

ECCS

Equaljoints PLUS
Brochuras informativas relativas a 4 ligações
pré-qualificadas para zonas sísmicas

1ª Edição, 2018

Raffaele Landolfo
Mario D’Aniello
Silvia Costanzo
Roberto Tartaglia
Jean-François Demonceau
Jean-Pierre Jaspert
Aurel Stratan
Dominiq Jakab
Dan Dubina,
Ahmed Elghazouli
Dan Bompa
Sara Oliveira
Bruno Pedrosa
Carlos Rebelo
Luis Simões da Silva

ECCS
CECM
E K S



Quealoints PLUS
Brochuras informativas relativas a 4
ligações pré-qualificadas para zonas
sísmicas

NºXXX, 1ª edição, 2018

Publicado por:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.eccspublications.eu

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida, armazenada ou transmitida de qualquer forma ou por qualquer meio, eletrônico, mecânico, fotocópia, gravação ou outro, sem a prévia autorização do proprietário dos direitos de autor.

A ECCS não assume qualquer responsabilidade pelo uso ou aplicação do material e informações contidos nesta publicação.

Copyright © 2018 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: XX-XXXX-XXX-XX

Impresso em

INTRODUÇÃO

O presente documento foi desenvolvido no âmbito do projecto europeu Equaljoints PLUS (754048 — EQUALJOINTS-PLUS — RFCS-2016/RFCS-2016).

Equaljoint-PLUS é um projecto RFCS com a duração de 24 meses com objetivo de disseminação dos avanços científicos conseguidos durante a execução do projeto anterior EQUALJOINTS com a duração de 36 meses.

No âmbito do projecto EQUALJOINTS (RFSR-CT-2013-00021), foram desenvolvidos critérios de prequalificação de um conjunto de juntas metálicas vigapilar.

Equaljoint-PLUS visa a valorização, a disseminação e a extensão dos critérios de pré-qualificação desenvolvidos para aplicações práticas a um público amplo (ou seja, instituições académicas, engenheiros e arquitetos, empresas de construção, produtores de aço).

Os principais objetivos do Equaljoints PLUS podem ser resumidos da seguinte forma:

- Recolher e organizar material informativo sobre as tipologias de juntas pré-qualificadas: foram elaborados documentos informativos em 12 línguas (inglês, espanhol, francês, alemão, italiano, holandês, português, checo, búlgaro, romeno, grego e esloveno).
- Desenvolver recomendações de projeto pré-normativas de juntas sismicamente qualificadas com base nos resultados do projeto Equaljoints em 12 idiomas.
- Desenvolver diretrizes de projeto para projetar estruturas de aço que levem em conta o tipo de juntas e sua resposta não linear relevante.
- Desenvolver um software e um aplicativo para equipamentos móveis que permitam prever a resposta inelástica das juntas.
- Organizar seminários e workshops para divulgar na UE e internacionalmente os conhecimentos adquiridos.
- Criar um site com acesso livre aos utilizadores para promover os resultados obtidos.
- Criar um canal YouTube para disponibilizar os vídeos dos testes experimentais e simulações, mostrando a evolução do padrão de dano.

O projeto Equaljoints PLUS é coordenado pela Universidade de Nápoles Federico II. O Consórcio é constituído por 15 parceiros, 7 dos quais já participaram no anterior projeto Equaljoints. Todos os parceiros envolvidos estão listados na tabela a seguir:

Equaljoitns PLUS Consortium

Coordenador Università degli Studi di Napoli Federico II (UNINA)

Arcelormittal Belval & Differdange SA (AM)

Universite de Liege (Ulg)

Universitatea Politehnica Timisoara (UPT)

Universidade de Coimbra (UC)

Convention Europeenne de la Construction Metallique (ECCS)

Universita degli Studi di Salerno (UNISA)

Imperial College of Science Technology and Medicine (IC)

Parceiros Centre Technique Industriel de la Construction Metallique (CTICM)

National Technical University of Athens (NTUA)

Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze (CVUT)

Technische Universiteit Delft (TUD)

Univerza V Ljubljani (UL)

Universitet Po Arhitektura Stroitelstvo I Geodezija (UASG)

Universitat Politecnica de Catalunya (UPC)

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen (RWTHA)

ÍNDICE

1. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE	1
1.1 Juntas com esquadro de reforço de viga	2
1.2 Juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas	4
1.3 Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas	7
1.4 Juntas <i>Dog-bone</i>	9
2. DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS JUNTAS TESTADAS	12
2.1 Juntas com esquadro de reforço de viga	14
2.1.1 Descrição da configuração da junta	15
2.1.2 Lista de sistemas de pré-qualificação das ligações	17
2.1.3 Lista de valores limite para a pré-qualificação	17
2.2 Juntas viga-coluna com chapa de extremidade estendida reforçadas	20
2.2.1 Descrição da configuração da junta	22
2.2.2 Lista de sistemas de pré-qualificação das ligações	24
2.2.3 Lista de valores limite para a pré-qualificação	24
2.3 Juntas viga-coluna com chapa de extremidade estendida não reforçadas	26
2.3.1 Descrição da configuração da junta	27
2.3.2 Lista de valores limite para a pré-qualificação	29
2.4 Ligações <i>Dog-bone</i>	30
3. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL, INSTRUMENTAÇÃO E MEDIÇÃO	31
3.1 Configuração experimental	32
3.2 Protocolo de carregamento	32
3.2.1 Taxa de aplicação da carga	34

	3.2.2 Pré-carregamento	35
	3.2.2 Carregamento monotónico	35
	3.2.4 Protocolo de carregamento cíclico	35
4.	PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE TIPOS QUALIFICADOS DE JUNTAS APARAFUSADAS	37
4.1	Objetivos de desempenho geral	37
4.2	Critérios de dimensionamento para a zona da ligação	42
	4.2.1 Fiadas de parafusos ativas em tração	42
	4.2.2 Centro de compressão e braço do binário	43
	4.2.3 Presença de nervuras de reforço nas juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas	43
	4.2.4 Critério de dimensionamento da zona do painel da alma da coluna	45
4.3	Requisitos tecnológicos	48
5	COMPORTAMENTO NÃO LINEAR MOMENTO-ROTAÇÃO DE ACORDO COM A EN1993-1-8.	50
5.1	Generalidades	50
5.2	Curvas momento-rotação de juntas com esquadro de reforço de acordo com a EN1993:1-8.	53
5.3	Curvas momento-rotação para juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas de acordo com a EN 1993:1-8	56
5.4	Curvas momento-rotação de juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas de acordo com a EN1993:1-8	63
5.5	Curvas Momento-rotação de juntas <i>dog-bone</i>	70
6	PARÂMETROS DE DESEMPENHO DAS JUNTAS TESTADAS	72
6.1	Juntas com esquadro	73
	6.1.1 Parâmetros de desempenho das juntas testadas	76
	6.1.2. Influência da altura da viga	80
	6.1.3 Influência da altura do esquadro	81

6.1.4	Influência do protocolo de carregamento	83
6.1.5	Influência da sobre-resistência da viga metálica	86
6.1.6	Contribuição das componentes da junta na	87
6.1.7	Observações gerais sobre juntas com esquadro	91
6.2	Juntas de chapa de extremidade estendida reforçada	92
6.2.1	Parâmetros de desempenho das juntas testadas	94
6.2.2	Mecanismos de rotura	95
6.2.3	Influência da altura da viga	96
6.2.4	Influência de shot peening	98
6.2.5	Influência do protocolo de carregamento	99
6.2.6	Contribuição das componentes da junta na rotação plástica	99
6.2.7	Observações gerais sobre juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas	100
6.3	Juntas com chapa de extremidade estendida não	101
6.3.1	Parâmetros de desempenho de juntas testadas	103
6.3.2	Mecanismos de rotura	104
6.3.3	Influência da altura da viga	105
6.3.4	Influência do protocolo de carregamento	107
6.3.5	Contribuição de rotação plástica nas componentes da junta	108
6.3.6	Observações gerais sobre juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas	108
6.4	Juntas <i>dog-bone</i>	109
6.4.1	Resultados experimentais do provete SP2	110
6.4.2	Resultados experimentais do provete SP4	112
6.4.3	Contribuição das componentes da junta	114
6.4.4	Influência da dimensão dos elementos	117
6.4.5	Influência do dimensionamento da zona do painel	119
6.4.6	Procedimentos simplificados de modelação	121
6.4.7	Observações gerais das vigas <i>dog-bone</i>	123
REFERÊNCIAS		126

1. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE

Hoje em dia, não existem na Europa procedimentos de projeto codificados para juntas viga-coluna aparafusadas em pórticos de aço sismo-resistentes. Atualmente, a EN1998 permite o uso de juntas dissipativas desde que o seu dimensionamento seja apoiado por ensaios, o que resulta numa solução impraticável tendo em conta as restrições de tempo e orçamento existentes em projetos reais. Embora a falta de modelos analíticos para prever o comportamento de juntas de forma a atender aos requisitos da norma, seja mais evidente para ligações viga-coluna dissipativas, existe também a necessidade de desenvolver ferramentas de análise para ligações não dissipativas: na verdade, devido à variabilidade da resistência do aço, estas ligações poderão não possuir uma sobre-resistência suficiente (p.e. $\min 1.1 \times 1.25 M_{b,rd}$, sendo $M_{b,rd}$ o momento resistente da viga) e a classificação da junta como de resistência total pode não ser garantida. Nesses casos, a capacidade de rotação plástica da junta necessita de ser pré-qualificada através de ensaios adequados e procedimentos numéricos.

Em contraste com a metodologia de dimensionamento Europeia, a abordagem usada noutros países com elevado risco sísmico baseia-se em ferramentas de cálculo e procedimentos de fácil implementação. Em particular, a ocorrência dos danos generalizados observados depois dos sismos de Northridge e Kobe, a prática Norte Americana foi direcionada para a pré-qualificação de juntas padrão para aplicações sísmicas. Em 1995, a US FEMA e o consórcio SAC iniciaram um programa de investigação abrangente com duração de 6 anos chamado, programa FEMA/SAC, com o intuito de desenvolver e avaliar diretrizes para inspeção, avaliação, reforço, reabilitação e construção de estruturas resistentes com pórticos simples em aço. Os trabalhos de pesquisa Norte Americanos foram direcionados para a elaboração de uma norma específica (ANSI/AISC 358-05, 2005) que contém critérios de dimensionamento, detalhe, fabrico e qualidade para um conjunto específico de tipos de ligações, no qual se incluem os tipos de ligações mais usados nos Estados Unidos da América (EUA), que deveriam ser pré-qualificados para uso em pórticos resistentes especiais (PRE) e pórticos resistentes intermédios (PRI). Similarmente à abordagem de dimensionamento Norte Americana, também no Japão foi realizada uma atividade de pré-qualificação. Infelizmente, as tipologias de juntas mais frequentemente usadas quer nos EUA quer no Japão, são distintas da prática Europeia, que também adota diferentes gamas de valores para as secções transversais, as propriedades dos materiais, montagem de parafusos, etc. Por conseguinte, os procedimentos de pré-qualificação obtidos fora do âmbito Europeu não são os mais adequados. Um outro aspeto importante que limita a aplicação direta da pré-qualificação Americana e Japonesa diz respeito ao protocolo de

carregamento dos ensaios experimentais. De facto, o tipo de carregamento sísmico, que afeta o requisito de ductilidade nas juntas e nos elementos ligados, difere de país para país. Com o objetivo de ultrapassar este desfasamento, o projeto de investigação Europeu “Equaljoints”, recentemente terminado, teve como objetivo providenciar critérios de pré-qualificação de juntas metálicas para a próxima versão da EN 1998-1. Mais concretamente, os trabalhos desenvolvidos abrangeram a normalização do dimensionamento e dos processos de fabrico com referência a um conjunto de tipos de juntas aparafusadas e soldadas *dog-bone* de perfis compactos dimensionados para alcançar diferentes níveis de desempenho. Adicionalmente, teve-se como objetivo o desenvolvimento de um novo protocolo de carregamento para a pré-qualificação Europeia, representativa das exigências sísmicas Europeias. Além disso, foi realizada com sucesso uma campanha experimental dedicada à caracterização do comportamento cíclico quer de aço carbono Europeu, quer de parafusos de alta resistência.

1.1. Junta com esquadro de reforço de viga

As ligações com chapa de extremidade estendida com esquadro de reforço são normalmente usadas em pórticos simples em aço que se pretende que as rotulas plásticas se formem exclusivamente nas vigas ligadas. Ao ser adicionado o esquadro de reforço na parte inferior da viga, o braço do binário dos parafusos aumenta, o que permite o mais fácil cumprimento dos requisitos de sobre-resistência para ligações não dissipativas na EN 1998. Ao mesmo tempo, este procedimento conduz a uma maior rigidez da ligação. É importante referir que o esquadro de reforço aumenta o custo da ligação e, por consequência, na prática, esta solução é adotada que são necessárias ligações rígidas e de resistência total, as quais são um requisito comum para aplicações sísmicas. Além disso, ligações rígidas e de resistência total são preferidas pelos projetistas visto que, assim, se poderão adotar modelos simples para a análise global das estruturas.

Zoetemeijer, 1981 (em Bijlaard et al., 1989) investigou o uso de esquadros de reforço com e sem banzos como meio de aumentar a rigidez das ligações e propor um método de dimensionamento. Jaspert (1997) e Maquoi e Chabrolin (1998) analisaram em detalhe as juntas viga-coluna com esquadros de reforço, propondo regras de dimensionamento compatíveis com o método das componentes na EN 1993-1-8. Foram identificadas as seguintes componentes para a caracterização das propriedades das juntas aparafusadas com chapa de extremidade com esquadro de reforço: banzo do esquadro em compressão, alma do esquadro ao corte, alma da coluna em compressão, alma da viga em compressão transversal.

Depois do sismo de 1994 em Northridge, que causou danos generalizados nas ligações soldadas de pórticos simples, foi dada uma maior atenção aos esquadros de reforço como meio de reforço de ligações danificadas, reforço de ligações existentes e até para novas construções em aço (Lee e Uang 1997, NIST 1998, Gross et al. 1999, Yu et al. 2000). Foram realizados ensaios cíclicos para provar a eficácia da solução (Uang et al., 1998). Análises por elementos finitos mostraram que, com a presença do esquadro na parte inferior da viga, a regra das secções planas em deformação assumida pela teoria de vigas clássica deixa de ser válida (Lee e Uang, 1997). Além disso, o esquadro de reforço cria uma zona de painel duplo, que requer uma análise e dimensionamento mais elaborados. Yu et al. (2000) provou que o esquadro de reforço altera a distribuição de momentos na viga e que uma parte significativa do corte na viga é transferido para a coluna através do banzo do esquadro de reforço e não através da viga e alma do esquadro de reforço. Foi desenvolvido um modelo simplificado que considera quer a força de interação quer a compatibilidade de deformação entre a viga e o esquadro de reforço.

No caso de ligações mistas aparafusadas com chapa de extremidade, o uso de esquadros de reforço na parte inferior do banzo da viga é muito conveniente do ponto de vista construtivo. Gross et al. (1999) propôs a adoção de esquadros de reforço com uma altura igual a 0.33 vezes a altura da viga e com um ângulo igual a 30° para limitar a esbelteza da alma do esquadro de reforço. Esta hipótese foi baseada na teoria da propagação a 30° das tensões internas num sistema elástico desenvolvida por Whitmore. No entanto, o aumento do declive pode ser conveniente porque permite a redução do tamanho do esquadro de reforço assim como das forças de dimensionamento da ligação.

Os ensaios experimentais desenvolvidos por Lachal et al. (2006) mostraram que o uso de juntas aparafusadas com esquadro de reforço pode melhorar significativamente o desempenho sísmico da junta em comparação com as juntas com chapa de extremidade sem reforço. Foi possível observar que a capacidade de rotação pode exceder 35mrad sem rutura por fadiga de baixo ciclo nas soldaduras que ligam os banzos da viga à chapa de extremidade. Adicionalmente, este tipo de junta garante um aumento significativo da rigidez rotacional, momento resistente e capacidade de rotação que o comparada com uma junta viga-coluna mista similar sem esquadro de reforço.

A EN 1993-1-8 (2005) fornece regras para o dimensionamento de juntas reparadas com esquadros de reforço ao providenciar critérios adicionais para a componente “banzo e alma da viga em compressão” (Figura 1.1). O valor de cálculo do esforço de compressão resistente do conjunto banzo e alma da viga/esquadro de reforço é dado pela expressão 6.21 na EN 1993-1-8 na qual se divide o valor de cálculo do momento resistente da secção transversal da viga junto à ligação, $M_{c,Rd}$, pela

distância entre a linha média dos banzos. Para uma viga com esquadro de reforço, $M_{c,Rd}$ poderá ser calculado desprezando o banzo intermédio. Além disso, o valor de cálculo da resistência à compressão da alma da viga deve ser determinado de forma similar às regras estabelecidas para a componente “alma da coluna em compressão transversal”. Além disso, devem ser aplicadas as seguintes regras de pormenorização:

- a classe do aço do esquadro de reforço deve ser igual ao elemento ligado;
- as dimensões do banzo e a espessura da alma do esquadro de reforço não devem ser inferiores às do elemento ligado;
- o ângulo entre o banzo do esquadro e o banzo do elemento não deve ser inferior a 45°;

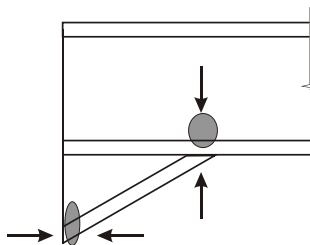


Figura 1.1 Componente "Esquadro de reforço de viga" da norma EN 1993-1-8

A publicação P398 (2013) da SCI/BCSA explica com mais detalhe a abordagem de dimensionamento usada na EN 1993-1-8 para ligações com esquadros de reforço fornecendo ainda orientações adicionais para o dimensionamento das soldaduras. O uso de ligações viga-coluna aparafusadas com chapa de extremidade estendida com esquadros de reforço para aplicações sísmicas foi investigado experimentalmente no âmbito do projeto EQUALJOINTS (Stratan et al., 2017). Todos os provetes testados apresentaram uma resposta histerética, com deformações plásticas concentradas na viga junto ao esquadro de reforço, qualificou-se para aplicações sísmicas de acordo com os critérios ANSI/AISC 358-10. Simulações numéricas realizadas anteriormente (Maris et al., 2015 e Stratan et al., 2016) mostraram que a presença dos esquadros de reforço afeta algumas hipóteses de dimensionamento da norma EN 1993-1-8. Por exemplo, para momento negativo, o centro de compressão desloca-se para baixo do banzo do esquadro de reforço. Por outro lado, apenas os parafusos próximos do banzo da viga tracionado estão ativos em tração.

1.2. Juntas com chapa de extremidade estendida reforçada

As ligações aparafusadas reforçadas com chapa de extremidade estendida (ES) são populares entre as indústrias Europeias de fabrico de aço e bastante usadas

na prática Europeia como juntas resistentes a momento de pórticos metálicos de baixa e média altura, especialmente devido à simplicidade e economia de fabrico e ereção. De facto, este tipo de ligação é caracterizado pelo uso limitado de soldaduras, sendo apenas a chapa de extremidade e alguns reforços soldados à viga em oficina, permitindo manter o custo reduzido e garantir bom controlo de qualidade. Então, a montagem da chapa de extremidade e da viga é realizada por aparafusamento ao banzo da coluna no local da obra reduzindo assim o tempo de construção.

As juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas podem ser teoricamente dimensionadas para ser de resistência total ou parcial e rígidas ou semirrígidas. As evidências experimentais e teóricas mostram que este tipo de junta pode ser de resistência total. Por outro lado, em vários casos poderá não ser obtido um comportamento nominal rígido (Guo et al, 2006; Shi et al, 2007). Por consequência, as juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas podem ser facilmente concebidas como juntas semirrígidas, que resulta numa reserva adicional no sistema de carga gravítico (Bjorhodve e Colson, 1991). Além disso, em pórticos simples sujeitos a ações sísmicas, o uso de juntas semirrígidas poderá conduzir a estruturas mais leves graças ao uso de forças de cálculo mais baixas devido ao aumento do período de vibração fundamental relacionado com o aumento da flexibilidade lateral (Elnashai A., Elghazouli, 1994). No âmbito da EN 1993: 1-8, a resistência e a rigidez teórica das ligações com chapa de extremidade estendida é estimada com base na teoria das linhas de rotura de uma peça em T equivalente. No entanto, não é fornecida nenhuma condição específica para ter em conta a influência das Nervuras de reforço na relação momento-rotação das juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas.

Os resultados numéricos e experimentais em juntas soldadas reforçadas com nervuras (Lee, 2002; Abidelah et al., 2012; Lee et al., 2015) destacam que o momento é maioritariamente transferido da viga para a coluna através de um mecanismo de treliça em vez da teoria clássica de vigas onde a nervura se comporta como uma escora inclinada, assim como é apresentado na Figura 1.2.

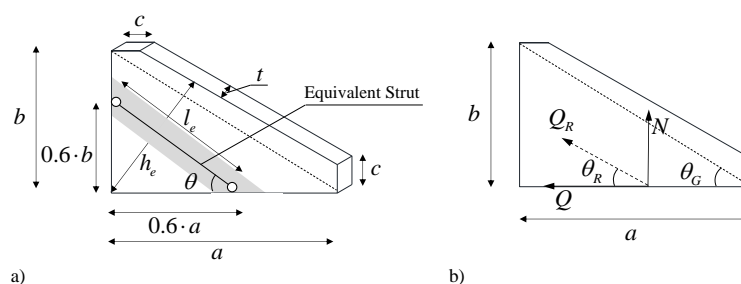


Figura 1.2 Geometria da nervura de reforço (a) e forças desenvolvidas no interface viga/coluna-nervura de acordo com Lee, 2002

No entanto, na norma atual, o uso de uma peça em T equivalente e os seus correspondentes comprimentos efetivos não são expressamente recomendados para as linhas de parafusos da chapa de extremidade reforçada com nervura em juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas. Isto implica que os projetistas têm duas escolhas alternativas: (i) assumir os comprimentos efetivos das linhas de parafusos do banzo da coluna próximo da reforço; (ii) assumir os comprimentos efetivos da linha de parafusos abaixo do banzo tracionado da viga. Obviamente, a segunda opção permite tirar vantagem da reforço em termos de resistência e rigidez, mas engenheiros desinformados podem escolher seguir a primeira opção que é considerada mais conservadora. Por outro lado, são especificados para estas linhas de parafusos padrões apropriados de linhas de rotura no Granden Book P398 (2013), que fornece regras abrangentes para ter devidamente em conta a presença de nervuras.

