efeito da ação é calculado utilizando N_{pl,Rd,MSSH} para o contraventamento tracionado e γ_{pb} · N_{pl,Rd,MSSH} para o contraventamento tracionado e γ_{pb} · N_{pl,Rd,MSSH} para o contraventamento tracionado e γ_{pb} · N_{pl,Rd,MSSH}

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1 - \gamma_{pb}}{\sin(\alpha)}$$
 Eq. (12.23)

12.5.4 Projeto para análise não linear (Pushover)

1) O modelo estrutural utilizado para a análise elástica deve ser estendido para incluir a resposta dos elementos estruturais para além do estado elástico e estimar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos.

2) A análise *pushover* foi realizada com RFEM v5.07.11 por Dlubal. A não linearidade foi considerada apenas para o elemento MSSH, tendo os outros elementos sido considerados perfeitamente elásticos. O diagrama de comportamento do MSSH não tem em conta a histerese, porque foi realizada uma análise quase estática.



Fig. 12.18: Diagrama qualitativo utilizado para o comportamento não linear dos elementos dissipativos

		p100.		
Deslocamento	Esforço [kN]			
[mm]	primeiro piso	segundo piso	terceiro piso	quarto piso
-0,173	-1509	-1132	-755	-377
-0,139	-1407	-1055	-704	-352
-0,104	-1318	-989	-659	-330
-0,069	-1250	-937	-625	-312
-0,035	-1187	-890	-594	-297
-0,013	-829	-622	-415	-207
0	0	0	0	0
0,013	829	622	415	207
0,035	1187	890	594	297
0,069	1250	937	625	312
0,104	1318	989	659	330
0,139	1407	1055	704	352
0,173	1509	1132	755	377

Tabela 12.4: Valores utilizados para o comportamento não linear dos elementos dissipativos em cada

12.6 ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO

As equações, propriedades dos elementos, recomendações de projeto, verificações cruciais e o coeficiente de comportamento proposto, incluídos no Guia de Projeto, são verificados através de análises numéricas em armações de edifícios 2D reais com dispositivos MSSH utilizando o software RFEM v.5.07.11 por Dlubal. Inicialmente, as estruturas são projetadas através da análise elástica no ULS e SLS. Seguiram-se análises estáticas não lineares para investigar o respetivo comportamento para além do domínio elástico e confirmar o coeficiente de comportamento q=3.

12.6.1 Descrição dos pórticos do edifício examinadas

12.6.1.1 Geometria e pressupostos

O caso de estudo aqui apresentado baseia-se na extração de um pórtico plano de um edifício composto por quatro pisos, consulte a Fig. 12.19. Os pilares possuem secções ocas retangulares (SHS 200x200x16 para o primeiro e segundo pisos e SHS 180x180x16 para o terceiro e quarto pisos) e as vigas dos pavimentos são compostas por vigas de aço com secções I (IPE400) que atuam de forma mista com as lajes de betão (C20/25, B450C). Os contraventamentos possuem secções duplas UPN300.

Os pilares são articulados com rótulas na base e as vigas são articuladas com os pilares. Os contraventamentos também estão articulados com os pórticos. A estrutura é em aço de classe S355 e os dispositivos MSSH possuem as mesmas

440 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO	

características dos dispositivos testados na secção 12.4, sendo o aço utilizado do tipo S355J2+N. Os ensaios permitem conhecer corretamente o comportamento e as características do aço utilizado para os dispositivos aplicados.

A Tabela 12.5 e a Tabela 12.6 resumem as características geométricas do dispositivo MSSH.

Tabela 12.5: Geometria dos elementos MSSH utilizados

	b [mm]	h [mm]	t [mm]
MSSH	110	390	60

Tabela 12.6: Número de MSSH utilizados em cada piso e rigidez resultante

Número de M	K _{el} [kN/m]	
4°	2 MSSH	15138
3°	4 MSSH	30276
2°	6 MSSH	45414
1º	8 MSSH	60551





12.6.1.2 Cargas

Cargas permanentes (G):

Peso próprio do aço: 78,5 kN/m³

Laje mista:

Peso próprio do betão: 25,0 kN/m³

Chapas de aço: altura 73 mm, espessura 1 mm

Espessura total da laje: 150 mm

Espessura da laje uniforme equivalente: 110 mm

 $g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2$ (incluindo chapas de aço)

Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores | 441 MSSH (DISPOSITIVO HISTERÉTICO DE AÇO EM FORMA DE LUA)