Um outro aspeto importante está relacionado com a posição do centro de compressão: para juntas com chapa de extremidade abrangidas pelas disposições da EN 1993-1-8, o centro de compressão está localizado no meio da espessura do banzo da viga. No entanto, resultados experimentais e numéricos em juntas aparafusadas com chapa de extremidade estendida reforçadas obtidos por Abidelah et al. (2012) mostraram que o centro de compressão é geralmente deslocado para baixo da posição assumida pelo EC3, e aproximadamente localizado no centro de gravidade da secção em “T” forma pela nervura e o banzo da viga. É evidente que a posição do centro de compressão varia com a exigência de rotação da junta devido à formação de modos plásticos com diferentes contribuições de cada componente da junta. No entanto, ensaios em juntas soldadas executados por Lee et al. (2005) mostraram que até um deslocamento entre pisos igual a 5%, o modelo da escora para a nervura é efetivo com centro de compressão desviado para 0.6 vezes a altura da nervura (ver Figura 1.2a; Figura 1.3).

D’Aniello et al. (2017) investigou aprofundadamente e discute criticamente os critérios de dimensionamento e os requisitos exigidos para juntas viga-coluna aparafusadas com chapa de extremidade estendida reforçadas atualmente codificadas na EN 1993, com base em estudos paramétricos baseados em análises de elementos finitos. Ademais, D’Aniello et al. (2017) desenvolveu um procedimento de dimensionamento com base no desempenho no âmbito do método das componentes, especialmente tendo em consideração a presença de nervuras e com capacidade de controlo da resposta da junta para diferentes níveis de desempenho.

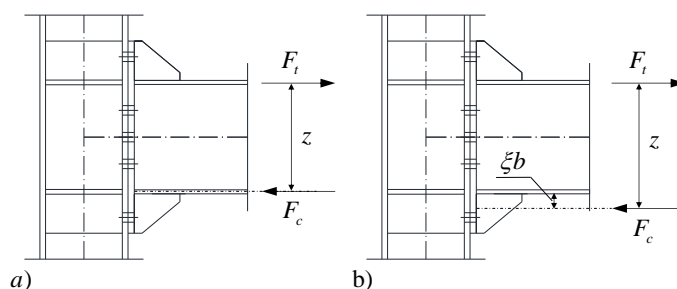


Figura 1.1 Centro de compressão do braço do binário : a) EC3:1-8 para ligações com chapa de extremidade; b) desvio da posição devido ao mecanismo escora na nervura.

1.3. Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas

As juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas são normalmente usadas na construção em aço para ligar vigas em aço I ou H a colunas em aço I ou H, especialmente nos casos onde têm de ser transferidos momentos de flexão significativos. Esta configuração permite uma fácil ereção com aparafusamento sendo que a soldadura da chapa de extremidade à viga é realizada em oficina.

Dependendo da configuração da junta e do comprimento da viga, estas juntas podem ser consideradas como rígidas ou semirrígidas. Por forma a aumentar a rigidez no caso em que a junta deve ser vista como “rígida”, é usual adicionar reforços transversais na alma da coluna. Estes elementos reduzem a flexibilidade global da junta através de um reforço eficiente das componentes “alma da coluna em compressão” e “alma da coluna em tração” da junta. Esta medida não garante completamente que as juntas serão rígidas; por isso terá de ser feita uma verificação específica que este requisito é imposto ou optar pelo uso dos chamados “critérios de classificação da rigidez”.

No que diz respeito à resistência, as juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas poderão ser usualmente consideradas como de “resistência parcial”, visto que o seu momento resistente é muitas vezes menor que o momento resistente dos elementos ligados (este poderá ser resultado da resistência parcial característica das ligações constituídas ou do painel da alma da coluna ao corte). Para se atingir uma situação de “resistência equivalente”, na qual a resistência plástica da junta é aproximadamente igual à resistência plástica da secção da viga, também deverá ser contemplada, mas através de um dimensionamento adequado. Finalmente, a sua ductilidade à flexão depende consideravelmente da pormenorização da junta que influencia o modo de rotura. Se a componente da junta que condiciona a rotura para dúctil e se a resistência das componentes frágeis ativas para significativamente superior, uma resposta dúctil da junta poderá ser contemplada; no caso oposto, não deverá ser estabelecida dependência entre a

capacidade da junta para uma redistribuição plástica ou, numa zona sísmica, para absorver energia.

Muitas investigações numéricas, experimentais e analíticas neste tipo de configuração de junta têm sido feitas nas últimas décadas e descreve-las constituía um trabalho demasiado longo. Destes estudos foram derivadas algumas recomendações de dimensionamento que, depois de discutidas a nível Europeu, foram progressivamente introduzidas nos Eurocódigos Estruturais, e mais especialmente para juntas metálicas na denominada Parte 1-8 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005). O leitor interessado encontrará numa publicação recente da *European Convention for Constructional Steelwork* (Jaspart e Weyne, 2016) informação detalhada acerca destas recomendações e sobre a forma de integrá-las na prática diária.

Este facto pode levar o utilizador a acreditar que todos os aspetos de dimensionamento para estas juntas estão completamente dominados e que nenhuma questão pendente requer mais investigação. Isto não reflete a realidade, especialmente no que respeita aos aspetos de ductilidade. Dentre as componentes presentes nas juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas:

- algumas exibem uma resposta bastante dúctil (painéis da alma da coluna ao corte, por exemplo),
- algumas são conhecidas por terem um comportamento particularmente frágil (parafusos à tração e/ou ao corte e soldaduras),
- algumas têm uma ductilidade tal que podem, de acordo com a situação de dimensionamento, variar de muito dúcteis até bastante frágeis (chapa de extremidade em flexão e parafusos em tração, banzo da coluna em flexão e parafusos em tração, ...)

Para a última categoria, o conhecimento existente permanece bastante limitado tal como prova o número reduzido de recomendações apresentadas no Eurocódigo 3 Parte 1-8.

Para o dimensionamento de juntas em zonas não sísmicas, esta falta de conhecimento não é tão problemática como para edifícios localizados em zonas sísmicas nas quais a absorção de energia tem de ser garantida nas juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas na medida em que estas são classificadas como de “resistência parcial”. Na Secção 4 do presente documento, o procedimento de dimensionamento proposto deverá ser cuidadosamente ajustado para superar esta dificuldade e garantir uma ductilidade suficiente às juntas pré-qualificadas não reforçadas com chapa de extremidade estendida. Este objetivo será atingido com base no conhecimento adquirido pelos parceiros do EQUALJOINTS+ ao longo das suas atividades e experiências de pesquisa realizadas e a realizar.

1.4. Juntas *dog-bone*

A necessidade de prevenir exigências excessivas de extensão nas soldaduras das ligações viga-coluna que originam roturas frágeis foi realçada depois dos sismos de 1994 em Northridge e de 1995 em Kobe. As duas principais estratégias que foram adotadas incluíram tanto o reforço da ligação ou o enfraquecimento da viga. Este último consiste no uso de *Dog-bone*, também referido como Viga de Secção Reduzida (VSR).

O conceito de enfraquecer propositadamente a secção da viga a uma certa distância da interface através do corte dos banzos foi inicialmente proposto por Plumier (1990), que introduziu a ligação metálica viga-coluna com corte trapezoidal (ou reto). No entanto, resultados experimentais anteriores a 1994 eram bastante limitados. Seguiram-se vários ensaios experimentais em ligações de pórticos resistentes com VSR (Chen, 1996; Engelhardt et al., 1996; Popov et al., 1996; Iwankiw e Carter, 1996; Tremblay et al, 1997; Zekioglu et al., 1997). Pesquisas adicionais focadas no raio de corte das ligações com VSR (Engelhardt et al., 2000; Gilton, Chi e Uang, 2000; Yu et al 2000) foram realizadas como parte do estudo SAC patrocinado pela FEMA (Kunnath e Malley, 2002; FEMA-350, 2000b). De entre as diferentes opções para o perfil com secção reduzida, o radio de corte das ligações com VSR tende a exibir um comportamento relativamente mais dúctil, atrasando a rotura final (Engelhardt et al., 1996-2000).

No entanto, deverá ser notado que os ensaios iniciais que levaram à pré-qualificação do raio de corte das ligações com VSR consideraram principalmente secções com banzos largos de baixa espessuras e colunas até W14. Outros estudos avaliaram os limites em termos de altura da coluna (Zhang e Ricles, 2006b; Zhang e Ricles, 2006), deu o benefício às colunas de grande secção no controlo dos deslocamentos relativos sísmicos. Foram também realizados ensaios com colunas de secções até W27, que têm uma altura média de 700mm (Uang et al, 2000; Chi e Uang, 2002). Estes estudos chamaram à atenção para a suscetibilidade de distorção das colunas de grande secção, que pode deteriorar o desempenho inelástico das ligações com VSR. Foi assim mostrado que os elementos de secção reduzida são mais suscetíveis ao fenómeno de encurvadura por flexão-torção, devido à redução da área dos seus banzos. Também as secções de colunas de grande secção tendem a apresentar uma reduzida resistência à torção, particularmente porque a torção pode ser introduzida na coluna pela força lateral excêntrica desenvolvida pela encurvadura por flexão-torção da viga. Por outro lado, apenas uma publicação

(Chen e Tu, 2004) parece ter abordado a aplicação de ligações com VSR para secções de viga *jumbo* pela aplicação de um perfil de secção variável.

Outras investigações experimentais e analíticas com foco na aplicação do conceito de VSR em colunas de grande secção (Zhang e Ricles, 2006) indicaram que a presença de um pavimento em laje mista pode reduzir significativamente o desenvolvimento de distorção na coluna, pois este funciona como travamento da viga reduzindo o deslocamento lateral do banzo inferior. A presença de pavimentos em laje mista tem sido investigada não apenas em relação à distorção da coluna. As investigações iniciais (Tremblay et al, 1997) indicaram que os pernos de cabeça não devem ser colocados dentro da região VSR, com vista a diminuir qualquer interferência com o mecanismo de rotura que pode reduzir a capacidade de rotação plástica; a soldadura dos pernos de cabeça pode também se tornar uma fonte de fraturas. Apesar de melhorar a estabilidade da viga face à encurvadura de flexão-torção, foi também possível perceber que a presença das lajes aumenta a resistência da ligação e a capacidade de rotação a flexão positiva (Jones et al 2002; Uang e Fan, 2001).

Com base em estudos experimentais e analíticos iniciais, as primeiras recomendações de dimensionamento para ligações com VSR foram estabelecidas pela FEMA-350 (2000b) no que respeita ao raio de corte das VSR para aplicação, tanto em pórticos simples especiais (PSE) como em pórticos simples comuns (PSC). Os dados para pré-qualificação incluíram várias limitações relativas à dimensão das secções, peso e espessura do banzo, sendo a W36x150 a maior secção de viga permitida. Adicionalmente, a maior secção da coluna permitida para PSE foi W14. Foi também incluído um procedimento de dimensionamento que tem sido também adotado nas versões mais recentes das normas AISC com algum refinamento. O conceito foi dimensionar as VSR com vista a obter uma redução no momento desenvolvido na face da coluna, comparado com a capacidade da viga de desenvolver o momento plástico total.

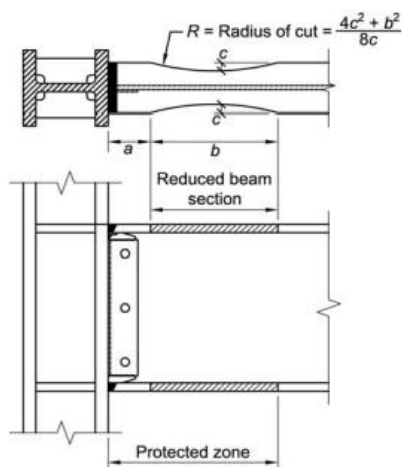


Figura 1.4 Configuração e dimensões das ligações com Viga de Secção Reduzida (ANSI/AISC 358, 2010a)

A pré-qualificação do raio de corte das ligações com VSR tem sido adotada mais recentemente ANSI/AISC 358 (2010a) com limitações na viga similares com as incluídas na FEMA-350 (2000b). As principais dimensões para o dimensionamento do raio de corte de uma ligação com VSR são retratadas na Figura 1.1. A maior secção de viga atualmente permitida é W36x300. Além disso, a secção admissível para a coluna foi aumentada para W36 sem qualquer limitação no que respeita à espessura do banzo da coluna ou ao peso da secção. Limitações adicionais relativas ao rácio entre a largura e a espessura e ao contraventamento lateral das vigas e colunas implicam conformidade com as regras sísmicas AISC (ANSI/AISC 341, 2010b). É importante notar que a contribuição das lajes mistas para o contraventamento é considerado nas normas recentes, enquanto que as ligações com VSR em PSE são limitadas a ligações soldadas à alma.

Na atualidade, as ligações VSR (ou *dog-bone*) não são especialmente cobertas pela Parte 1 do Eurocódigo 8 (EN1998-1:2005). No entanto, é referido na Parte 3 do Eurocódigo 8 (EN1998-3:2005) como esquema de reforço para melhorar a ductilidade das vigas. É de notar que as ligações com VSR devem ter uma capacidade de rotação de 40 *mrad* num estado limite próximo do colapso. O procedimento de dimensionamento proposto é essencialmente idêntico às diretrizes Norte Americanas, com algumas pequenas diferenças. Pachoumis et al. (2010) notou que existe pouca investigação no que respeita à aplicação de VSR em perfis Europeus assim como ensaios experimentais e trabalho analítico para avaliar a aplicabilidade destas recomendações na prática. Foi assim concluído que, as dimensões das VSR dadas na EN-1998-3:2005 poderão requerer alterações com vista à sua aplicação efetiva em secções Europeias. Assim sendo, a informação fornecida na EN 1998-3:2005 requer desenvolvimento adicional e adaptação com

o intuito de ser consistente com os procedimentos de dimensionamento apresentados na EN1998-1:2005.

Informações adicionais e recomendações acerca do comportamento e dimensionamento de ligações com VSR são fornecidas nas secções subsequentes deste relatório.

2. DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS JUNTAS TESTADAS

Quatro tipologias de juntas aparafusadas viga-coluna são investigadas no âmbito deste projeto, nomeadamente (a) Juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas, (b) Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas, (c) juntas aparafusadas com esquadro de reforço de viga e (d) juntas soldadas *dog-bone* (ver Figura 2.1) dimensionadas para atender a diferentes níveis de desempenho. As juntas aparafusadas são dimensionadas de acordo com o processo de dimensionamento especialmente desenvolvido no âmbito do projeto em conformidade com a EN 1993-1-8; O dimensionamento das ligações soldadas *dog-bone* foi efetuado conforme o código de dimensionamento Norte Americano para edifícios ASCE 7-10 (*Minimum Design Loads para Buildings e Other Structures*) e as normas específicas para edifícios em aço AISC 341-16 (*Seismic Provisions para Structural Steel Buildings*), AISC 358-16 (*Prequalified Ligações para Seismic Applications*) e AISC 360-16.

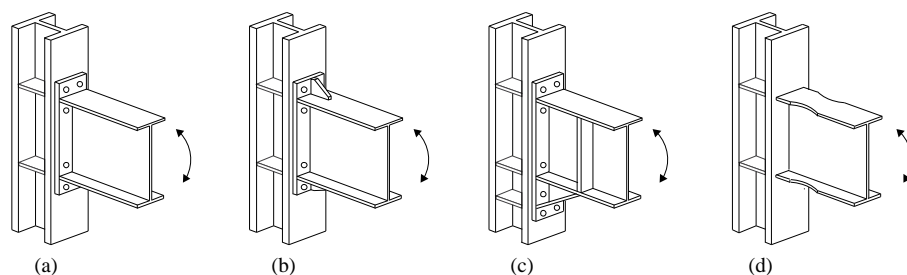


Figura 2.1 Juntas viga-coluna pré-qualificadas no âmbito do projeto EQUALJOINTS: a) Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas; b) Juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas; c) Juntas aparafusadas com esquadro de reforço de viga; d) Juntas soldadas *dog-bone*.

As juntas investigadas são propostas para serem usadas para os seguintes objetivos de desempenho:

- Juntas de resistência total: toda a exigência de plasticidade é concentrada na viga ligada, deixo a ligação e o painel da alma livre de dano;
- Juntas de resistência equivalente: a exigência de plasticidade é balanceada entre a junta e a viga ligada;

- Juntas de resistência parcial: toda a exigência de plasticidade é concentrada na junta.

Além disso, em função da resistência da ligação e do painel da alma da coluna para as juntas de resistência equivalente ou parcial, deverá ser introduzida a seguinte classificação adicional:

- Painel da alma forte: toda a exigência de plasticidade é concentrada na ligação (junta de resistência parcial) ou na ligação e na viga (junta de resistência equivalente);
- Painel da alma equilibrado: a exigência de plasticidade é balanceada entre a ligação e o painel da alma da coluna (junta de resistência parcial), na ligação, no painel da coluna e na viga (junta de resistência equivalente);
- Painel da alma fraco: toda a exigência de plasticidade é concentrada no painel da alma da coluna (junta de resistência parcial) ou no painel da alma e na viga (junta de resistência equivalente);

O programa experimental (sumarizado na Quadro 2.1) inclui 76 provetes viga-coluna com variação na tipologia das juntas, nos objetivos de desempenho, na configuração da junta (junta interna/externa) e o protocolo de carregamento (monotónico e dois tipos diferentes de protocolo de carregamento cíclico). Adicionalmente, o uso de *shot peening* será investigado com o intuito de verificar o seu potencial efeito benéfico para aumentar a ductilidade local nas soldaduras entre a viga e a chapa de extremidade estendida em ligações de resistência parcial, nas quais é expectável que se desenvolvam maiores exigências de deformação plástica.

Quadro 2.1 Programa experimental: parâmetros a variar

Parâmetro	Variação
Composição da viga-coluna	Viga pequena (1), viga média (2), viga grande (3) (ver Quadro 2.2) * <i>Dog-bone</i> dimensionado para perfis Norte Americanos do tipo W
Tipo de junta	Com esquadro de reforço de viga; – Reforçadas com chapa de extremidade estendida – Não reforçadas com chapa de extremidade estendida – <i>Dog-bone</i>
Configuração da junta	Interna/Externa
Objetivo de desempenho	Resistência Total – Resistência Equivalente – Resistência Parcial
Protocolo de Carregamento	Monotónico – Cíclico AISC – Cíclico proposto pela UE
<i>Shot peening</i>	Sim/Não

Quadro 2.2 Composição das vigas-coluna para juntas aparafusadas

	Altura da viga/coluna		
	1	2	3
Viga	IPE360	IPE450	IPE600
Coluna para juntas exteriores (T)	HEB280	HEB340	HEB500
Coluna para juntas interiores (X)	HEB340	HEB500	HEB650

Vão do pórtico	6 m	6 m	8 m
----------------	-----	-----	-----

De seguida, o programa experimental e cada parâmetro de variação são descritos em detalhe com referência a cada tipologia de junta.

2.1. Juntas com esquadro de reforço de viga

O programa experimental cobre três grupos de provetes:

- Grupo A: junta com viga num só lado, ligação de resistência total, esquadro de reforço raso (ângulo de 35°), painel da alma forte; dois dos provetes (TSO) são fabricados com uma viga forte;
- Grupo B: junta com viga num só lado, ligação de resistência total, esquadro de reforço profundo (ângulo de 45°), painel da alma forte;
- Grupo C: junta com viga nos dois lados, ligação de resistência total, esquadro de reforço raso (ângulo de 35°), painel da alma balanceado.

O Grupo A e o Grupo B servem para a qualificação de duas geometrias alternativas do esquadro de reforço (limite inferior e superior dos valores razoáveis para o ângulo do esquadro de reforço) para a gama considerada de tamanhos de viga. O Grupo C investiga juntas com painel balanceado na zona de reforço, que também conduz a uma classificação da junta como semirrígida (ligação e zona do painel). São usadas duas chapas suplementares na alma para as juntas do Grupo A do Grupo B, enquanto que para o Grupo C é apenas usada uma chapa suplementar na alma. Adicionalmente, o uso de colunas com altura superior aumenta a gama de dimensões de coluna pré-qualificadas. O conjunto dos parâmetros considerados no âmbito deste programa experimental são: protocolo de carregamento (monotónico e cíclico), tamanho do elemento, ligações com viga num só lado e viga nos dois lados, painel forte/painel balanceado, viga forte e geometria do esquadro de reforço. Na Quadro 2.3 apresenta-se um resumo dos parâmetros considerados no âmbito deste programa experimental assim como a identificação dos provetes. Tal como pode ser observado, o programa experimental engloba 24 testes em provetes de juntas, dos quais três testes são realizados sob carregamento monotónico: EH2-TS-35-M, EH2-TS-45-M, e EH2-XB-35-M, por forma a contribuir para a calibração dos modelos de elementos finitos. Todos os outros testes são realizados usando um carregamento cíclico. O protocolo de carregamento ANSI/AISC 341-16 foi adotado na maioria dos testes. Três dos testes cíclicos (um para cada tamanho de viga – séries CA) são realizados usando um protocolo de carregamento desenvolvido no âmbito do projeto EQUALJOINTS.

Quadro 2.3: Programa experimental nas juntas com esquadro de reforço de viga

Grupo	Configuração da junta	Geometria do esquadro	Protocolo de carregamento	Altura da viga/coluna		
				1	2	3
A	TS	35°	M	-	EH2-TS-35-M	-
			C1	EH1-TS-35-C1	EH2-TS-35-C1	EH3-TS-35-C1
			C2	EH1-TS-35-C2	EH2-TS-35-C2	EH3-TS-35-C2
			CA	EH1-TS-35-CA	EH2-TS-35-CA	EH3-TS-35-CA
	TSO	35°	C	EH1-TSO-35-C	-	EH3-TSO-35-C
B	TS	45°	M	-	EH2-TS-45-M	-
			C1	EH1-TS-45-C1	EH2-TS-45-C1	EH3-TS-45-C1
			C2	EH1-TS-45-C2	EH2-TS-45-C2	EH3-TS-45-C2
C	XB	35°	M	-	EH2-XB-35-M	-
			C1	EH1-XB-35-C1	EH2-TS-35-C1	-
			C2	EH1-XB-35-C2	EH2-TS-35-C2	-

Notas:

- Configuração da junta e zona do painel: junta exterior com painel da alma da coluna forte (TS), junta exterior com painel da alma da coluna forte/viga forte (TSO), junta interior com painel da alma da coluna balanceada (XB);
- Geometria do esquadro de reforço: ângulo do esquadro 35° (35°), ângulo do esquadro 45° (45°);
- Protocolo de carregamento: monotónico (M), cíclico (C1, C2) protocolo cíclico alternativo (CA);
- Para as alturas das vigas/colunas ver Quadro 2.2.

2.1.1. Descrição da configuração da junta

As ligações viga-coluna com chapa de extremidade estendida e esquadro de reforço destinam-se a gerar uma ligação rígida e de resistência total, com painel da alma da coluna forte ou balanceado. A configuração das juntas viga-coluna com chapa de extremidade estendida e esquadro de reforço é descrita na Figura 2.2.

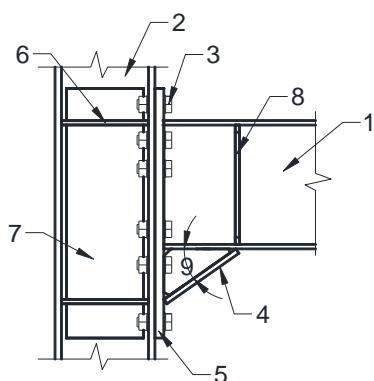
Nestas ligações usa-se uma chapa de extremidade estendida com parafusos de alta resistência e são reforçadas com um esquadro de reforço situado por baixo do banzo inferior da viga.

Reforços transversais na coluna e na viga são obrigatórios. Chapas de alma suplementares são opcionais e podem ser usadas para melhorar a rigidez e a resistência do painel da alma da coluna.

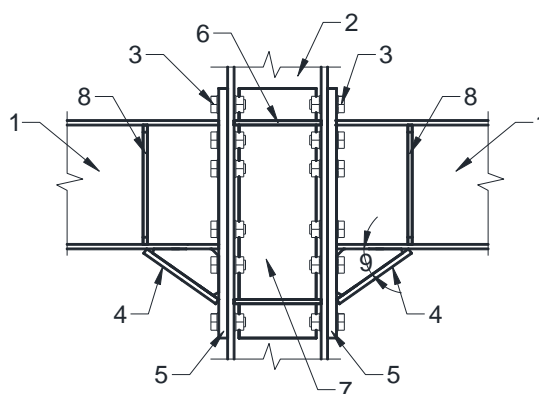
O ângulo do esquadro de reforço é medido entre o banzo inferior da viga e o banzo do esquadro de reforço e pode variar entre 30° e 45° .

Os tipos de soldaduras para os quais as juntas viga-coluna com esquadro de reforço são pré-qualificados são apresentados na Figura 2.3. Todas as soldaduras são dimensionadas para permitir a transferência de esforços correspondentes à resistência das partes soldadas. Isto é efetuado através do uso de soldaduras de ângulo (em ambos os lados da chapa) com uma espessura mínima do cordão de soldadura de 0.55 vezes a espessura da chapa. As soldaduras críticas (topo do banzo da viga, banzo do esquadro de reforço, chapa da alma suplementar ao banzo da coluna) são soldaduras em bordos arredondados com penetração total. As soldaduras de bordo arredondados no topo do banzo da viga e no banzo do esquadro de reforço são ainda reforçadas com soldaduras de ângulo.

Junta com viga num só lado



Junta com viga nos dois lados



- | | | | |
|------------|---------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| 1 - viga | 3 - parafusos | 5 - chapa de extremidade | 7 - chapa de alma suplementar |
| 2 - coluna | 4 - esquadro | 6 - reforço transversal da
coluna | 8 - reforço da viga |
| | | | 9 - ângulo do esquadro |

Figura 2.2 Descrição das juntas com chapa de extremidade estendida e com esquadro de reforço.

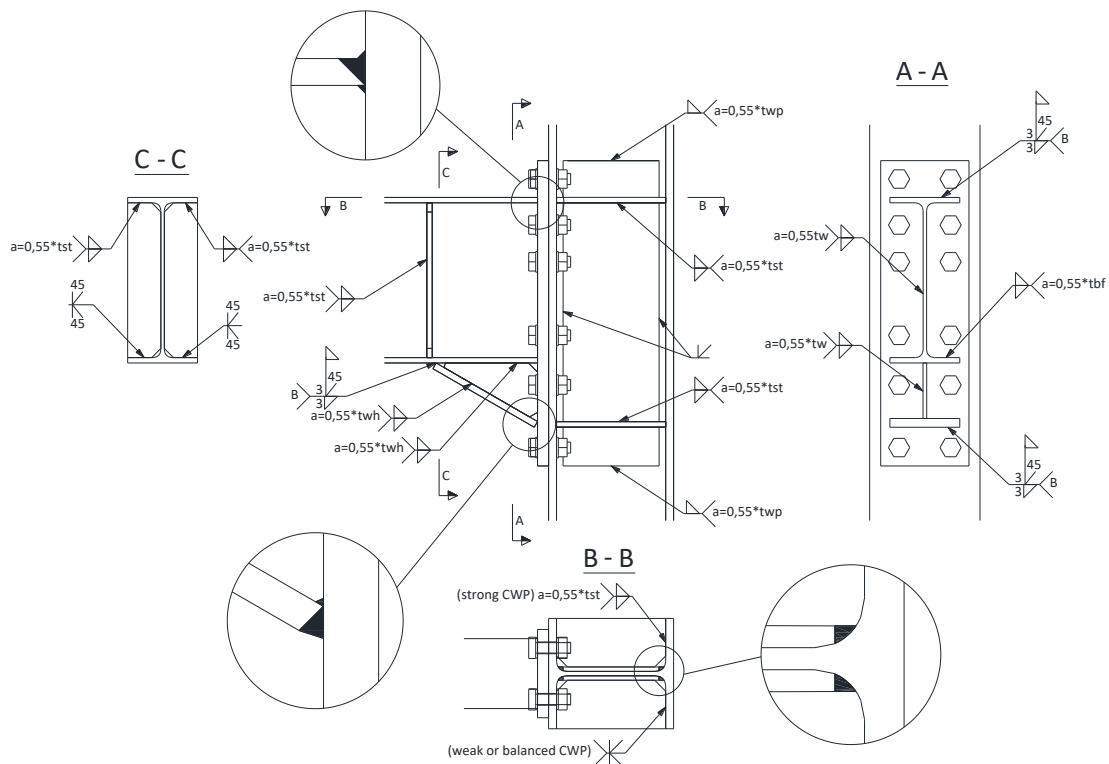


Figura 2.3 Detalhes de soldadura para as juntas com chapa de extremidade estendida e com esquadro de reforço.

2.1.2. Lista de sistemas de pré-qualificação das ligações

As ligações com chapa de extremidade estendida e com esquadro de reforço descritas neste documento são pré-qualificadas para os seguintes sistemas estruturais:

- Pórticos Simples (MRFs);
- Pórticos com contraventamentos em V centrados (i.e. MRF+ CBFs);
- Pórticos com contraventamentos excêntricos (i.e. MRF+ EBFs)

Adicionalmente, estas juntas devem ser usadas apenas em pórticos com eixo da viga perpendicular ao eixo da coluna e com configuração regular de vãos do sistema sísmo-resistente, nomeadamente vigas inclinadas.

2.1.3. Lista de valores limite para a pré-qualificação

Os valores limite para a pré-qualificação são listados na Quadro 2.4. Adicionalmente, as recomendações dadas na Quadro 2.5 podem ser usadas para uma escolha inicial da geometria da ligação e dos materiais.

Quadro 2.4 Valores limite para a pré-qualificação das juntas com esquadro de reforço

Elementos	Área de aplicação
Vigas	Vigas laminadas de banzo largo compreendidas entre IPE330 e IPE600. A secção transversal deve ser da classe 1 de acordo com EN 1993-1-1. Vigas de secção fabricada com secção transversal similar podem ser usadas, apresentando soldaduras em bordos arredondados com penetração total entre a alma e os banzos reforçadas com soldaduras de ângulo.
Altura	De 330 a 600 mm
Relação entre o vão livre e a altura (entre a posição assumida para as rótulas plásticas)	Mínimo 7
Espessura do banzo	Mínimo: 11 mm Máximo: 21 mm* (extrapolação de 10% em relação ao máximo testado)
Material	De S235 a S355
Coluna	Colunas laminadas de banzo largo compreendidas entre HEB260/HEM260 e HEB550/HEM550. A secção transversal deve ser da classe 1 de acordo com EN 1993-1-1. Vigas de secção fabricada com secção transversal similar podem ser usadas, apresentando soldaduras em bordos arredondados com penetração total entre a alma e os banzos reforçadas com soldaduras de ângulo.
Altura	De 260 a 550 mm
Espessura do banzo	Mínimo: 17.5 mm Máximo: 40 mm
Material	De S235 a S355
Altura da viga/coluna	0.60-2.00
Chapa de extremidade	20-40
Espessura	Mínimo: 20 mm Máximo: 40 mm
Largura	Mínimo: largura do banzo da viga + 30 mm Máximo: largura do banzo da coluna
Material	De S235 a S355
Reforços transversais da coluna e da viga	De acordo com os requisitos da EN 1993-1-8 e da EN 1998-1.
Material	De S235 a S355
Chapa de alma suplementares	De acordo com os requisitos da EN 1993-1-8 e da EN 1998-1. É permitido considerar toda a área das chapa de alma suplementares para o

	cálculo da resistência adicional ao corte do painel da alma da coluna.
Altura	Pelo menos igual à altura da chapa de extremidade.
Material	De S235 a S355
Parafusos	Elementos de ligação roscados de construção de alta resistência aptos a pré-esforço, de acordo com a EN 14399-3 (sistema HR) e com a EN 14399-4 (sistema HV). Os parafusos devem ser devidamente pré-esforçados de acordo com a EN 1090-2.
Dimensão	De M24 a M36
Classe	8.8 ou 10.9
Furos	De acordo com a EN 1993-1-8
Esquadro de reforço	
Ângulo	O ângulo do esquadro de reforço medido entre o banzo inferior da viga e o banzo do esquadro de reforço pode variar entre 30° e 45°.
Soldaduras	De acordo com a Figura 2.3.
Entre a chapa de extremidade e o banzo da viga e o banzo do esquadro de reforço	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total reforçadas com soldadura de ângulo
Entre as chapas de continuidade e os banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total
Entre as chapa de alma suplementares e os banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total
Outras soldaduras	Soldaduras de ângulo nos dois lados com uma espessura do cordão maior que 0.55 vezes a espessura das chapa ligadas.

Nota. Os ensaios de pré-qualificação foram realizados em vigas com secções entre IPE360 e IPE600. O limite inferior pode ser alargado até ao IPE330 visto que este representa menos de 10% de variação da altura da viga e foi demonstrado nos ensaios de requalificação que o uso de vigas com secções inferiores conduz a maior ductilidade.

Quadro 2.5. **Escolha inicial da geometria da ligação e seus materiais para juntas com esquadro de reforço**

Elementos da ligação	Dimensões da viga		
	Pequena (≈IPE360)	Média (≈ IPE450)	Alta (≈ IPE600)
Classe do parafuso	10.9		
Dimensão do parafuso	M27	M30	M36
Número de linhas de parafusos	6	6	8

Chapa de extremidade	<p><i>Espessura:</i> $t_{ep}=d_b$.</p> <p><i>Dimensões:</i> A largura deve ser superior à largura do banzo da viga (pelo menos 30mm para acomodação da soldadura) e inferior ao banzo da coluna. A parte saliente deve ser suficiente para posicionar uma linha de parafusos respeitando as regras dadas na EN 1993-1-8 (3.5).</p>
Esquadro de reforço	<p>Largura do banzo do esquadro de reforço igual à largura do banzo da viga.</p> <p>Espessura do banzo do esquadro de reforço deve ser superior que γ_{ov} vezes a espessura do banzo da viga.</p> <p>Espessura da alma do esquadro de reforço deve ser igual ou superior à espessura da alma da viga.</p> <p>Altura do esquadro de reforço:</p> <p>$h_h = 0.4 * h_b$ para esquadro de reforço com ângulo entre $30^\circ \leq \alpha < 40^\circ$;</p> <p>$h_h = 0.5 * h_b$ para esquadro de reforço com ângulo entre $40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$.</p>
Chapas de alma suplementares	<p>A espessura e as dimensões das chapas de alma suplementares devem respeitar as regras dadas na EN 1993-1-8 (6.2.6.1), caso contrário, devem ser usadas soldaduras de bujão para garantir a resistência necessária das chapa suplementares.</p>
Reforços transversais	Quadro 2.4
Detalhes de soldadura	
Nota: t_{ep} é a espessura da chapa de extremidade e d_b é o diâmetro nominal do parafuso.	

2.2. Junta viga-coluna com chapa de extremidade estendida reforçada

As ligações com chapa de extremidade reforçadas (ver Quadro 2.6) cobrem três grupos de provetes do seguinte modo:

1. Junta exterior (TS), ligação reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência total com painel da alma forte;
2. Junta exterior (TS), ligação reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência equivalente com painel da alma forte;
3. Junta interior (XB), ligação reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência equivalente com painel da alma balanceado;

Todos os provetes são fabricados em aço da classe S355. Os Grupos 1 e 2 servem para qualificar as juntas de acordo com dois critérios de desempenho alternativos aplicados às ligações reforçadas com chapa de extremidade estendida (resistência total e resistência equivalente) para a gama de dimensões de viga considerada; o painel da alma da coluna é dimensionado para ter uma resistência superior no que respeita à zona da ligação em ambos os casos. Adicionalmente, o uso de *shot peening* (Esp) será investigado no Grupo 2. No Grupo 3 investigam-se juntas

internas com painel da alma da coluna balanceados (XB). Existem 6 ensaios cíclicos (2 por cada dimensão de viga) em cada grupo. No primeiro grupo existem mais dois ensaios monotónicos com vista a avaliar claramente a influência da rácio viga-coluna. Além disso, existe um ensaio cíclico executado com o protocolo de carregamento alternativo. Adicionalmente, no Grupo 2 (ligações de resistência equivalente com configuração TS) existem três ensaios cíclicos (um para cada dimensão de viga) de provetes com *shot peening* aplicado nas soldaduras. As ligações do Grupo 2 são suscetíveis de gerar maiores exigências nas soldaduras, daí o *shot peening* poder ter um efeito benéfico.

Quadro 2.6. **Parâmetros e designações dos provetes das ligações viga-coluna reforçadas com chapa de topo.**

Grupo	Tipo de Ligação	Configuração da Junta	Resistência da Ligação	Protocolo de Carregamento	Altura da Viga/Coluna		
					1	2	3
1	ES	TS	F	M	ES1-TS-F-M	ES2-TS-F-CA	ES3-TS-F-M
	ES	TS	F	C1	ES1-TS-F-C1	ES2-TS-F-C1	ES3-TS-F-C1
	ES	TS	F	C2	ES1-TS-F-C2	ES2-TS-F-C2	ES3-TS-F-C2
2	ES	TS	E	C1	ES1-TS-E-C1	ES2-TS-E-C1	ES3-TS-E-C1
	ES	TS	E	C2	ES1-TS-E-C2	ES2-TS-E-C2	ES3-TS-E-C2
	ES	TS	Esp	C	ES1-TS-Esp-C	ES2-TS-Esp-C	ES3-TS-Esp-C
3	ES	XB	E	C1	ES1-XB-E-C1	ES2-XB-E-C1	ES3-XB-E-C1*
	ES	XB	E	C2	ES1-XB-E-C2	ES2-XB-E-C2	ES3-XB-E-C2*

Notas:

- Tipo de ligação: ligação viga-coluna com chapa de topo reforçada (ES);
- Configuração da junta: junta exterior e painel da alma forte (TS), junta interior e painel da alma balanceado (XB);
- Resistência da ligação: resistência total (F), resistência equivalente (E), resistência equivalente com *shot peening* (Esp);
- Altura da viga/coluna (ver Quadro 2.2)
- *ocorreram problemas devida a rotura prematura e inesperada nas soldaduras

2.2.1. *Descrição da configuração da junta*

A configuração da junta é descrita na Figura 2.4. Dependendo da altura da viga e dos critérios de dimensionamento, foram adotados 4 ou 6 parafusos. O uso de chapa adicionais é uma opção que pode ser necessária para o reforço da alma da

coluna, enquanto que o uso de chapa de continuidade (reforços transversais na coluna) é recomendado em todos os casos.

Os tipos de soldadura descritos de acordo com os critérios de dimensionamento são listados na Quadro 2.7 e retratados na Figura 2.5.

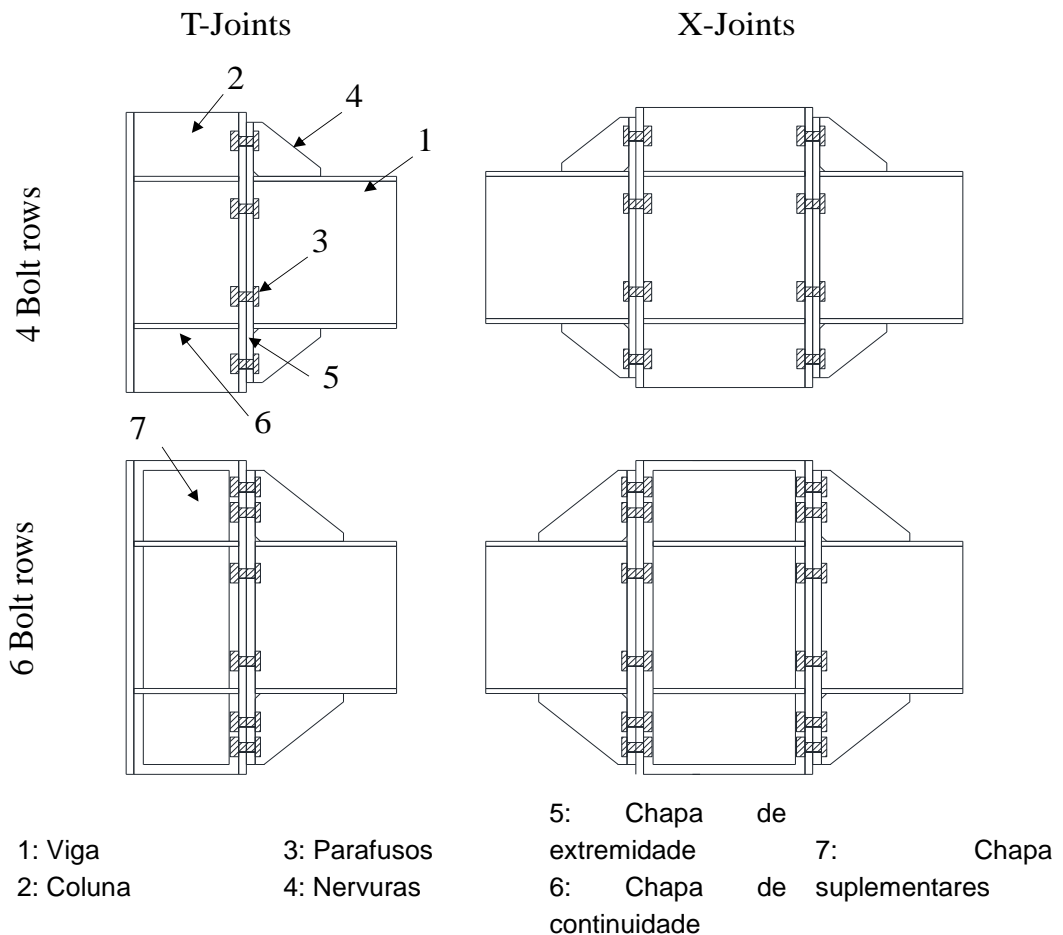


Figura 2.1 Descrição das juntas reforçadas com chapa de extremidade estendida

Quadro 2.1 Tipos de soldadura de acordo com os critérios de dimensionamento

Elementos soldados	Resistência da junta		
	Total	Equivalente	Parcial
Banzo da viga e Chapa de extremidade (bf-ep)	FPW	FPW	FPW
Alma da viga e Chapa de extremidade (bw-ep)	FPW	FPW	FW
Chapa de continuidade e Coluna (cp-c)	FW	FW	FPW
Nervura e Chapa de extremidade (r-ep)	FPW	FPW	FPW
Nervura e Banzo da viga (r-bf)	FPW	FPW	FPW
Chapa da alma adic. e Coluna (Swp-c)	FPW+PW	FPW+PW	FPW+PW
Significado dos acrónimos:			
Fillet Weld (FW), Plug Weld (PW), Full Penetration Weld (FPW)			

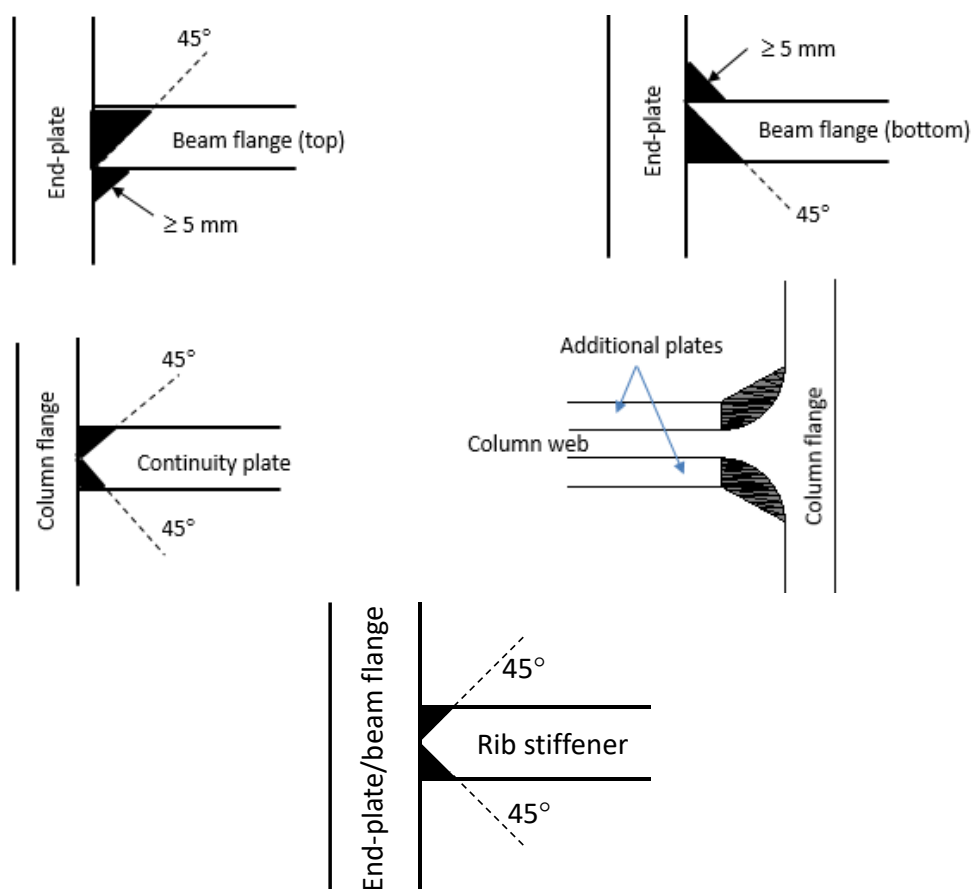


Figura 2.2 Detalhes das juntas com soldaduras em bordos arredondados com penetração total

2.2.2. Lista de sistemas de pré-qualificação das ligações

As juntas aparafusadas com chapa de extremidade estendida reforçadas pré-qualificadas neste documento podem ser usadas nos seguintes sistemas estruturais:

- Pórticos Simples (MRFs);
- Pórticos com contraventamentos em V centrados (i.e. MRF+ CBFs);
- Pórticos com contraventamentos excêntricos (i.e. MRF+ EBFs)

Adicionalmente, estas juntas devem ser usadas apenas em pórticos com eixo da viga perpendicular ao eixo da coluna e com configuração regular de vãos do sistema sismo-resistente, nomeadamente vigas inclinadas.