Serviços, tetos, pavimentos elevados: $g_{2,fl} = 0.70 \, kN/m^2$ para pavimentos intermédios $g_{2,rf} = 1.00 \, kN/m^2$ para pavimento superior Paredes periféricas $(1.00 kN/m^2)$: $g_{2,per} = 4.00 \, kN/m$ Sobrecargas (q) para escritórios (Classe B): $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$ Divisórias amovíveis ($\leq 2.00 \ kN/m^2$): $q_{add} = 0.80 \, kN/m^2$ Sobrecarga total: $q_{add} = 3.80 \, kN/m^2$ Coeficiente para combinações sísmicas: ψ 2 = 0,6 A cobertura é acessível A carga de neve é ignorada. Carga sísmica (*E*): Coeficiente de importância: $\gamma_I = 1.0$ Aceleração máxima à superfície do terreno: $a_{qR} = 0.36g$ Terreno do tipo B – Espectro do tipo 1: $S = 1.2, S = 1,2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$ A aceleração vertical à superfície do terreno não é levada em conta.

12.6.2 Análise por espectro de resposta

Foi realizada uma análise por espectro de resposta multimodal cujos resultados estão resumidos na Tabela 12.7. Os primeiros três modos, que são translacionais, ativaram mais de 95% da massa, assegurando que não existe modo com massa participante > 5% que não tenha sido considerada.

Mada N 9		Períodos Eigen	Rácio de massa participante	Total [0/1			
		[s]	[%]	10tai [70]			
	1	0,781	77,6				
	2	0,325	14,5	97,4			
	3	0,200	5,3				

Tabela 12.7: Rácio e períodos de massa participante

12.6.3 Projeto sísmico

De assinalar que, para o projeto sísmico, devem ser cumpridas as seguintes condições de acordo com as regras de projeto descritas na Secção 5.2 e as regras da norma EN 1998-1-1 [13].

12.6.3.1 Limitação do deslocamento entre pisos

Considerando que o edifício possui elementos dúcteis não estruturais, faz-se a verificação da seguinte Equação (12.24).

442 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores
ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h = 30 \ [mm]$$
 Eq. (12.24)

Em que v =0,5 é o coeficiente de redução nos deslocamentos de cáluclo devido à classe de importância do edifício (edifícios comuns) e h é o pé direito do piso. A Tabela 12.8 inclui os resultados da análise; a verificação incide sobre todos os pisos cujos valores são muito inferiores ao valor limite de 30mm. A seleção dos pilares e das secções das vigas com recetáculos foram definidas por esta verificação.

· ···· · ·····························				
Piso	1	2	3	4
d _{e,top} [mm]	9,5	21	34,1	48,6
d _{e,bottom} [mm]	0,00	9,5	21	34,1
d _r = (d _{e,top} - d _{e, bottom}) ⋅ q [mm]	28,5	34,5	39,3	43,5
d _r .v [mm]	14,25	17,25	19,65	28,2

Tabela 12.8: Limitação do deslocamento entre pisos

12.6.3.2 Efeitos de segunda ordem

É realizada uma análise de encurvadura linear para a combinação sísmica para se controlar os efeitos de segunda ordem. A partir desta análise, obtiveram-se os modos de encurvadura crítica e os coeficientes de encurvadura correspondentes. Os valores de θ foram calculados a partir dos coeficientes de encurvadura crítica e foi verificado se os efeitos de segunda ordem deveriam ser tidos em conta (Tabela 12.9). Uma vez que $\theta < 0,1$, os efeitos de segunda ordem são ignorados.

Piso	P [kN]	d _r [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [adm]	α [adm]
1	3769	28,5	525	4000	0,05	1
2	2698	34,5	462	4000	0,05	1
3	1670	39,3	365	4000	0,04	1
4	734	43,5	226	4000	0,04	1

Tabela 12.9: Efeito de segunda ordem: resultados.

Dispositivos MSSH e contraventamentos

Os dispositivos MSSH são concebidos para resistirem às forças da combinação sísmica mais desfavorável $1,0.G+0,3.\phi.Q+Ex$.

A Tabela 12.10,

Tabela 12.11 e Tabela 12.12 resumem os resultados das verificações dos contraventamentos e dos dispositivos MSSH.

A Tabela 12.12 inclui igualmente os valores de sobrerresistência do MSSH Ω utilizados para verificar o comportamento dissipativo global do sistema que é

assegurado quando os valores Ω de todas os MSSH em todos os pisos não diferirem mais de 25% do seu valor mínimo.