2.2.3. Lista de valores limite para a pré-qualificação

Os valores limite são listados na Quadro 2.8.

Quadro 2.2 Valores limite para a pré-qualificação

Elementos	Área de aplicação
-----------	-------------------

Viga	
Altura	Máximo=600mm
Rácio vão-altura	Máximo=23, Mínimo=10
Espessura do banzo	Máximo=19mm
Material	De S235 a S355
Coluna	
Altura	Máximo=550mm
Espessura do banzo	Máximo=29mm
Material	De S235 to S355
Altura da viga/coluna	0.65-2.15
Chapa de extremidade	18-30mm
Espessura	Quadro 2.3
Material	De S235 to S355
Chapa de continuidade	
Espessura	ver Quadro 2.3
Material	De S235 to S355
Chapa adicionais	
Espessura	ver Quadro 2.3
Material	De S235 to S355
Parafusos	
Tamanho	ver Quadro 2.3
Classe	HV10.9
Número de linhas de parafusos	ver Quadro 2.3
Anilha	De acordo com a EN 14399-4
Furos	De acordo com a EN1993:1-8
Soldaduras	
Chapa de extremidade e banzos da viga	Soldaduras reforçadas em bordos arredondados com penetração total (Figura 2.2)
Chapa de continuidade e banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total (Figura 2.2)
Chapa adicionais e banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total (Figura 2.2)
Outras soldaduras	Soldaduras de ângulo: espessura do cordão maior que 0.55 vezes a espessura das chapa ligadas.

As recomendações dadas na Quadro 2.8 podem ser usadas para uma escolha inicial das geometrias e dos materiais da ligação.

Quadro 2.3. Escolha inicial das geometrias e dos materiais da ligação

Elementos da ligação	Dimensões da viga		
	Pequena (\approx IPE360)	Média (\approx IPE450)	Alta (\approx IPE600)
Classe do parafuso	HV 10.9		
Tamanho do parafuso	M27	M30	M36

Número de linhas de parafusos	4/6	4/6	6
Chapa de extremidade	<p><i>Espessura:</i> $t_{ep}=(2/3\div 5/6) d_b$ para ligações de resistência total poderá ser ligeiramente superior que os banzos da coluna; $t_{ep}=(2/3\div 5/6)d_b$ para juntas equivalentes; mas deverá ser menor que a espessura dos banzos da coluna.</p> <p><i>Dimensões:</i> A largura deve ser menor ou igual ao banzo da coluna. A parte saliente deve ser suficiente para posicionar uma ou duas linhas de parafusos respeitando as regras dadas em EC3-1-8 (3.5).</p>		
Chapas adicionais	A espessura e as dimensões das chapas adicionais devem respeitar as regras dadas em EC3-1.8 (6.2.6.1), caso contrário, devem ser usadas soldaduras de bujão para garantir a resistência necessária das chapa suplementares.		
Chapa de continuidade	Semelhante à espessura do banzo da viga		
Detalhes de soldadura	Ver Quadro 2.7		
Nota: t_{ep} é a espessura da chapa de extremidade e d_b é o diâmetro nominal do parafuso.			

2.3. Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas

As ligações não reforçadas com chapa de extremidade (ver Quadro 2.10) são cobertas por três grupos de provetes:

1. Junta exterior (TB), ligação não reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência equivalente com painel da alma balanceado;
2. Junta exterior (TB), ligação não reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência parcial (0.6) com painel da alma balanceado;
3. Junta interior (XW), ligação não reforçada com chapa de extremidade, ligação de resistência parcial (0.8) com painel da alma fraco;

Todas as juntas são produzidas com elementos em aço S355. Os Grupos 1 e 2 servem para a qualificação das juntas de acordo com dois critérios de desempenho alternativos aplicados a ligações não reforçadas com chapa de extremidade estendida (resistência equivalente e resistência parcial 0.6) para a gama considerada de tamanhos de viga; o painel da alma da coluna é dimensionado para ser balanceado em comparação com a zona da ligação em ambos os casos. Adicionalmente, o uso de *shot peening* (Psp) é investigado no Grupo 2. O Grupo 3 investiga juntas internas (XW) com painel da alma da coluna fraco.

Existem pelo menos 6 ensaios cíclicos (2 por tamanho de viga) em cada grupo, tal como é indicado na Quadro 2.10. No primeiro grupo também existem 2 ensaios monotónicos com cujo objetivo é avaliar claramente a influência do carregamento cíclico na resposta das juntas. Existe também um ensaio cíclico executado com o protocolo de carregamento alternativo. Adicionalmente, no Grupo 2 existem três

ensaios cíclicos adicionais (um por cada tamanho de viga) de provetes com *shot peening*.

Quadro 2.4 **Parâmetros e designações dos provetes das ligações viga-coluna não reforçadas com chapa de extremidade.**

Grupo	Tipo de ligação	Configuração da junta	Resistência da ligação	Protocolo de carregamento	Altura da viga/coluna		
					1	2	3
1	E	TB	E	M	E1-TB-E-M	E2-TB-E-M	E3-TB-E-CA
	E	TB	E	C1	E1-TB-E-C1	E2-TB-E-C1	E3-TB-E-C1
	E	TB	E	C2	E1-TB-E-C2	E2-TB-E-C2	E3-TB-E-C2
2	E	TB	P _(0.6)	C1	E1-TB-P-C1	E2-TB-P-C1	E3-TB-P-C1
	E	TB	P _(0.6)	C2	E1-TB-P-C2	E2-TB-P-C2	E3-TB-P-C2
	E	TB	P _{sp(0.6)}	C	E1-TB-Psp-C	E2-TB-Psp-C	E3-TB-Psp-C
3	E	XW	P _(0.8)	C1	E1-XW-P-C1	E2-XW-P-C1*	E3-XW-P-C1
	E	XW	P _(0.8)	C2	E1-XW-P-C2	E2-XW-P-C2	E3-XW-P-C2

Notas:

- Tipo de ligação: ligação viga-coluna não reforçada com chapa de extremidade (E);
- Configuração da junta: junta exterior e painel da alma balanceado (TB), junta interior e painel da alma fraco (XW);
- Resistência da ligação: resistência equivalente (E), resistência parcial 0.6 (P_(0.6)), resistência parcial 0.6 com *shot peening* (P_{sp(0.6)}), resistência parcial 0.8 (P_(0.8));
- Protocolo de carregamento: monotónico (M), cíclico (C1, C2), protocolo cíclico alternativo (CA);
- Altura da viga/coluna (ver Quadro 2.2)
- *Devido à existência de problemas na configuração deste ensaio, os seus resultados não serão aqui discutidos

2.3.1. Descrição da configuração da junta

A configuração da junta testada é descrita na Figura 2.6. Dependendo da altura da viga, podem ser adotadas 4 ou 6 linhas de parafusos. O uso de chapa adicionais é uma opção para que é necessário reforçar a alma da coluna, enquanto que o uso de chapa de continuidade (reforços transversais na coluna) é recomendado em todos os casos. As soldaduras a usar entre os diferentes componentes da junta são apresentadas na Figura 2.7.

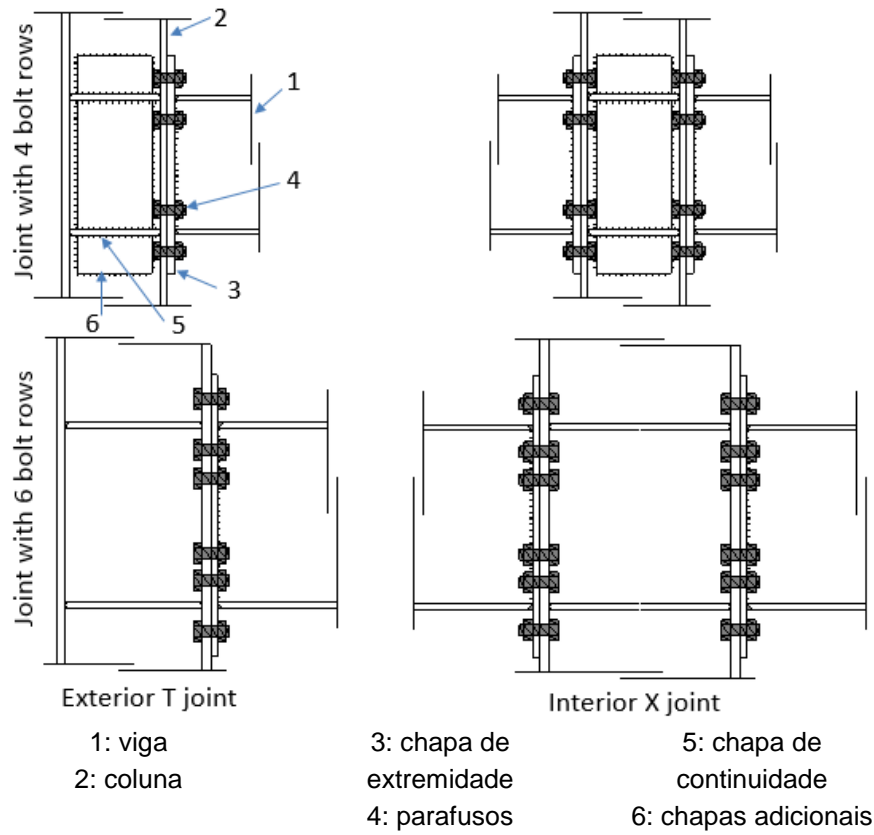


Figura 2.3: Descrição das juntas não reforçadas com chapa de extremidade estendida

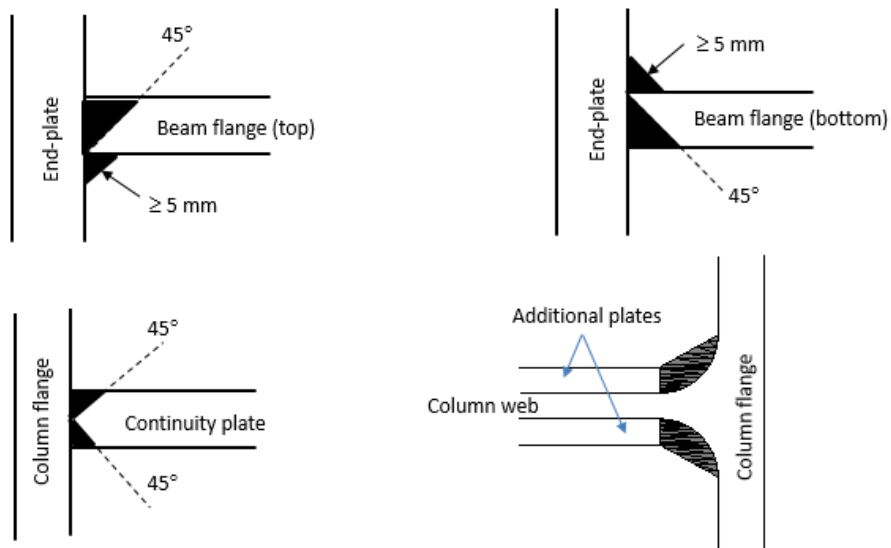


Figura 2.4: Detalhes das soldaduras em bordos arredondados com penetração total

2.3.2. Lista de valores limite para a pré-qualificação

Os valores limite são listados na Quadro 2.11.

Quadro 2.5: Valores limite para a pré-qualificação

Elementos	Parâmetros	Área de aplicação
Viga		
	Altura	Máximo = 600mm
	Rácio vão-altura	Máximo = 23, Mínimo = 10
	Espessura do banzo	Máximo = 19mm
	Material	De S235 to S355
Coluna		
	Altura	Máximo = 550mm
	Espessura do banzo	Máximo = 31mm
	Material	De S235 a S355
Altura da viga/coluna		0.65-2.15
Chapa de extremidade		
	Espessura	18-25mm
	Material	De S235 a S355
Chapa de continuidade		
	Espessura	Ver Quadro 2.6
	Material	De S235 a S355
Chapas adicionais		
	Espessura	Ver Quadro 2.6
	Material	De S235 a S355
Parafusos		
	Tamanho	Ver Quadro 2.6
	Classe	HV10.9
	Número de linhas de parafusos	Ver Quadro 2.6
	Anilha	De acordo com a EN 14399-4
	Furos	De acordo com a EN1993:1-8
Soldaduras		
	Chapa de extremidade e banzos da viga	Soldaduras reforçadas em bordos arredondados com penetração total (ver Figura 2.4)
	Chapa de continuidade e banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total (ver Figura 2.4)
	Chapa adicionais e banzos da coluna	Soldaduras em bordos arredondados com penetração total (ver Figura 2.7)
	Outras soldaduras	Soldaduras de ângulo: espessura do cordão maior que 0.55 vezes a espessura das chapa ligadas.

As recomendações dadas na Quadro 2.12 podem ser usadas para uma escolha inicial das geometrias e dos materiais da ligação.

Quadro 2.6: Escolha inicial da geometria e dos materiais da junta

Elementos da ligação	da	Dimensões da viga		
		Pequena (\approx IPE360)	Média (\approx IPE450)	Alta (\approx IPE600)
Classe do Parafuso	do	HV 10.9		
Dimensão do parafuso	do	M27	M30	M36
Número de linhas de parafusos	de	4	4	6
Chapa de extremidade	de	<p><i>Espessura:</i> $t_p=(1/2\div 2/3)d$ para juntas de resistência parcial; $t_p=(2/3\div 5/6)d$ para juntas de resistência equivalente; mas deverá ser inferior à espessura dos banzos da coluna.</p> <p><i>Dimensões:</i> A largura deve ser igual à largura do banzo da coluna. A parte saliente deve ser suficiente para posicionar uma linha de parafusos respeitando as regras dadas em EC3-1-8 (3.5).</p>		
Chapas adicionais		Com colunas HEB e vigas IPE, as chapas adicionais são apenas consideradas que é necessário ter painel da alma forte. A espessura e as dimensões das chapa adicionais devem respeitadas as regras dadas em EC3-1.8 (6.2.6.1).		
Chapa de continuidade	de	Ver Quadro 2.5		
Detalhes de soldadura	de			

Nota: t_p é a espessura da chapa de extremidade e d é o diâmetro nominal do parafuso.

2.4. Ligações *dog-bone*

O programa experimental das juntas *dog-bone* consiste em dois ensaios, tal como sumarizado na Quadro 2.13.

Quadro 2.13 Parâmetros e designações dos provetes para as ligações *dog-bone*

Provete	Viga	Coluna	Chapa dupla (in)	Corte da VSR		
				A (mm)	B (mm)	C (mm)
SP2	W44×230	W14×342	Nenhuma	200.7	708.4	68.3
SP4	W44×408	W40×503	Nenhuma	304.8	950.0	85.3

Todas as vigas foram produzidas em aço da classe 50 (US) e todas as colunas em aço da classe 65 (US), por forma a garantir que a formação da rótula plástica ocorre na viga.

A geometria destes dois conjuntos viga-coluna é representativa da prática Americana em edifícios com vários pisos. De facto, a dimensão dos elementos é extraída de um edifício de referência de escritórios com 15 eares, dimensionado para elevadas acelerações sísmicas em São Francisco. Estruturalmente, o edifício é composto por Pórticos Simples Especiais (SMF em inglês) com ligações com VSR usadas exclusivamente para o sistema resistente à ação sísmica. Os pórticos estão localizados no perímetro do edifício e são compostos tipicamente por três vãos, exceto nos pisos mais baixos. Nestes pórticos, os elementos são dimensionados para controlar os deslocamentos relativos até limites aceitáveis. Para os níveis mais baixos são necessários elementos de elevadas dimensões, muitos dos quais excedem os limites existentes de pré-qualificação das ligações com VSR.

3. Configuração experimental, instrumentação e medição

3.1. Configuração experimental

As configurações experimentais têm sido definidas individualmente pelos parceiros envolvidos na atividade experimental (i.e., UNINA, UPT, ULiege, AM) compatibilizando com as instalações de cada laboratório e por forma a assegurar que o procedimento de aplicação da carga e da leitura dos dados seja consistente com todos os provetes testados. Em detalhe, devido às necessidades específicas de cada laboratório, as juntas com esquadro de reforço de viga são testadas na vertical e a força é aplicada na extremidade da coluna (ver Figura 3.1a), enquanto que as outras são testadas na horizontal com a força aplicada na extremidade da(s) viga(s) (ver Figura 3.1b).

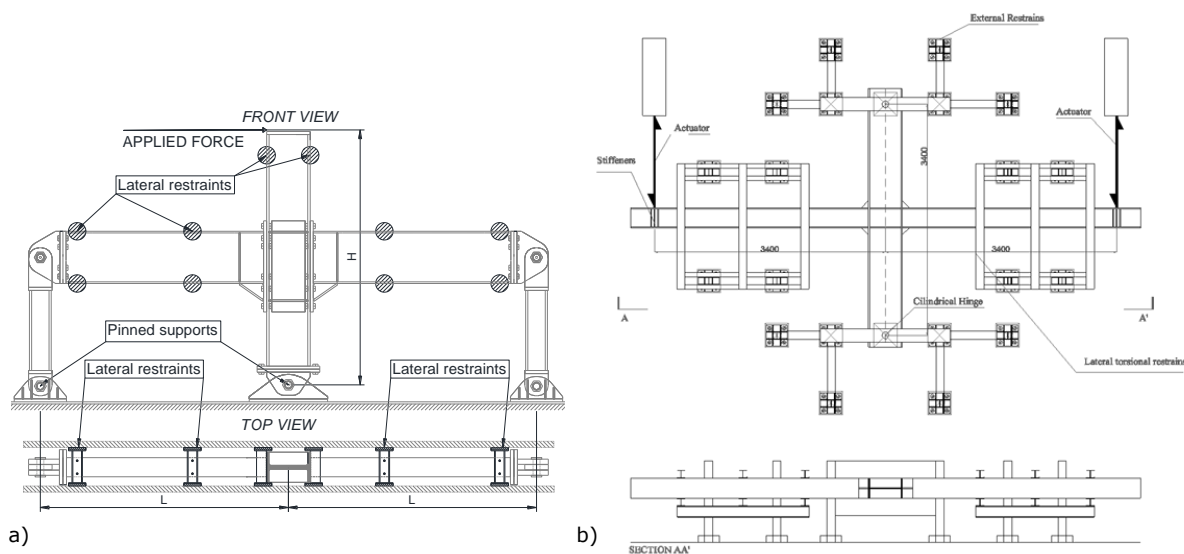


Figura 3.1 Configuração dos ensaios (a) junta testada na vertical (b) junta testada na horizontal

No que diz respeito à instrumentação e medição dos ensaios, foram usados transdutores de deslocamento para o registo das deformações dos provetes ao longo dos ensaios. Na Figura 3.2 é apresentado um esquema representativo da localização dos transdutores para os provetes testados em Nápoles.

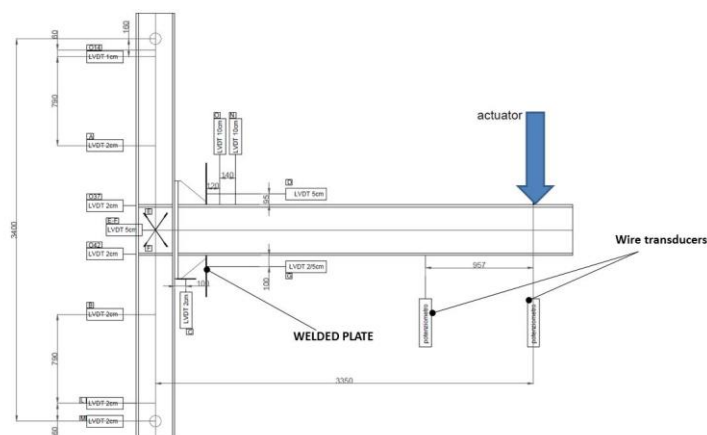


Figura 3.2 Medição e Instrumentação usada pela Universidade de Nápoles

Com esta distribuição de transdutores de deslocamento, as deformações chave que são necessárias para caracterizar o comportamento da junta podem ser determinadas em detalhe:

Os transdutores 1 e 2 estão localizados nas rótulas cilíndricas por forma a medir a rotação de corpo rígido da coluna;

Os transdutores 3 e 4 estão localizados ao longo do comprimento da coluna por forma a avaliar o deslocamento devido à rotação elástica da coluna;

A rotação na zona do painel é dada pelos transdutores 5-6 fixados diagonalmente no painel ao nível das chapas de continuidade;

O transdutor 7 está localizado na extremidade superior da chapa de extremidade por forma a avaliar um eventual deslocamento da chapa de extremidade;

A rotação da junta é medida através dos transdutores 8-9 fixos na extremidade das nervuras;

Os transdutores 10-11 estão localizados na zona da viga onde é expectável que se forme a rótula plástica por forma a avaliar a eventual rotação plástica da viga;

Por forma a medir os deslocamentos da viga, dois transdutores foram colocados nas extremidades da viga como mostra a Figura 3.2.

3.2. Protocolo de carregamento

Parâmetros de controlo do ensaio:

Os parâmetros usados para o controlo dos ensaios nas juntas viga-coluna são o desvio relativo entre pisos θ do conjunto testado e o momento fletor M no eixo da coluna. Deve ser notado que, os parâmetros de controlo dos ensaios θ e M são usados principalmente para a aplicação do carregamento, relacionados diretamente com o deslocamento lateral na extremidade da coluna/viga δ e a força atuante F , que são normalmente usados para controlo de ensaios. Parâmetros e medições adicionais são usados com o intuito de caracterizar o comportamento do provete. Para as configurações de ensaio em que o atuador é aplicado na extremidade da coluna (nomeadamente para a configuração de ensaio das juntas com esquadro de reforço da viga), estes parâmetros são definidos pelas expressões seguinte (ver Figura 3.3a):

$$\theta = \delta_{\text{viga}} / L_{\text{viga}}$$

Eq. (3.1)

$$M = F_{\text{viga}} \cdot L_{\text{viga}}$$

Eq. (3.2)

$$\delta_{\text{viga}} = \delta \cdot L_{\text{viga}} / L_{\text{coluna}}$$

Eq. (3.3)

$$F_{\text{viga}} = F \cdot L_{\text{coluna}} / L_{\text{viga}}$$

Eq. (3.4)

onde:

θ é o deslocamento relativo entre pisos do conjunto testado;

M é o momento fletor no eixo da coluna;

δ é a deformação da junta viga-coluna definido como o deslocamento lateral na extremidade da coluna, “limpa” de qualquer deslocamento dos apoios;

L_{viga} é o comprimento da viga até ao eixo da coluna;

L_{coluna} é o comprimento da coluna;

F é a força aplicada na extremidade da coluna;

δ_{viga} é a deformação na extremidade da coluna;

F_{viga} é a reação na extremidade da viga;

O carregamento é aplicado em controlo de deslocamento. Se necessário, na fase elástica, o carregamento poderá ser aplicado em controlo de força.

Para as configurações de ensaio em que o atuador é aplicado na extremidade da(s) viga(s), os parâmetros usados para controlo dos ensaios são a rotação da junta θ e o momento fletor M , definidos da seguinte forma (ver Figura 3.3b):

$$\theta = \delta / L_{\text{viga}}$$

Eq. (3.5)

$$M = F \cdot L_{\text{viga}}$$

Eq. (3.6)

Onde:

θ é a rotação da junta;

M é o momento fletor no eixo da coluna;

δ é a deformação da junta viga-coluna, definida pelo deslocamento lateral na extremidade da viga; eventuais fontes de deformabilidade devido a deslocamento dos apoios são devidamente deduzidas;

L_{viga} é o comprimento da viga até ao eixo da coluna;

F é a força aplicada na extremidade da viga.

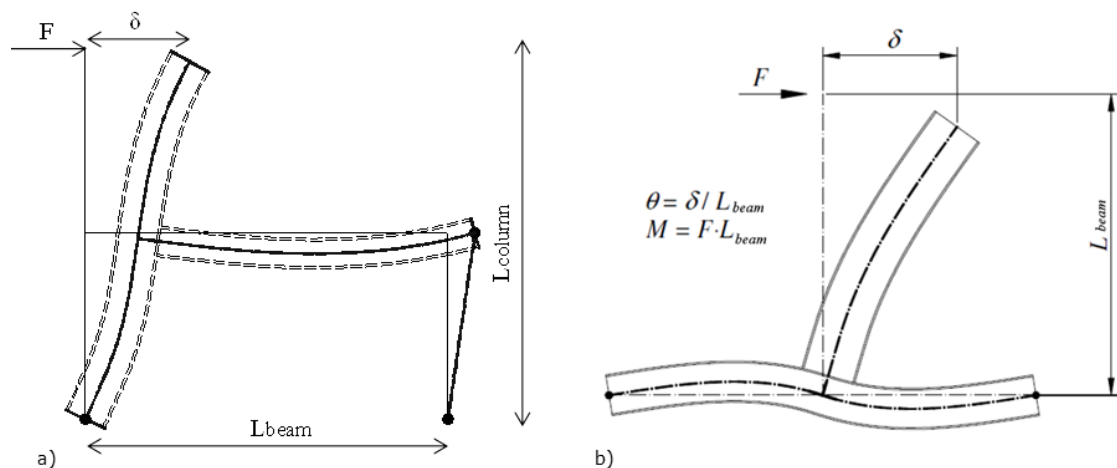


Figura 3.3 Definição dos parâmetros da juntas viga-coluna ensaiadas, aplicando a carga: (a) na extremidade da coluna; (b) na extremidade da viga

3.2.1. Taxa de aplicação da carga

É usado um carregamento quase estático nos ensaios. A taxa de carregamento é pequena o suficiente para que os efeitos da taxa de deformação não afetem os resultados. Deve ser notado que, aparentemente, a taxa de aplicação da carga a usar nos ensaios das juntas viga-coluna não é devidamente abordada nos códigos atuais.

A norma EN ISO 6892-1 (2009) providencia os seguintes valores para ensaios de tração:

em regime elástico: 6-6.60 MPa/s (se para usado controlo de tensões);

no patamar de cedência: $\dot{\epsilon} = 0.00025 - 0.0025s^{-1}$ (se para usado controlo de deformação).

3.2.2. Pré-carregamento

É aplicado um pequeno número de ciclos no conjunto testado antes do ensaio com o intuito de estabilizar o sistema e verificar a operacionalidade do equipamento. É recomendado o uso de dois ou três ciclos alternados com uma força máxima de até 25% da força de cedência esperada.

3.2.3. Carregamento monotónico

O carregamento monotónico é aplicado através de um aumento progressivo do deslocamento na extremidade da coluna. Por forma a estimar a rigidez inicial, são aplicados vários ciclos de descarregamento-carregamento, até mesmo que o provete atinge o regime plástico. É recomendado que o descarregamento corresponda a um deslocamento relativo entre pisos da provete de $\theta = 0.02$ rad e 0.03 rad.

A fase de carregamento poderá ser interrompida várias vezes durante o ensaio, mantendo o deslocamento do atuador constante com vista à avaliação da influência da taxa de deformação até que a força no atuador estabilize. É recomendado que esta fase de “relaxação” seja aplicada ao ser atingido o valor de cedência do deslocamento relativo entre pisos θ_y e subsequentemente em incrementos de 0.01 rad ($\theta_y + 0.01$ rad, $\theta_y + 0.02$ rad, etc.).

3.2.4. Protocolo de carregamento cíclico

Serão usados dois protocolos de carregamento cíclico na campanha experimental: o protocolo de carregamento ANSI/AISC 341-16 (2016) e o protocolo especificamente desenvolvido no âmbito do projeto EQUALJOINTS que são sumarizados na Quadro seguinte:

Protocolo Equaljoints		ANSI/AISC 341-16 (2016)	
Nº de Ciclos	Deslocamento relativo entre pisos , θ rad	Nº de Ciclos	Deslocamento relativo entre pisos , θ rad
2	0.0040	6	0.00375
2	0.0045	6	0.005
2	0.0051	6	0.0075
2	0.0061	4	0.0100
2	0.0075	2	0.0150
2	0.0096	2	0.0200
2	0.0124	2	0.0300
2	0.0163	2	0.0400

2	0.0218		
2	0.0293		
2	0.0400		

O protocolo de carregamento ANSI/AISC 341-16 é selecionado devido à sua ampla aceitação na comunidade científica. Este tem sido anteriormente usado em programas extensivos de pré-qualificação em ligações com tipologias específicas de Americanas (ANSI/AISC 358-16). Além disso, o grande número de ensaios que já foram realizados em todo o mundo usando este protocolo de carregamento facilita a comparação do desempenho das juntas com respeito a tipologias de ligações alternativas testadas no passado. Por outro lado, o protocolo EQUALJOINTS é desenvolvido no âmbito do projeto, especialmente concebido para a qualificação Europeia sendo mais representativo da ação sísmica na Europa. Na Figura 3.4, o protocolo de carregamento derivado no âmbito do projeto (a) e o protocolo de carregamento ANSI/AISC 341-16 (b) são comparados, mostrando também as funções de exigência cumulativa relevantes (CDF em inglês) (c), que fornece a rotação acumulada que é imposta ciclo a ciclo.

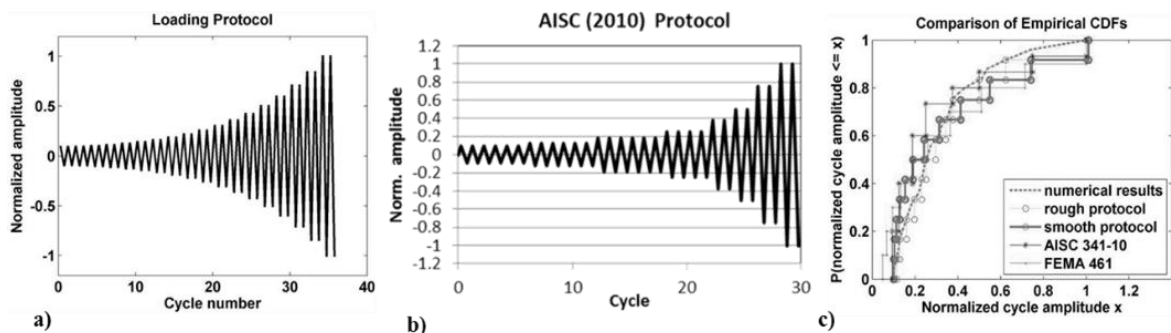


Figura 3.4 Protocolo de carregamento desenvolvido no âmbito do projeto EJ (a); protocolo de carregamento AISC 2010 (b); comparação das CDF (c).

4. Procedimento de dimensionamento de tipos qualificados de juntas aparafusadas

Esta Secção providencia um procedimento de dimensionamento desenvolvido no âmbito do projeto *Equaljoints* para os tipos qualificados de juntas aparafusadas.

4.1. Objetivos de desempenho geral

Critério de resistência: De acordo com o EC8, o dimensionamento sísmico de estruturas em aço é baseado no conceito de estruturas dissipativas, onde zonas específicas das estruturas devem ser capazes de desenvolver deformação plástica com vista à dissipação da energia sísmica. Pelo contrário, as partes não dissipativas devem ser solicitadas elasticamente sobre a ação sísmica de forma a evitar a rotura frágil. A hierarquia das resistências é o princípio fundamental que permite este desempenho através do detalhe das zonas não dissipativas para resistir à resistência plástica total dos elementos dissipativos relacionados. Os critérios de dimensionamento usados no âmbito do projeto *Equaljoints* têm como objetivo a harmonização dos requisitos hierárquicos entre as resistências dos macro componentes (e.g. a alma do painel, a ligação, a viga e a coluna), assim como dos seus subcomponentes (e.g. chapa de extremidade, parafusos, soldaduras, etc.). De acordo com o procedimento de dimensionamento desenvolvido no âmbito do projeto, é considerado que a junta é formada por três macro componentes (i.e. o painel da alma da coluna, a zona da ligação, e a zona da viga, ver Figura 4.1); cada macro componente é dimensionada individualmente de acordo com pressupostos específicos e de seguida são aplicados os critérios de dimensionamento do método da capacidade real por forma a obter três objetivos de dimensionamento diferentes definidos comparado a resistência da junta (i.e. painel da alma e ligação) com a resistência à flexão da viga, nomeadamente juntas de (i) resistência total, (ii) resistência equivalente e (iii) resistência parcial.

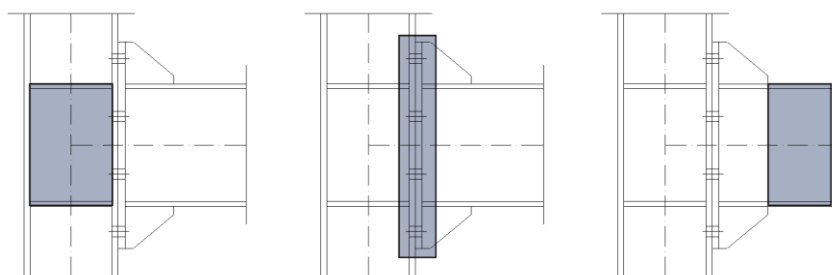


Figura 4.1 Zonas plásticas para os objetivos de dimensionamento e desempenho examinados: a) painel da alma, b) ligação e c) viga.

(i) Ligações de resistência total são dimensionadas para garantir que toda a deformação plástica ocorre na viga, o que é consistente com as regras de cálculo através do método da capacidade real do EC8 para ligações com coluna forte e viga fraca.

(ii) Ligações de resistência equivalente são caracterizadas teoricamente pela plastificação simultânea de todas as macro componentes (i.e. ligação, painel da alma e viga).

(iii) Ligações de resistência parcial são dimensionadas para que a deformação plástica ocorra apenas na ligação e painel de alma em alguns casos.

Deve ainda ser notado que, tanto o EC3 como o EC8 não consideram o caso das juntas de resistência equivalente, que são propostas no âmbito do projeto como um nível de desempenho intermédio. De acordo com a classificação atual do Eurocódigo, uma junta de resistência equivalente insere-se na categoria das juntas de resistência parcial.

Os requisitos do dimensionamento através do método da capacidade real para se obter o comportamento pretendido da junta podem ser garantidos através da satisfação da seguinte inequação:

$$M_{wp,Rd} \geq M_{con,Rd} \geq M_{con,Ed} = \alpha \cdot (M_{B,Rd} + V_{B,Ed} \cdot s_h)$$

Eq. (4.1)

Onde $M_{wp,Rd}$ é o momento fletor resistente correspondente à resistência do painel da alma da coluna; $M_{con,Rd}$ é o momento fletor resistente da ligação; $M_{con,Ed}$ é o momento fletor de dimensionamento na face da coluna; α depende do nível de desempenho do dimensionamento. É igual a $\gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov}$ para as juntas de resistência total (sendo γ_{ov} o fator de sobre-resistência devido à aleatoriedade do material, e γ_{sh} é o fator de endurecimento que corresponde ao rácio entre o momento último e o momento plástico da viga), igual a 1 para juntas de resistência equivalente e menor que 1 para juntas de resistência parcial. Por forma a evitar uma concentração de dano severa na zona da ligação, o rácio de resistência para juntas de resistência parcial é assumido como igual a 0.6 ou 0.8. $M_{B,Rd}$ é o momento fletor resistente plástico da viga; s_h é a distância entre a face da coluna e a extremidade da nervura de reforço; $V_{B,Ed}$ é a força de corte correspondente à ocorrência da rótula plástica na viga e é dada por:

$$V_{B,Ed} = V_{B,Ed,M} + V_{B,Ed,G}$$

Eq. (4.2)

onde $V_{B,Ed,M}$ é a força de corte devido à formação das rótulas plásticas nas extremidades da viga afastadas do comprimento L_h . O valor de $V_{B,Ed,M}$ é calculado pela seguinte expressão:

$$V_{B,Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{B,Rd}}{L_h}$$

Eq. (4.3)

$V_{B,Ed,G}$ diz respeito à contribuição das ações permanentes; deve se notar que este valor não tem em consideração a distância entre a face da coluna e a rótula plástica, uma vez que L_h é a distância aproximada entre rótulas plásticas. No que concerne ao fator de sobre-resistência, são necessárias considerações adicionais: γ_{ov} assume o valor 1.25, tal como é recomendado no EC8. O fator de sobre-resistência γ_{sh} assume valores diferentes nas normas EN1993:1-8 e EN1998-1. Em particular, a norma EN1993:1-8 recomenda a consideração de um rácio de sobre-resistência igual a 1.2 para juntas de resistência total, enquanto que a norma EN1998-1 assume, contraditoriamente, o valor 1.1. Várias equações empíricas estão disponíveis na bibliografia que permitem estimar a sobre-resistência à flexão γ_{sh} desenvolvida em vigas metálicas. Com base nas principais descobertas obtidas por Mazzolani e Piluso (1992), D'Aniello et al (2012) e Güneyisi et al (2013, 2014) poderá ser argumentado que o fator γ_{sh} varia entre 1.1-1.2 para perfis Europeus normalmente usados em vigas (e.g. IPE), que são valores acima do recomendado pelo EC8, mas em linha com a AISC358-10 que assume o seguinte fator de sobre-resistência:

$$\gamma_{sh,AISC} = \frac{f_y + f_u}{2 \cdot f_y} \leq 1.20$$

Eq. (4.4)

Assim sendo, no procedimento atual, γ_{sh} é conservadoramente assumido igual a 1.20 com base no valor característico da tensão de cedência e da tensão última das classes Europeias do aço carbono.

- Painel da alma forte: toda a exigência plástica é concentrada na ligação (junta de resistência parcial) ou na ligação e na viga (junta de resistência equivalente);
- Painel da alma balanceado: a exigência plástica é balanceada entre a ligação e o painel da alma da coluna (junta de resistência parcial), na ligação, no painel da alma e na viga (junta de resistência equivalente);

- Painel da alma fraco: toda a exigência plástica é concentrada no painel da alma da coluna (junta de resistência parcial) ou no painel da alma e na viga (junta de resistência equivalente);

Crítério de ductilidade: A ductilidade da junta depende do modo de rotura e da correspondente capacidade de deformação plástica da componente ativa. A figura 4.2 descreve de forma concisa a dependência do modo de rotura nas propriedades geométricas e no rácio de resistência entre a chapa de extremidade e o parafuso (Jaspart, 1997). No eixo das abcissas é reportado o rácio β entre o momento fletor resistente ($M_{pl,Rd}$) das chapa ou dos banzos da coluna e a resistência à tração dos parafusos ($F_{t,Rd}$), enquanto que no eixo vertical se reporta o rácio η entre a resistência do T equivalente (F) sobre $F_{t,Rd}$. A resistência do modo 1 no caso sem troços circulares depende da razão $v = n/m$, onde m é a distância entre o eixo do parafuso e a localização expectável da rótula plástica na zona banzo-alma e n é a distância mínima entre a extremidade do banzo e o eixo do parafuso ou 1.25m. De acordo com a Figura 4.2, dois possíveis critérios de ductilidade podem ser adotados com o intuito de evitar o modo 3, nomeadamente:

Nível-1: $\beta \leq 1$, esta condição impõe ora o modo de rotura I ora o modo de rotura II (mas muito próximo do modo I), o que providencia uma ductilidade elevada.

Nível-2: $\beta < 2$ e $\eta \leq 0.95$, esta condição impõe o modo de rotura II com ductilidade limitada, mas evitando a rotura frágil.

O nível de ductilidade para ser garantido depende, obviamente, dos objetivos de desempenho de dimensionamento: é crucial providenciar uma elevada ductilidade para juntas de resistência equivalente e de resistência parcial, e uma menor para juntas de resistência total.

De acordo com a EN 1993-1-8, a capacidade de rotação da junta deverá ser verificada se $M_{j,Rd}$ é menor que $1.2 M_{B,pl,Rd}$ e duas abordagens podem ser seguidas: 1) realizar testes experimentais; 2) controlar a espessura t da chapa de extremidade ou do banzo da coluna, para que o valor de cálculo do momento resistente da junta seja condicionado por essas componentes, que deverá satisfazer a seguinte inequação:

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$$

Eq. (4.5)

em que d é o diâmetro nominal do parafuso, f_y é a tensão de cedência do componente básico considerado e f_{ub} é a resistência última à tração do parafuso.

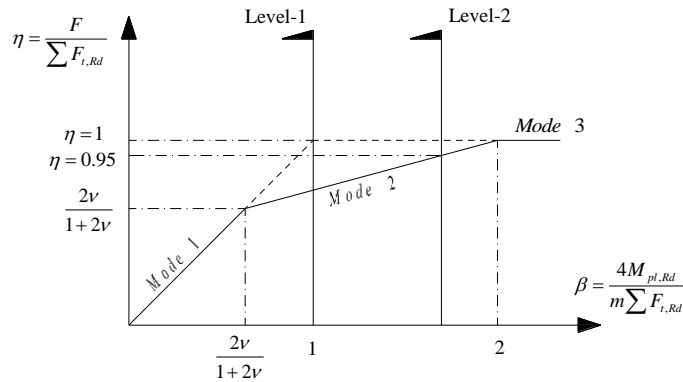


Figura 4.2 Critério de ductilidade: Resistência da peça em T equivalente e os correspondentes mecanismos de rotura.