	-	3				
	А	fy	EI	lo	N _{cr}	λ
	[cm ²]	[kN/cm ²]	[kNcm ²]	[cm]	[kN]	[adm]
2UPN 300	117,6	30,87	567000000	565,7	1887	2

Tabela 12.10: Verificação da esbelteza dos contraventamentos.

Tabela 12.11: Verificação da sobrerresistência dos contraventamentos comparativamente com os dispositivos MSSH.

	А	fy	$N_{Rd,B}$	N _{Rd,MSSH,max}	$N_{Rd,MSSH,max}/N_{Rd,B}$
	[cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kN]	[adm]
2UPN 300	117,6	30,87	3630,3	1509	0,42

Tabela 12.12: Verificação dos esforços axiais e do coeficiente de sobrerresistência do MSSH.

Piso	$ N_{Ed,C} = N_{Ed,T} $ [kN]	N _{Rd,C} = N _{Rd,T} [kN]	N _{Ed} / N _{Rd} [adm]	Ω [adm]
1	371	829	0,48	2,2
2	326	622	0,52	1,9
3	258	415	0,62	1,6
4	160	207	0,77	1,3

12.6.3.3 Elemento não dissipativo: Pilares

Deve-se verificar se os pilares resistem aos efeitos da ação do projeto de capacidade da seguinte forma:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eq. (12.25)

No modelo, existem dois tipos de secções transversais, tendo sido verificadas as mais esforçadas:

1° e 2° pisos: SHS 200x200x16:

$$N_{Ed,G} = 688 [kN]$$

$$N_{Ed,E} = 507 [kN]$$

$$N_{Ed} = 688 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 507 = 1594 [kN]$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3550 [kN]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{1594}{3550} = 0.45$$

3º e 4º pisos: SHS 180x180x16:

$$N_{Ed,G} = 307 [kN]$$

$$N_{Ed,E} = 113 [kN]$$

$$N_{Ed} = 307 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 113 = 509 [kN]$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3149 [kN]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{509}{3149} = 0.16$$

12.6.3.4 Elemento não dissipativo: Vigas

<u>Cargas verticais:</u>

As vigas foram consideradas como vigas mistas de betão/aço, utilizando a colaboração da laje, a resistência a cargas verticais foi verificada para a viga mais esforçada do seguinte modo:

Viga principal (IPE400):

 $b_{eff} = \min(L_e/8; b_i) = \min(1000; 2000) = 1000 \text{ [mm]}$ eixo neutro (corta o perfil de aço) (y): $A_{concrete} \cdot f_{cd} + t_{wIPE400} \cdot f_{yd} \cdot y = (400-y) \cdot t_{wIPE400} \cdot f_{yd}$ y = 0 [mm] $M_{pl,Rd} = Nc \cdot b = N_{pl,a} \cdot b = 949,2 \text{ [kNm]}$ $M_{Ed,max} = 621 \text{ [kNm]}$ $\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = 0,65$

Carga sísmica:

O efeito da ação sísmica vertical não equilibrada aplicada à viga pelos elementos de contraventamento após a encurvadura da diagonal comprimida. Este efeito da ação é calculado utilizando N_{pl,Rd,MSSH} para o elemento de contraventamento em tração e $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ para o elemento de contraventamento em compressão.

O coeficiente Y_{pb} é utilizado na estimativa da resistência pós-encurvatura das diagonais comprimidas. O valor recomendado é 0,3.

Número de MSSH	N _{pl,Rd} [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{0,7}{\sin(\alpha)}$ [kN]	Secção transversal	V _{Rd} [kN]	V_{Ed} / V_{Rd}
4	1509	746	IPE400	761	0,98

Tabela 12.13: Verificação do corte máximo nas vigas.

12.6.4 Análises estáticas não lineares (Pushover)

12.6.4.1 Avaliação do comportamento não linear dos pórticos

Foi realizada a análise estática *pushover* (SPO) na estrutura utilizando dois padrões de carga lateral monotonicamente crescentes. As cargas laterais são aumentadas passo a passo durante a análise estática não linear.

No que se refere a distribuições das cargas laterais, a EN1998-1-1 sugere que se tenha em consideração as distribuições tanto uniforme como modal, conforme se mostra a Fig. 12.20. Obviamente, visto que a carga resultante é diferente, as curvas apresentam formas diferentes; ambas podem representar a resposta estrutural real.