A Eq. (4.5) estaria teoricamente a cumprir com o Nível-1 de ductilidade ilustrado na Figura 4.2, assumindo que a resistência de cada parafuso individualmente ($F_{t,Rd}$) é maior do que a resistência ($F_{p,Rd}$) das chapa ligadas (chapa de extremidade ou banzo da coluna). Em particular, o valor de cálculo da resistência à tração por parafuso ($F_{t,Rd}$) é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Eq. (4.6)

em que A_s é a área da secção resistente do parafuso e γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança relevante (i.e. o valor recomendado pelo Eurocódigo é de 1.25). Adicionalmente, a Eq. (4.5) permite determinar o valor de cálculo da resistência ($F_{p,Rd}$) correspondente a um mecanismo circular, que pode ser assumido igual a:

$$F_{p,Rd} = \frac{\pi t^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

Eq. (4.7)

em que t é a espessura da chapa e γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança relevante (o valor recomendado é de 1).

É de salientar que as Eq. (4.6 e 4.7) assumem um comportamento perfeitamente plástico das chapas de aço. Contudo, à luz das considerações previamente discutidas, o Nível-1 de ductilidade para juntas de resistência sísmica parcial deverão ser expressas tendo em conta a variabilidade aleatória do material da chapa e o seu endurecimento, para que a seguinte expressão possa ser utilizada:

$$F_{t,Rd} \geq \gamma \cdot F_{p,Rd} = \gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh} \cdot F_{p,Rd}$$

Eq. (4.8)

O fator de sobre-resistência γ na Eq. (4.8) pode ser assumido igual a 1.5, uma vez que o Eurocódigo recomenda para γ_{ov} o valor de 1.25, e para γ_{sh} o valor de 1.2 para aço-carbono Europeu, e o valor recomendado para o fator parcial de segurança γ_{M0} é de 1.0. Assim, reformulando a inequação (4.8) com a Eq. (4.6), a condição de ductilidade para o critério de ductilidade de dimensionamento pode ser expressa do seguinte modo:

$$t \leq \frac{0.42 \cdot d}{\sqrt{\gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh}}} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{M0} \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2} \cdot f_y}} \cong 0.30 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$$

Eq. (4.9)

Relativamente a juntas de resistência total, mesmo que nenhuma ou pobre ductilidade deva ser explorada respetivamente, é aconselhável adotar um critério de hierarquia local de modo a evitar um modo de rotura indesejável nas componentes frágeis devido à variabilidade do material. Consequentemente, de acordo com o Nível-2 de ductilidade, a resistência dos parafusos deve satisfazer a seguinte inequação:

$$F_{t,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot F_{p,Rd}$$

Eq. (4.10)

Eq. (4.10), pode ser reformulada e após algumas manipulações algébricas esta equação fornece uma condição semelhante à da Eq. (4.5).

É importante realçar que todas as condições descrevidas em cima requerem que a rotura das soldaduras é indiscutivelmente evitada, devido ao seu mecanismo de colapso frágil.

4.2. Critérios de dimensionamento para a zona da ligação

A zona da ligação (ver Figura 4.1b) inclui as peças em T equivalente das linhas de parafusos pertencentes à chapa de extremidade, o banzo da coluna e os reforços caso existam (esquadro de reforço/nervura de reforço).

4.2.1. Fiadas de parafusos ativas em tração

Diferentemente do método das componentes prescrito no EN1993-1-8, em que todas as fiadas de parafusos em tração são obtidas rigorosamente por imposição do equilíbrio com a resultante interna de compressão, o número de fiadas de parafusos ativas em tração é assumido a priori como descrito, uma vez que a contribuição das fiadas de parafusos abaixo do eixo central da ligação é

razoavelmente desprezada na situação de momento fletor (Maris et al., 2015, Stratan et al., D’Aniello et al, 2017; Tartaglia e D’Aniello, 2017).

4.2.2. Centro de compressão e braço do binário

Para juntas com chapa de extremidade, a EN 1993-1-8 especifica que o centro de compressão se localiza no meio da espessura do banzo da viga, ou na extremidade no esquadro no caso de juntas com esquadro, Resultados experimentais e numéricos mostram que a localização do centro de compressão depende em ambos os casos no tipo de junta e da exigência de rotação devido à formação de modos plásticos com diferente participação de cada componente da junta. De acordo com os procedimentos de dimensionamento propostos e baseando nos resultados experimentais e numéricos presentes na literatura (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012) e alcançados no âmbito do projeto (Maris et al., 2015, Stratan et al., 2016, D’Aniello et al, 2017; Tartaglia e D’Aniello, 2017, Tartaglia et al. 2018), a localização do centro de compressão é assumida do seguinte modo: (i) no meio da espessura do banzo da viga para juntas não reforçadas com chapa de extremidade estendida (ver Figura 4.3a); (ii) no centro geométrico da secção composto pelos banzos da viga e os reforços, para juntas de chapa de extremidade reforçadas (ver Figura 4.3b); (iii) a 0.5 da altura do esquadro h_h , no caso de juntas com esquadro (ver Figura 4.3c).

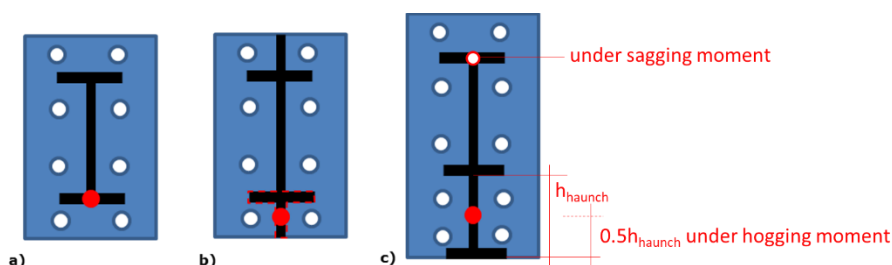


Figura 4.3 Localização do centro de compressão (ver círculo vermelho) para diferentes tipologias de juntas (a) com chapa de extremidade não reforçada (b) com chapa de extremidade reforçada (c) ligações com esquadro.

4.2.3. Presença de nervuras de reforço nas juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas

No estágio atual, a presença de nervuras de reforço não é devidamente abordada no EC3. A este respeito, no âmbito do desenvolvimento do procedimento de dimensionamento descrito de seguida, são assumidas formulações analíticas e semi-empíricas dadas na bibliografia e validadas através de simulações numéricas. O valor de cálculo da resistência e a rigidez da nervura de reforço são assumidos

com base no modelo da treliça equivalente desenvolvido por Lee (2002), que define a área equivalente da escora formada pela nervura, A_e , como se demonstra:

$$A_e = \eta \cdot h_e \cdot t$$

Eq. (4.11)

onde η é o fator equivalente da área da escora e toma o valor 1.5; t é a espessura da nervura de reforço; h_e é a largura perpendicular à linha da escora (ver Figura 1.2a) e é definida como:

$$h_e = \frac{ab - c^2}{\sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}}$$

Eq. (4.12)

Sendo a , b e c as dimensões da chapa da nervura de reforço como mostra a Figura 1.2. Com base em dados experimentais e analíticos disponíveis (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012; Tartaglia et al, 2016; D'Aniello et al, 2017), a inclinação θ da nervura de reforço pode ser assumida entre 30° e 40° . O limite inferior de 30° é prescrito pela AISC 358-10, enquanto que o limite superior de 40° é assumido no presente estudo por forma a minimizar o valor de dimensionamento do momento fletor a atuar na ligação.

As forças de dimensionamento que atuam nas nervuras de reforço na interface viga/coluna-nervura (ver Figura 1.2b) devem ser avaliadas da seguinte forma:

$$N = \left(\frac{b}{a} \right) \cdot Q$$

Eq. (4.13)

•

$$Q = \frac{\frac{ad_b \cdot (0.21a + 0.51L')}{I_b}}{\frac{1}{\eta} \cdot \frac{0.6\sqrt{a^2 + b^2} \sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}}{(ab - c^2) \cdot t} + \frac{(0.81b + 0.13d_b)(ad_b)}{I_b}} \cdot V_{B,Ed}$$

Eq. (4.14)

onde d_b e I_b são a altura e o momento de inércia da viga, respetivamente.

$V_{B,Ed}$ é o valor de cálculo do esforço transversal.

A nervura de reforço influencia a forma dos mecanismos das peças em T equivalente, que também dependem do número de fiadas de parafusos devido à

possibilidade da ocorrência do efeito de grupo. São abordadas duas configurações quer com uma, quer com duas fiadas de parafusos posicionados acima do banzo da viga. No primeiro caso, o comprimento efetivo é assumido como o usado para o banzo da coluna reforçada. No segundo caso, devido ao efeito de grupo, o comprimento efetivo é calculado seguindo o Granden Book P398.

Finalmente, a presença das nervuras de reforço também influencia a capacidade da alma da viga em compressão. De acordo com a EN1993-1-8, o valor de cálculo das forças de compressão a atuar na componente da alma da viga é dado pela seguinte expressão:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{d_b - t_{fb}}$$

Eq. (4.15)

onde $M_{b,Rd}$ é o momento fletor resistente da secção transversal da viga; d_b é a altura da viga; t_{fb} é a espessura do banzo da viga.

A Eq. (7.15) é concebida para ligações não reforçadas com chapa de extremidade estendida, onde o valor máximo do momento fletor corresponde à resistência plástica da viga $M_{b,Rd}$. No caso de juntas com chapa de extremidade reforçada, as forças de compressão que atuam na componente da alma da viga em compressão podem obtidas de uma forma mais racional:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{j,Ed}}{z} = \frac{M_{con,Ed}}{d_b + \xi b - 0.5t_{fb}}$$

Eq. (4.16)

onde ξb é a posição do centro de compressão tal como apresentado na Figura 4.3b.

4.2.4. Critério de dimensionamento da zona do painel da alma da coluna

O valor de cálculo do esforço transversal ($V_{wp,Ed}$) no painel da alma depende da posição do centro de compressão assim como do braço do binário z_{wp} . Tal como discutido anteriormente, a localização do centro de compressão e, por conseguinte, do braço do binário dependo do tipo de junta e da contribuição plástica de cada componente.

O mecanismo de escora da nervura aumenta o braço do binário z_{wp} . Consequentemente, a zona do painel da alma envolvida no mecanismo de transferência de flexão é superior ao caso de juntas não reforçadas, o que implica

uma redução do valor de cálculo do esforço transversal. Portanto, neste estudo $V_{wp,Ed}$ é calculado da seguinte forma:

$$V_{wp,Ed} = \frac{\sum M_{con,Ed}}{z_{wp}} - V_c$$

Eq. (4.17)

Onde $\sum M_{con,Ed}$ é a soma dos momentos fletores na viga junto à face da coluna; V_c é o esforço transversal na coluna; z_{wp} é o braço do binário interno. É importante notar que apenas para as juntas com esquadro de reforço e para as juntas reforçadas com chapa de extremidade examinadas no projeto, o braço do binário da ligação z_{wp} é próximo do obtido de acordo com a Fig. 6.15 da norma EN1993:1-8, nomeadamente:

$$z \approx (d_b + \xi b - 0.5t_{f,b}) \text{ para juntas testadas com esquadro e juntas reforçadas}$$

$$z \approx (d_b - t_{f,b}) \text{ para juntas testadas não reforçadas}$$

Eq. (4.18)

Este critério depende do facto de, para as juntas reforçadas examinadas, as linhas de parafusos internas não estarem ativas (ou muito pouco envolvidas), por forma que o braço do binário correspondente seja consistente com o valor obtido através da Fig. 6.15 da atual EN1993:1-8 onde se prevê que o centro de compressão é devidamente tido em conta. Pelo contrário, as juntas não reforçadas testadas têm mais linhas de parafusos internas e a sua interação com o painel da alma da coluna é muito significativo. Consequentemente, para as juntas não reforçadas examinadas é necessário considerar o comportamento acoplado do painel da alma e da ligação, nomeadamente a resposta conjunta da ligação para o valor estimado da resistência ao corte e, consequentemente, o braço do binário interno de acordo com a EN1993:1-8 (cláusula 6.2.7.2).

O valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{wp,Rd}$ do painel da alma da coluna merece algumas considerações. De acordo com a EN1993-1-8, $V_{wp,Rd}$ é dado pela seguinte expressão:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} + V_{wp,add,Rd}$$

Eq. (4.19)

onde $V_{wp,add,Rd}$ é a contribuição da resistência ao corte do painel da alma devido às rotulas plásticas, que podem ser desenvolvidas nos banzos da coluna ou nas chapa de continuidade. Este requisito permite deformação plástica no painel da alma da coluna, que pode ser aceitável para estados limites últimos numa condição não-sísmica e também para aplicações sísmicas onde são consideradas juntas dissipativas. De facto, a cláusula 6.6.4 (4) da EN1998-1 aceita que a deformação por corte do painel da alma da coluna possa contribuir até 30% da capacidade de rotação plástica da junta garantindo que este requisito é verificado com base em ensaios experimentais. No entanto, este requisito colide com as exigências da cláusula 6.6.61(1)P, que claramente indica que as rótulas plásticas se devem formar na viga ou nas ligações das vigas com as colunas. Em ambos os casos, as regras gerais do EC8 implicam que para juntas calculadas (i.e. não qualificadas experimentalmente) a deformação plástica é aceitável na viga ou na ligação meo em regime elástico o painel da alma da coluna. Em linha com esta declaração, de acordo com os procedimentos de dimensionamento atuais, a sobre-resistência ao corte ($V_{wp,add,Rd}$) pode ser desprezada caso o objetivo do dimensionamento seja garantir que a coluna esteja livre de dano, porque a contribuição do banzo da coluna é totalmente utilizada que a zona do painel está no campo da pós cedência com uma distorção ao corte de cerca de 4 vezes a rotação de cedência do painel da alma (Breonisio et al, 2012). Além disso, permitindo que o painel da alma desenvolva $V_{wp,add,Rd}$ pode conduzir a consideráveis deformações residuais após o sismo com significativa falta de verticalidade em colunas altas, correspondendo a custos de reforço elevados. É evidente que, na maioria dos casos, a alma da coluna deve ser reforçada através do uso de chapa de aço suplementares por forma a aumentar a área da alma. No entanto, pode ser difícil respeitar este requisito seguindo as indicações da EN1993:1-8, que recomenda que a espessura da alma da chapa suplementar deva ser igual ou inferior à espessura da alma da coluna, desprezando qualquer aumento da área de corte para chapa de maior espessura ou caso seja adicionada uma chapa de alma suplementar no outro lado da alma da coluna. AISC358-16 não tem este requisito. Ensaio cíclicos executados por Ciutina e Dubina (2008) mostram que a resistência ao corte da zona do painel aumenta proporcionalmente à área de corte. Consequentemente, a área de corte pode ser aumentada pela secção total das chapas suplementares. Além disso, o painel da alma reforçado através de chapa de alma suplementares mostrou ter um comportamento estável com boa ductilidade e rotação maior que 0.035 rad.

Em linha com esta consideração, de acordo com o procedimento de dimensionamento desenvolvido no âmbito do projeto, a contribuição $V_{wp,add,Rd}$ é desprezada quer para juntas de resistência total quer para juntas de resistência equivalente. Além disso, a área de corte resistente A_v é assumida como a soma da

área de corte da coluna $A_{v,c}$ com a área bruta de eventuais chapa de alma adicionadas $A_{v,p}$.

4.3. Requisitos tecnológicos

A construção de uma estrutura passa por diferentes etapas, sendo que cada uma deve ser abordada com atenção. Em estruturas que podem ser sujeitas a ações sísmicas em alguma altura da sua vida útil, estas considerações são especialmente significativas. As juntas entre os elementos em aço neste tipo de estruturas devem ser sempre dimensionadas, fabricadas e montadas de tal forma que seja evitada uma rotura frágil e que o modo de colapso condicionante seja um modo dúctil.

Os projetistas devem ter sempre em consideração os requisitos de dimensionamento fornecidos nas normas relevantes. Na Europa, a norma EN 1998 deve ser observada para o dimensionamento sísmico de estruturas com referências significativas à EN1993 para o dimensionamento de estruturas metálicas e a EN1993-1-8, em particular, para o dimensionamento de juntas metálicas.

A EN1993-1-8 define todos os parâmetros relevantes para o dimensionamento de ligações com na sua resistência e rigidez. As ligações podem ser soldadas, aparafusadas ou podem ser aparafusadas e soldadas.

As ligações aparafusadas devem ser dimensionadas de acordo com a secção 3 da EN1993-1-8. O Quadro 3.1 da referida norma define as classes dos parafusos e os seus valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura à tração. O Quadro 3.3 do mesmo documento estabelece a distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos para garantir capacidade resistente suficiente. As ligações são dimensionadas segundo o método das componentes resistentes. Que se calcula a capacidade de cada componente, o modo de rotura dúctil (tal como resistência ao esmagamento, esmagamento dos elementos de suporte ou das chapas) deve ser o critério condicionante.

Os critérios de dimensionamento para juntas soldadas são descritos na secção 4 da EN1993-1-8. No dimensionamento sísmico, as soldaduras são dimensionadas para serem de resistência total e assim evitar a rotura da soldadura (modo de rotura frágil).

Que se especifica os materiais e as dimensões, o engenheiro deverá sempre considerar as dimensões padrão dos elementos disponíveis e características da matéria-prima dos elementos. Por exemplo, o fabricante produz chapa de 10 ou 12 mm de espessura logo, o engenheiro não deverá especificar chapa de 11mm de modo a evitar processos de fabrico desnecessários tanto quanto possível.

A tenacidade do material e as propriedades segundo a espessura são fornecidas na EN 1993-1-10. A EN 1993-1-10 abrange as diretrizes para a escolha do aço para a tenacidade à fratura e a escolha do aço para as propriedades do aço segundo a

espessura de elementos soldados em que existe risco elevado de arranque lamelar durante a fabricação, para construções executadas segundo a EN 1090-2.

Informações detalhadas sobre as regras orientadas para a tenacidade na EN 1993-1-10 estão disponíveis em Nussbaumer et al (2011). De acordo com este manual de projeto, o valor $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ corresponde à máxima “tensão frequente” em que, para a verificação do estado limite último, se assume a plastificação da fibra extrema da seção transversal elástica ($\sigma_{Ed} = f_y(t) / 1.35 = 0.75 f_y(t)$). Consequentemente, o valor $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ dado pela EN 1993-1-10 corresponderia ao caso da seção transversal plastificada e pode ser presumivelmente usado para seleção de tenacidade e espessura do material na situação de projeto sísmico.

As diretrizes presentes na seção 2 da EN 1993-1-10 devem ser seguidas na escolha do material para construções novas. Estas regras devem ser seguidas para a escolha da classe do aço de entre os produtos de aço listados na EN 1993-1-1.

A escolha da classe de qualidade deverá ser feita a partir do Quadro 3.1 da EN 1993-1-10 em função das consequências de um arranque lamelar.

Em função da qualidade do aço selecionada a partir do Quadro 3.1: deverão ser especificadas, a partir da EN 10164, as propriedades segundo a espessura do material de aço; ou deverá ser verificada a ocorrência de arranque lamelar através de uma inspeção pós-fabrico.

Na EN 10011-2 são fornecidas recomendações sobre a forma de evitar o arranque lamelar durante a soldadura.

A escolha nacional é permitida através das cláusulas listadas no Preâmbulo da EN 1993-1-10. Projetistas e fabricantes deverão trabalhar em conjunto de modo a garantir a precisão e clarificação dos desenhos, que devem indicar os detalhes das ligações, tamanhos e qualidades dos parafusos e soldas, bem como o tipo de aço dos elementos conforme especificado pela norma EN 1998-1. Ocasionalmente, o projetista não reconhece que o que foi desenhado não pode ser na realidade executado, por exemplo, devido à falta de espaçamento adequado para a soldadura. Frequentemente, várias reuniões são necessárias até que ambas as partes estejam satisfeitas relativamente à representação gráfica do projeto para que se reúnam as condições necessárias para iniciar a fabricação.

A fabricação dos elementos, incluindo a montagem, transporte e ereção no local, deverão ser cuidadosamente administradas de modo a garantir que a qualidade final da estrutura é apropriada.

As estruturas deverão ser executadas de acordo com as normas de execução relevantes, nomeadamente, a EN 1090-2, na Europa, e a AISC 303-10 nos EUA, cujos estabelecem requisitos mínimos de qualidade. Alguns fabricantes, com base na sua experiência, poderão exceder esses requisitos, e, portanto, evitar questões conhecidas que frequentemente surgem durante a ereção no local.

5. Comportamento não linear momento-rotação de acordo com a EN1993-1-8.

5.1. Generalidades

A curva da resposta à flexão das juntas pode ser definida através do método das componentes implementado na EN1993:1-8. Esta metodologia consiste na identificação as fontes de resistência e deformabilidade, que são geralmente conhecidas como componentes da junta. Cada componente é esquematizada como uma mola caracterizada por uma resposta elástica perfeitamente plástica da relação força-deslocamento ($F-\Delta$) que depois é combinada num mecanismo mecânico constituído por essas molas e por ligações rígidas. Todas as componentes devem ser agrupadas por forma a obter o comportamento momento-rotação da junta em termos de rigidez e resistência, sendo esta última condicionada pela resistência da componente mais fraca. O centro de compressão é assumido a meio da espessura do banzo da viga em compressão. Tal como pode ser notado, de acordo com o modelo adotado na EN 1993-1-8, o endurecimento e os efeitos geométricos não lineares são desprezados.

Em detalhe, o cálculo da resistência de uma junta aparafusada resistente a momentos de acordo com a EN1993:1-8 envolve três passos distintos:

1. Cálculo da resistência de cada linha de parafusos na zona de tração;
2. Verificar se o total da resistência à tração pode ser solicitada, uma vez que esta poderá ser limitada tanto pela resistência ao corte do painel da alma da coluna como pela resistência da ligação na zona de compressão (i.e. o banzo da viga em compressão por esmagamento ou encurvadura da alma da coluna);
3. Cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ como a soma das forças de tração multiplicadas pelo seu respetivo braço de binário, nomeadamente como apresenta:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

Eq. (5.1)

onde $F_{tr,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à tração efetiva da linha de parafusos r , h_r é a distância deste a linha de parafusos r até ao centro de compressão; r é o número da linha de parafusos.

Visto que a resistência à tração de uma linha de parafusos pode ser limitada pelo efeito das forças nas outras linhas do grupo de parafusos, o valor de cálculo da resistência à tração efetiva da linha de parafusos considerada isoladamente é visto

como um valor provável. O valor de cálculo provável da resistência à tração $F_{tr,Rd}$ para cada linha de parafusos deve ser determinada em sequência, começando pela linha de parafusos com o maior braço de binário até que seja atingido o equilíbrio com a resistência à compressão. Além disso, o valor de cálculo efetivo da resistência à tração $F_{tr,Rd}$ em cada linha de parafusos na zona de tração deve satisfazer o seguinte critério:

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,fc,Rd}; F_{t,wc,Rd}; F_{t,ep,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

Eq. (5.2)

Sendo $F_{t,fc,Rd}$ a resistência à flexão do banzo da coluna e do parafuso; $F_{t,wc,Rd}$ a resistência a alma da coluna em tração transversal; $F_{t,ep,Rd}$ a resistência à flexão da chapa de extremidade e do parafuso; $F_{t,wb,Rd}$ resistência da alma da viga em tração. Além disso, por forma a garantir o equilíbrio interno da distribuição plástica das forças em cada linha de parafusos, o valor de cálculo da resistência total $\sum_r F_{tr,Rd}$ deve satisfazer o seguinte critério:

$$\sum_r F_{tr,Rd} \leq \min(V_{wp,Rd}; F_{c,wc,Rd}; F_{c,fb,Rd})$$

Eq. (5.3)

onde $V_{wp,Rd}$ é a resistência do painel da alma da coluna; $F_{c,wc,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão da alma da coluna; $F_{c,fb,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão do banzo e da alma da viga.

Geralmente, no caso de juntas aparafusadas semirrígidas com chapa de extremidade, a resposta rotacional é maioritariamente condicionada pela deformação na zona de tração da ligação, que é formada pelo banzo da coluna e pela chapa de extremidade sob tração e alongamento dos parafusos. A zona de tração é modelada através de uma peça em T equivalente, que corresponde a dois elementos em T ligados através dos banzos por meio de uma ou duas linhas de parafusos. A equivalência mecânica entre a peça em T equivalente e o elemento correspondente na linha de parafusos é obtida através do comprimento efetivo (l_{eff}) que converte as linhas de rotura reais (circulares e não circulares) numa peça em T equivalente. Dependendo da geometria da junta, são possíveis diferentes formas para as linhas de rotura, cada uma caracterizada por um comprimento efetivo da peça em T equivalente. O comprimento mais curto corresponde à mínima resistência e é tida como a resistência da respetiva linha de parafusos. A distância entre o parafuso e o reforço (i.e. a alma ou o banzo da viga, ou a nervura de reforço, etc.) influencia significativamente a resistência da peça em T equivalente. Por outro lado, os parafusos adjacentes a uma extremidade não reforçada resultam num

comprimento mais curto da peça em T equivalente, nomeadamente uma resistência menor. Em todos os casos, o EC3 fornece comprimentos efetivos das peças em T equivalente para linhas de parafusos consideradas isoladamente e para linhas de parafusos como parte de um grupo. No entanto, o EC3 não fornece de forma clara os comprimentos efetivos para as linhas de parafusos acima do banzo da viga no caso de ligações reforçadas com chapa de extremidade estendida.

Tendo-se determinado o comprimento efetivo, a resistência da peça em T equivalente pode ser calculada como a resistência menor dos três modos de rotura, tal como ilustrado na Figura 3, que são descritos de seguida:

Modo 1 – é caracterizado pela plastificação completa dos banzos enquanto que os parafusos não são envolvidos no mecanismo de rotura (ver Figura 5.1a);

Modo 2 – é caracterizado por um mecanismo combinado de plastificação dos banzos e rotura dos parafusos (ver Figura 5.1b);

Modo 3 – é caracterizado pela rotura dos parafusos sem envolver qualquer contribuição plástica do banzo da peça em T equivalente (ver Figura 5.1c).

O EC3 providencia também critérios para prever a rigidez inicial da junta $S_{j,ini}$ que pode ser avaliada através da combinação da rigidez de todas as componentes de acordo com:

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

Eq. (5.4)

onde E é o módulo de Young do aço; k_i é o coeficiente de rigidez para a componente i ; z é o braço do binário; μ é a razão das rigidezes que depende do rácio entre o momento aplicado e o momento resistente da junta.

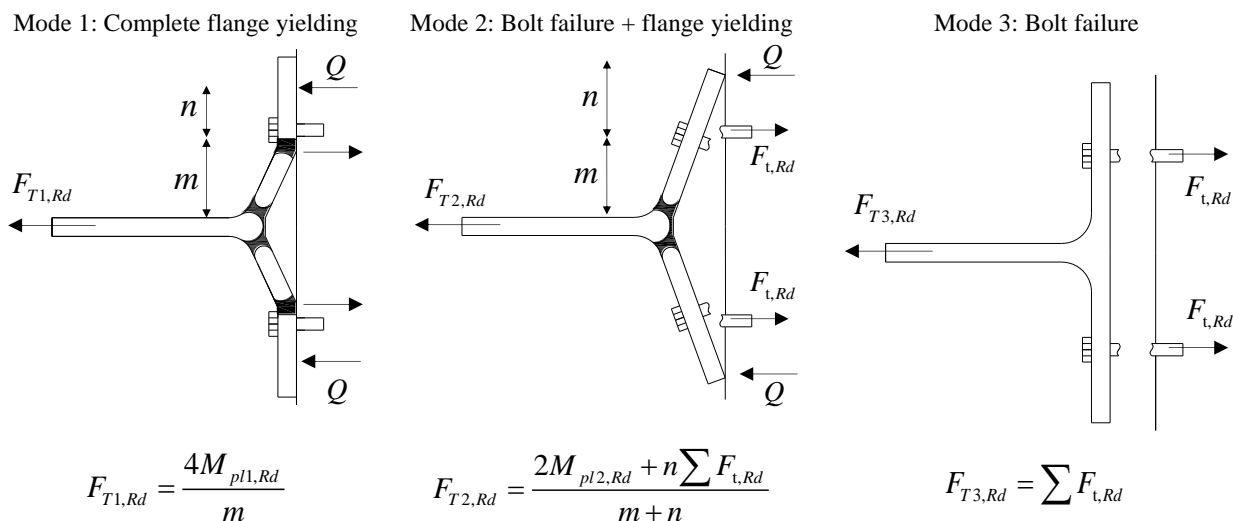


Figura 5.1 Modos de rotura da peça em T equivalente

5.2. Curvas momento-rotação de juntas com esquadro de reforço de acordo com a EN1993-1-8.

As curvas momento-rotação usadas para comparação com os ensaios experimentais são calculadas de acordo com a EN1993-1-8. Adicionalmente, com base nos resultados do projeto EQUALJOINTS, foi usada uma abordagem modificada com base na EN 1993-1-8. As principais diferenças entre as duas abordagens são:

- A posição do centro de compressão;
- O número de parafusos ativos;
- A resistência do painel da alma da coluna ao corte;
- A resistência da componente do banzo e da alma da viga à compressão

A norma EN 1993-1-8 assume que sob momento fletor positivo, para ligações aparafusadas com chapa de extremidade estendida e com esquadro de reforço, o centro de compressão está localizado no meio do banzo do esquadro. De acordo com simulações numéricas desenvolvidas recentemente (Maris et al., 2015 e Stratan et al., 2016) tem sido observado que o centro de compressão está localizado bem mais acima, aproximadamente a 50% da altura do esquadro. Portanto, na abordagem de dimensionamento modificada, o centro de compressão sob momentos negativos foi assumido como estando a meia altura do esquadro. No caso de momento positivo, é assumido que o centro de compressão está localizado a meio do banzo superior da viga.

A segunda diferença diz respeito às linhas de parafusos ativos. Na abordagem de dimensionamento modificada, é assumido que apenas as linhas de parafusos que estão acima da meia altura da secção transversal da viga (sem o esquadro) estão

ativas sob momento negativo. Sob momento positivo, foi assumido que apenas as linhas de parafusos que estão localizadas abaixo da meia altura da secção transversal da viga incluindo o esquadro estão ativas.

No que respeita ao painel da alma da coluna ao corte, de acordo com a secção 6.2.6.1 (6) da EN 1993-1-8, no caso de painel da alma da coluna reforçado, é referido que a área de corte A_{vc} pode ser aumentada com $b_s t_{wc}$ (onde b_s é a largura da chapa suplementar e t_{wc} é a espessura da alma da coluna). Além disso, a resistência permanece a mesma, mesmo se para adicionada outra chapa no outro lado da alma. De acordo com o procedimento do EQUALJOINTS, para a resistência ao corte do painel da alma, toda a área correspondente às chapas suplementares adicionadas é tida em conta.

Para vigas com esquadro de reforço, a EN 1993-1-8 determina a resistência do banzo e da alma da viga em compressão como a resistência correspondente à secção transversal da viga (incluindo o reforço) abordada na secção 1-1 da Figura 5.2, desprezando o banzo intermédio da viga. No entanto, este critério não considera a resistência da viga na extremidade do esquadro (secção 2-2 da Figura 5.2), que é a localização pretendida para a rótula plástica. Assim sendo, em vez de $M_{c,Rd}$ definido na secção 6.2.6.7 da norma EN1993-1-8, o procedimento modificado considera o momento plástico da viga projetado na face da coluna, $M_{pl,Rd}^*$, determinado de acordo com as expressões seguintes:

$$M_{j,Ed} = M_{pl,Rd}^* + V_{Ed}^* \cdot S_h$$

$$M_{pl,Rd}^* = \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot W_{pl,beam} \cdot f_{y,beam}$$

$$V_{Ed}^* = \frac{2M_{pl,Rd}^*}{L_h} + V_{Ed,G}$$

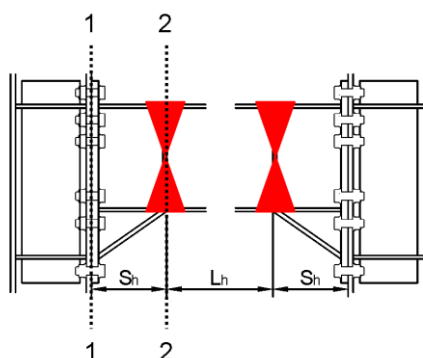


Figura 5.2 Localização das rotulas plásticas nas juntas com esquadro de reforço de viga

Como simplificação, a posição da rótula plástica (s_h) pode ser assumida na extremidade do esquadro de reforço. No entanto, os ensaios indicam que a posição

real das rótulas plásticas é aproximadamente a 0.3 vezes a altura da viga desde a extremidade do esquadro de reforço.

Considerando que para as juntas com esquadro de reforço, o comportamento da ligação e do painel da coluna foi elástico, a comparação de resultados analíticos com o comportamento experimental envolvente de todas estas componentes pode ser feita apenas em termos de rigidez. Assim sendo, a previsão analítica foi comparada com os resultados experimentais usando as curvas momento – deslocamento relativo entre pisos ($M_{cf}-\theta$). O valor analítico para o deslocamento relativo entre pisos foi obtido adicionando a rotação da junta (tal como determinado na abordagem da EN 1993-1-8) e a rotação elástica dos provetes testados devido à rigidez de flexão e de corte dos elementos. O momento resistente da junta foi obtido usando as regras de dimensionamento da EN 1993-1-8, aplicando as características geométricas e materiais usadas. Os fatores parciais de segurança relativos aos materiais foram assumidos com o valor 1.0. As Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 apresentam a envolvente experimental vs. estimativas analíticas para os provetes EH2-TS35 e EH2-TS45. Pode ser observado que o modelo da EN 1993-1-8 (“EC3”) superestima em grande medida a resistência da junta, tanto sob momentos positivos como sob momentos negativos. Isto deve-se ao facto da EN 1993-1-8 não ter em consideração a resistência da viga em flexão na extremidade do esquadro de reforço. A abordagem modificada baseada na EN 1993-1-8 (“EC3-M”) providencia uma concordância razoavelmente boa com as envolventes experimentais em termos de momento resistente. Para a rigidez inicial, observa-se uma boa concordância com ambos os modelos. No entanto, a degradação da rigidez para momentos entre $2/3M_{j,Rd}$ e $M_{j,Rd}$ não é bem adequada para juntas de resistência total.

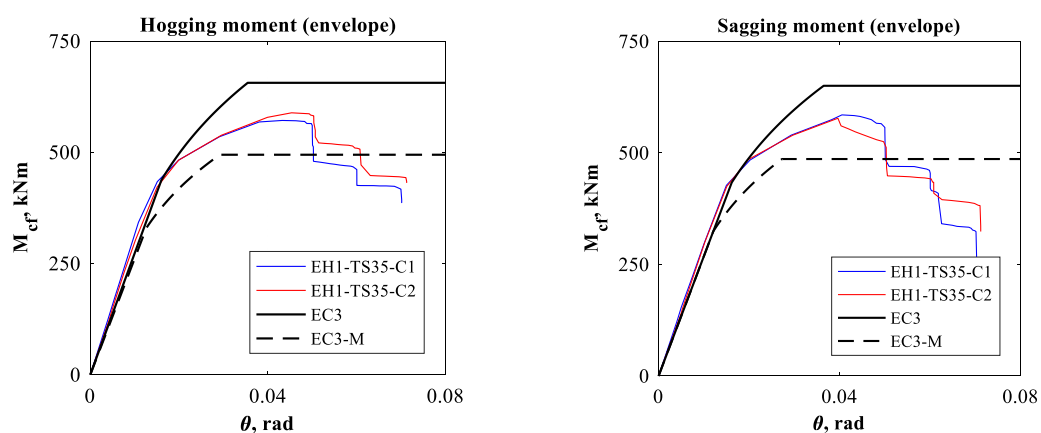


Figura 5.3 Envolventes experimentais vs. estimativas analíticas para os provetes EH1-TS35

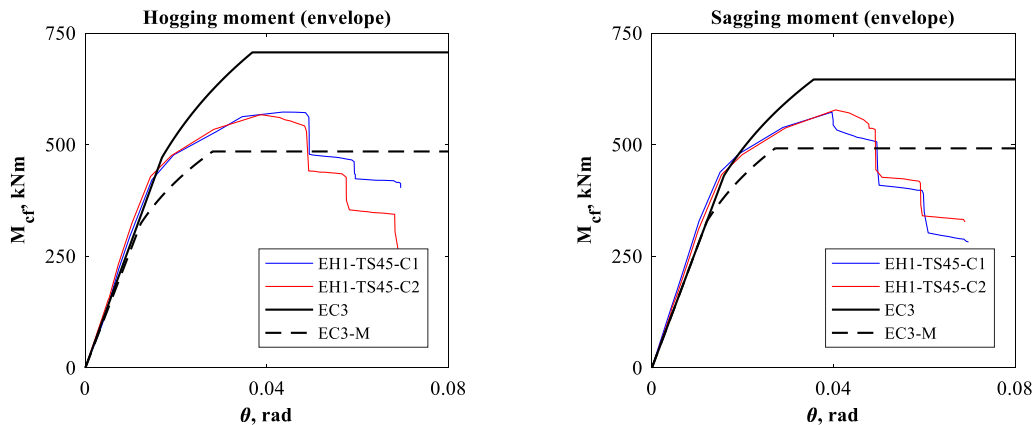


Figura 5.4 Envolventes experimentais vs. estimativas analíticas para os provetes EH1-TS45

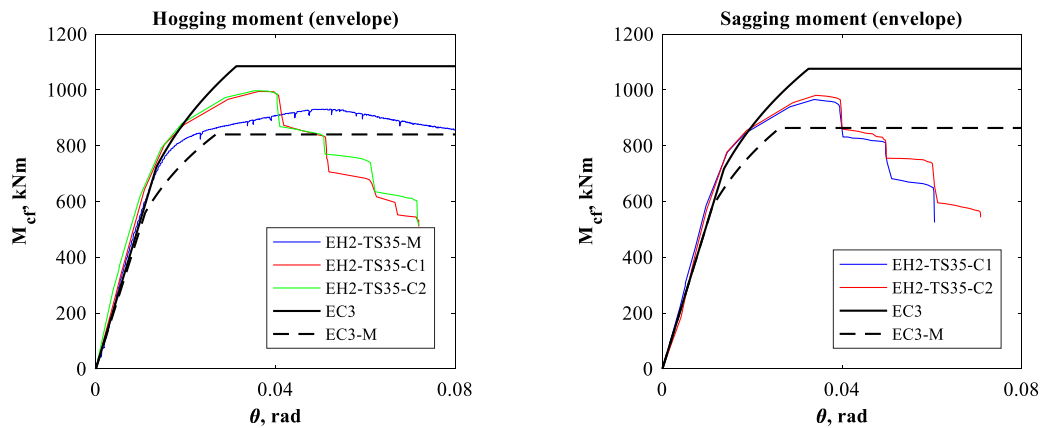


Figura 5.5 Envolventes experimentais vs. estimativas analíticas para os provetes EH2-TS35

5.3. Curvas momento-rotação para juntas reforçadas com chapa de extremidade estendida de acordo com a EN 1993:1-8

Os ensaios foram desenvolvidos quer em juntas com viga apenas de um lado quer em juntas com vigas em ambos os lados, nomeadamente envolvendo uma ou duas ligações. As estimativas analíticas das curvas do comportamento das juntas foram comparadas com os resultados experimentais em relação às curvas globais momento-deslocamento relativo entre pisos (rotação das cordas). O momento é obtido na interface entre o banzo da coluna e a chapa de extremidade. A resistência da ligação é calculada considerando como ativas todas as linhas de parafusos acima do eixo de simetria horizontal da ligação (nomeadamente todas as linhas de parafusos fora da viga e apenas uma linha de parafusos interior mais próxima do banzo da viga). Além disso, outra principal fonte de deformação da junta está associada com o corte do painel da alma da coluna, que foi calculado como descrito da Secção 4.2.4. O comportamento da junta (curva $M_{b,Ed}(\phi_j)$), de acordo com a

definição fornecida no Eurocódigo 3 Part 1-8, foi obtido adicionando as rotações φ_c e γ por forma a obter φ_j . Finalmente, o comportamento da junta que caracteriza os provetes testados são descritos na forma de uma curva $M_{b,Ed}-\theta$ na qual θ designa o deslocamento relativo entre pisos (também chamado “rotação das cordas”) obtido através da divisão da deflexão na extremidade da viga sob a carga aplicada pelo comprimento físico da viga. Neste caso, a estimativa analítica é obtida adicionando a deflexão da viga e a rotação elástica da coluna à rotação da junta φ_c . Em todos os casos, a resistência da viga na extremidade da nervura de reforço (que é a secção onde se pretende que ocorra a rotula plástica) foi considerada como projetada na face da coluna, $M_{pl,Rd}^*$, tal como foi feito com as juntas com esquadro de reforço.