Fig. 12.20: Distribuição uniforme e modal da carga lateral



Fig. 12.21: Resultados da análise pushover

446 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO	

O estado limite último foi escolhido de acordo com a FEMA, que para as estruturas com contraventamento se recomenda um deslocamento máximo entre pisos de 2% da altura entre pisos, neste caso $d_{max} = 0,02 \cdot 4000 = 80$ [mm]. No sentido de avaliar este limite, a curva de capacidade de cada piso, tanto para a distribuição uniforme como modal, foi traçada conforme se mostra na Fig. 12.22 e Fig. 12.23



Fig. 12.22: Curva de capacidade do deslocamento entre pisos de cada piso com distribuição modal



Fig. 12.23: Curva de capacidade do deslocamento entre pisos de cada piso com distribuição uniforme

O corte na base correspondente ao deslocamento máximo que foi traçado no diagrama de curva *pushover* de modo a encontrar o estado limite último, consulte a Fig. 12.24.



Fig. 12.24: Resultados da análise pushover com estado limite último

448 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
ANÁLISES DE UM PÓRTICO 2D DE UM EDIFÍCIO	

12.6.4.2 Avaliação do coeficiente de comportamento q

Para se avaliar a ductibilidade estrutural, calcula-se o coeficiente de comportamento q, conforme sugerido em FEMA 695, [23]. Segundo a norma FEMA 695, o coeficiente de sobrerresistência é definido como o rácio da resistência de corte na base Vmax, em relação ao corte de cedência na base, V . A ductibilidade baseada nos períodos é definida como o rácio do deslocamento último de movimentação do telhado, d_u, em relação ao deslocamento efetivo de movimentação de cedência do telhado d_{y,eff}, Fig. 12.25.





O coeficiente q foi calculado com a distribuição uniforme e modal. Os resultados são apresentados na Tabela 12.14.

_		1	<u> </u>
Distribuição	\mathbf{q}_{μ}	Ω	q
Modal	1,51	1,88	2,83
Uniforme	1,47	2,29	3,37

Tabela 12.14: Coeficientes de comportamento q calculados q.

Na maioria dos casos, o coeficiente q recomendado é o mais baixo, neste caso q=2,8, contudo, se também não ter sido realizada uma Análise Dinâmica Não Linear, o comportamento previsto, tendo em consideração o efeito histerético, aproxima-se mais do comportamento com uma distribuição uniforme. Prevê-se que o efeito de dissipação faça subir ambas as curvas *pushover*, pelo que o valor escolhido q = 3 pode ser considerado como confirmado e seguro.

12.7 CONCLUSÕES

O presente estudo dá a conhecer os dispositivos MSSH como elementos de contraventamento dissipativo. As seguintes observações são dignas de nota:

- a) O sistema evidencia um comportamento muito bom sob cargas sísmicas: forte, rígido, grande capacidade de absorção de energia. A resistência sísmica de um edifício pode ser obtida equipando-se o mesmo de forma adequada com uma série de sistemas nas direções relevantes.
- b) Pode ser dimensionado para ser mais flexível/rígido dependendo dos tipos de secção e da sua distribuição entre os níveis dos pisos.
- c) As deformações não lineares limitam-se rigorosamente aos dispositivos dissipativos impedindo a propagação dos danos para os restantes elementos estruturais. Os dispositivos MSSH são facilmente fabricados, instalados e substituídos se ficarem danificados após um forte abalao sísmico.
- d) Foram formuladas num Guia de Projeto as regras de projeto relevantes ao nível do Código para o projeto sísmico de pórticos contraventadas com dispositivos MSSH, incluindo recomendações práticas sobre a seleção de fusíveis apropriados e verificações de elementos.
- e) Os dispositivos oferecem uma solução com uma boa relação qualidade-preço, mesmo para a modernização sísmica de estruturas.

12.8 ÁREA DE APLICAÇÃO

Os dispositivos MSSH podem ser facilmente aplicados a edifícios de aço com vários pisos e substituem os sistemas convencionais usados em todo o mundo (como os pórticos com contraventamentos concêntricos e excêntricos, pórticos simples, etc.) combinando resistência elástica para rajadas de vento e dissipação de energia plástica distinta para cargas sísmicas. Os dispositivos são fáceis de substituir e fabricar, oferecendo uma solução com uma boa relação qualidade-preço.

12.9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- 4. DIN 50125: Testing of metallic materials Tensile test pieces; 2009.
- 5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 6. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.

450 Dispositivos e sistemas anti-sísmicos inovadores	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

- EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-9: General Fatigue strength. CEN. 2005
- 8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- 9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- 10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- 11. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
- 12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.