As curvas de resposta analítica dos provetes estimam a rigidez e a resistência das ligações que foram ensaiadas experimentalmente, tal como se mostra de seguida:

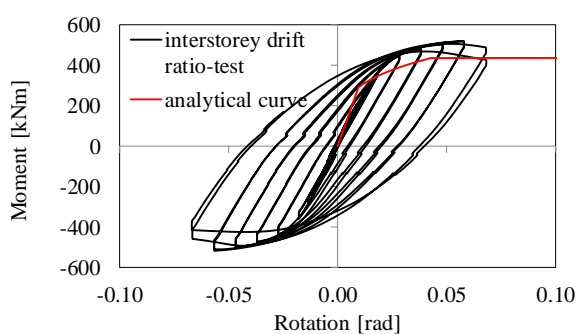


Figura 5.6 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-TS-E - teste C1

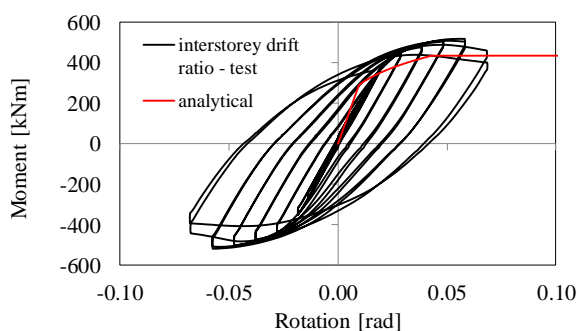


Figura 5.7 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-TS-E - teste C2

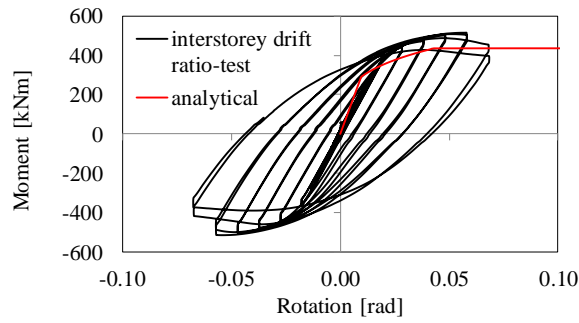


Figura 5.8 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-TS-Esp - teste C

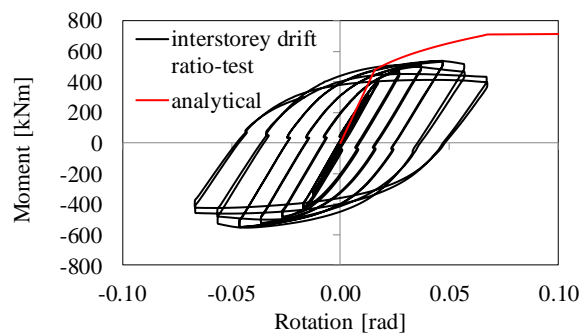


Figura 5.9 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-TS-F - teste C1

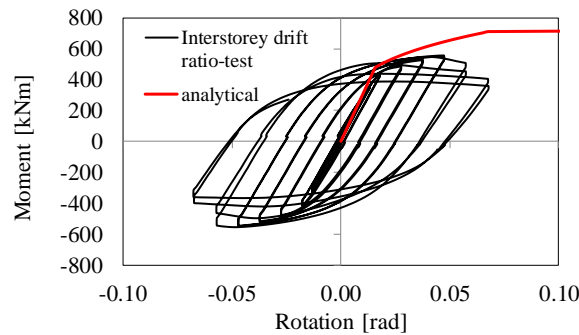
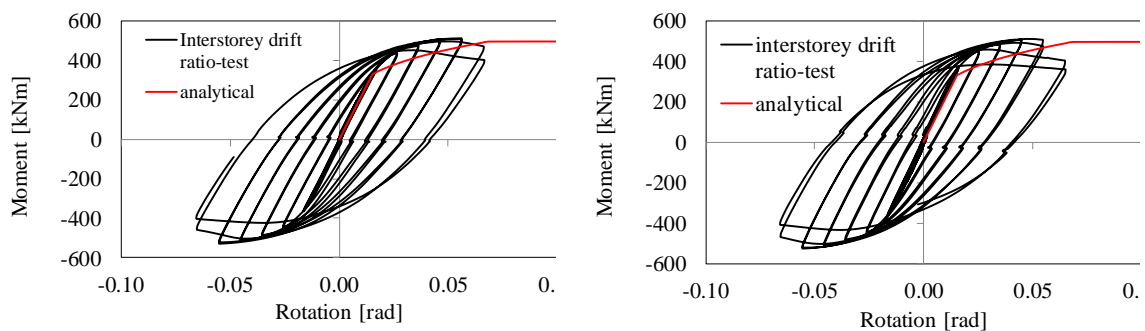


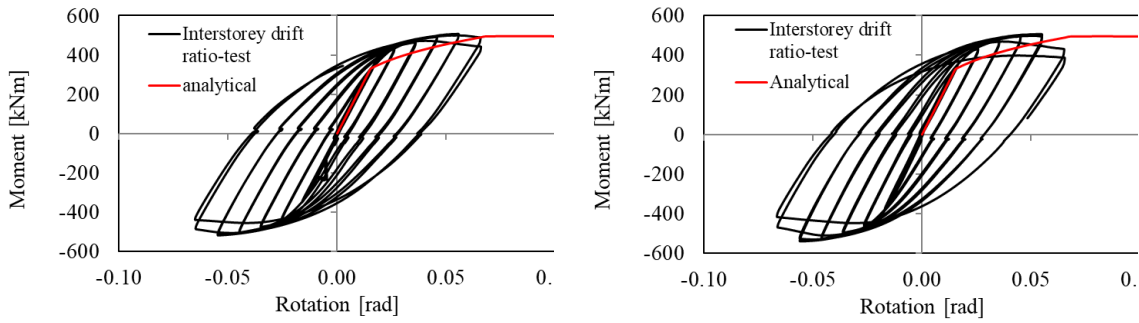
Figura 5.10 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-TS-F - teste C2



Lado Esquerdo

Lado Direito

Figura 5.11 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-XS-E - teste C1



Lado Esquerdo

Lado Direito

Figura 5.12 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES1-XS-E - teste C2

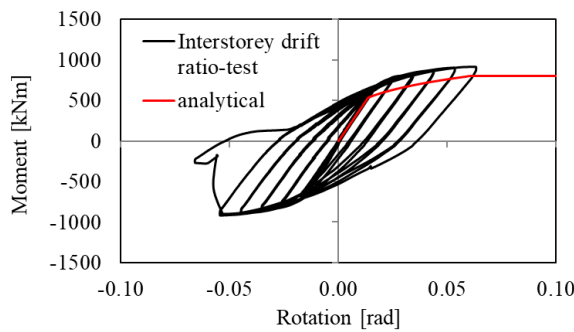


Figura 5.13 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-E - teste C1

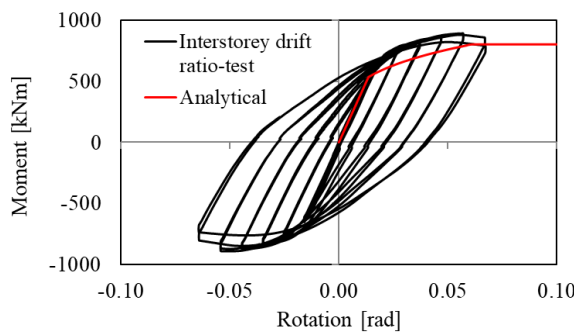


Figura 5.14 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-E - teste C2

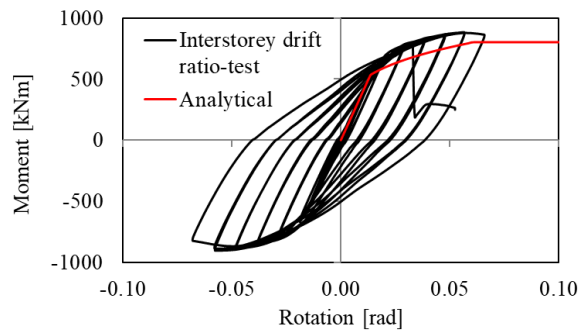


Figura 5.15 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-Esp - teste C

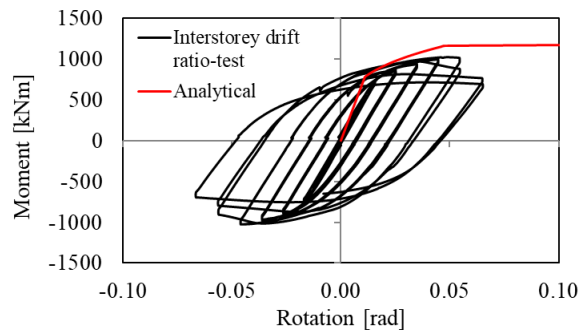


Figura 5.16 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-F - teste C1

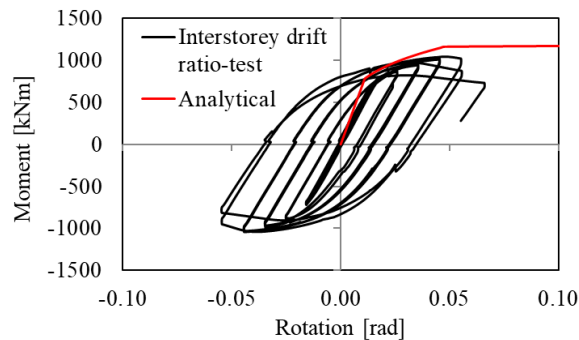


Figura 5.17 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-F - teste C2

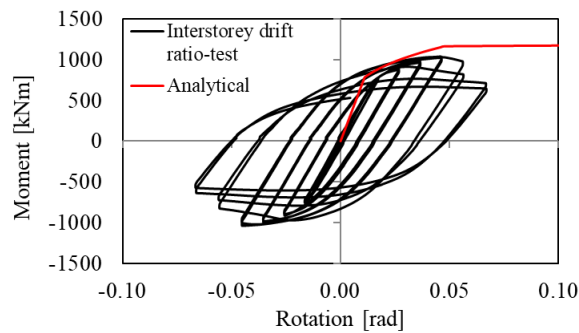


Figura 5.18 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-TS-F - teste CA

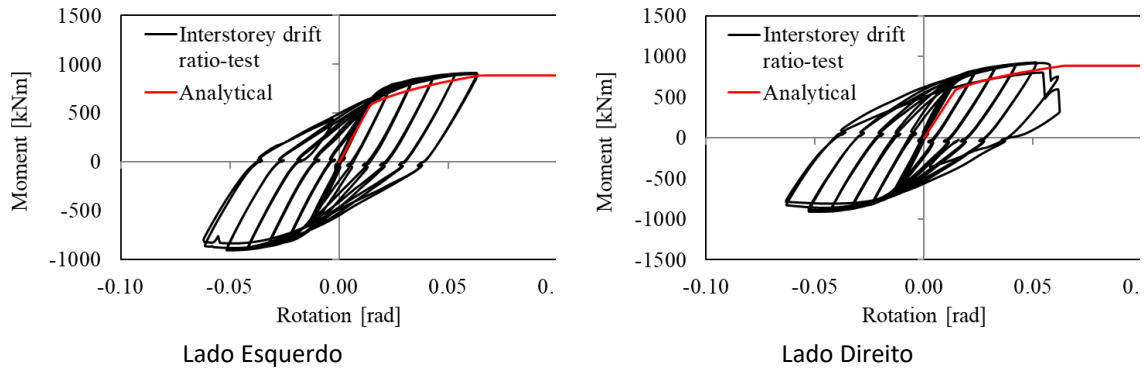


Figura 5.19 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-XS-E - teste C1

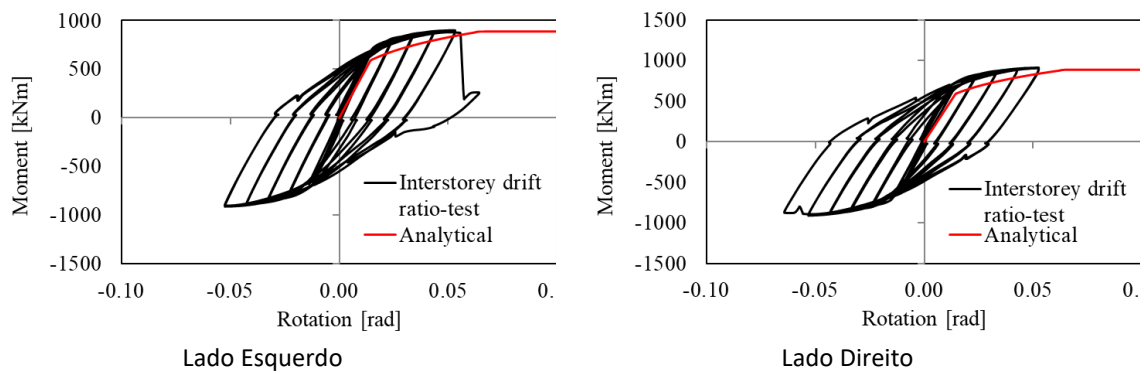


Figura 5.20 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES2-XS-E - teste C2

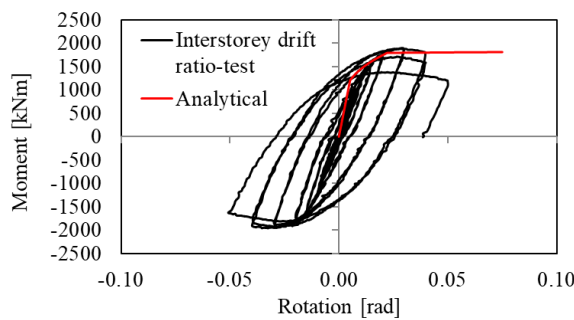


Figura 5.21 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-E - teste C1

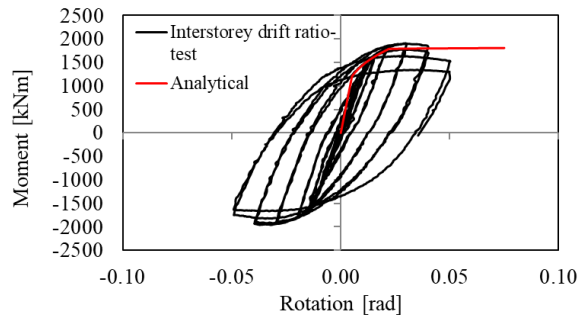


Figura 5.22 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-E - teste C2

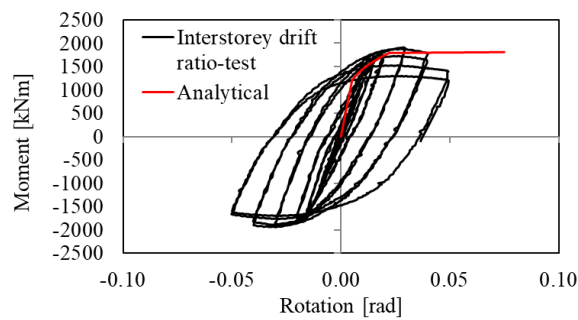


Figura 5.23 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-Esp - teste C

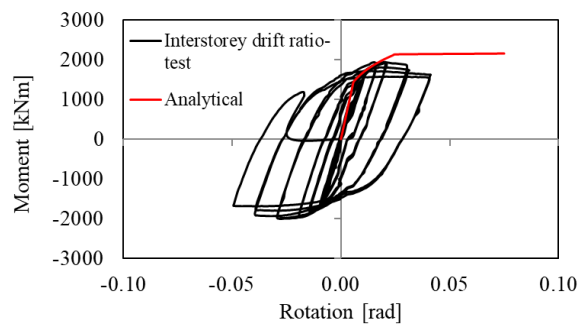


Figura 5.24 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-F - teste C1

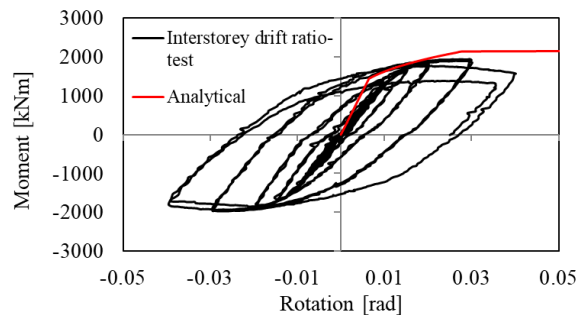


Figura 5.25 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-F - teste C2

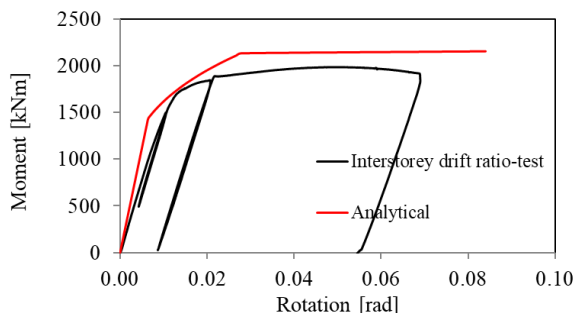


Figura 5.26 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas ES3-TS-F - teste M

5.4. Curvas momento-rotação de juntas não reforçadas com chapa de extremidade estendida de acordo com a EN1993:1-8

Os ensaios foram desenvolvidos quer em juntas com viga apenas de um lado quer em juntas com vigas em ambos os lados, nomeadamente envolvendo uma ou duas ligações. As estimativas analíticas das curvas do comportamento das juntas foram comparadas com os resultados experimentais em relação às curvas globais momento-deslocamento relativo entre pisos (rotação das cordas). O momento é obtido na interface entre o banzo da coluna e a chapa de extremidade. A resistência da junta (ligação + painel da alma da coluna) é calculada de acordo com a secção 6.2.7.2 do EN1993:1-8. A rotação da junta foi calculada de acordo com a secção 6.3.1 do EN1993:1-8. Finalmente, o comportamento da junta que caracteriza os provetes testados são descritos na forma de uma curva $M_{b,Ed}-\theta$ na qual θ designa o deslocamento relativo entre pisos (também chamado “rotação das cordas”) obtido através da divisão da deflexão na extremidade da viga sob a carga aplicada pelo comprimento físico da viga. Neste caso, a estimativa analítica é obtida adicionando a deflexão da viga e a rotação elástica da coluna à rotação da junta φ_c .

As curvas de resposta analítica dos provetes estimam a rigidez e a resistência das ligações que foram ensaiadas experimentalmente, tal como se mostra de seguida:

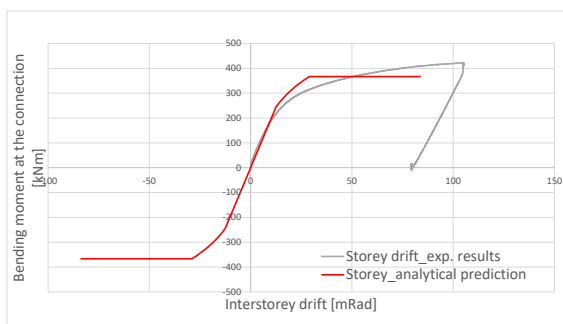


Figura 5.27 Comportamento experimental vs. curvas momento-rotação do EC3:1-8 para as juntas E1-TB-E - ensaio monotónico

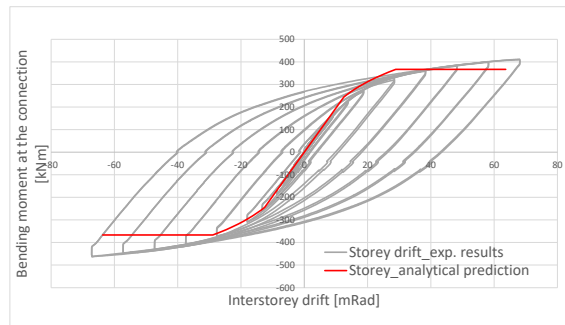


Figura 5.28 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-TB-E ensaio cíclico 1

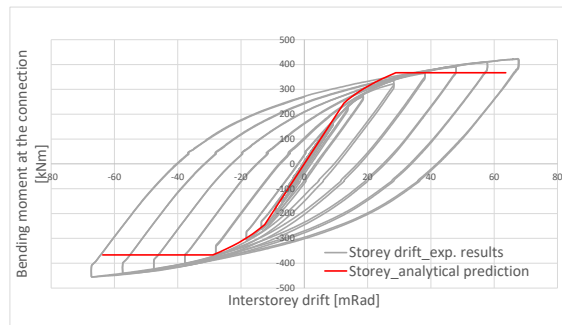


Figura 5.29 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-TB-E ensaio cíclico 2

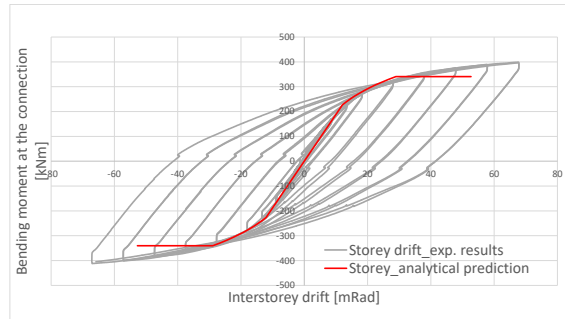


Figura 5.30 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-TB-P – ensaio cíclico 1

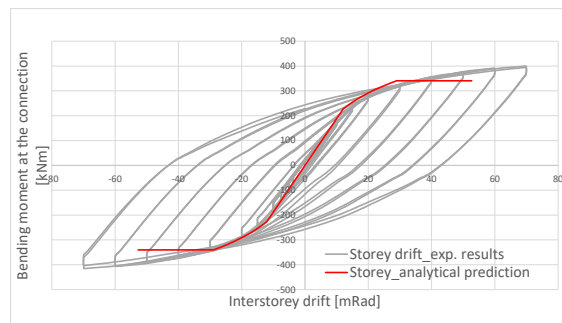


Figura 5.31 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-TB-P – ensaio cíclico 2

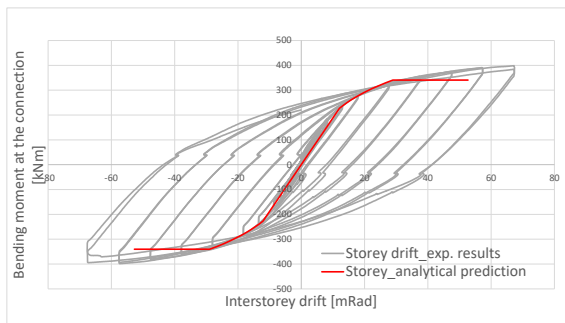


Figura 5.32 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-TB-PP – teste cíclico

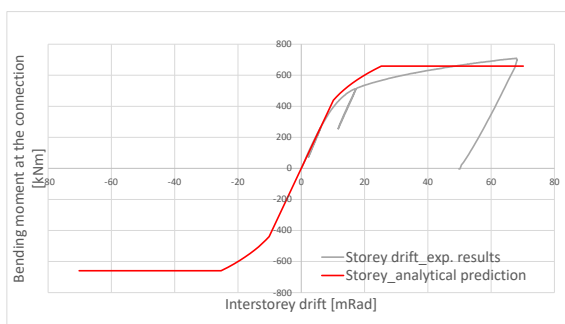


Figura 5.33 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-E – teste monotónico

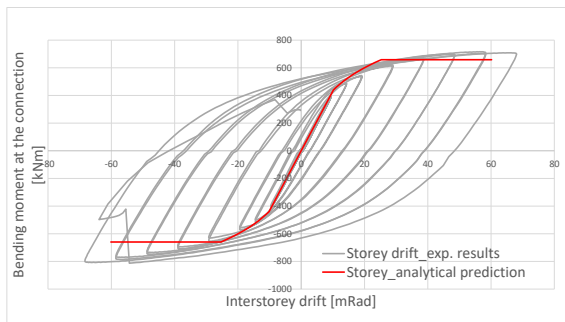


Figura 5.34 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-E – teste cíclico 1

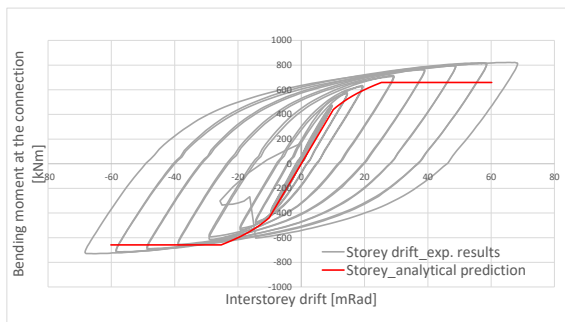


Figura 5.35 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-E – teste cíclico 2

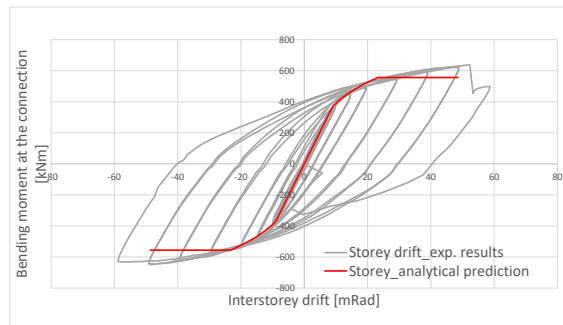


Figura 5.36 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-P – teste cíclico 1

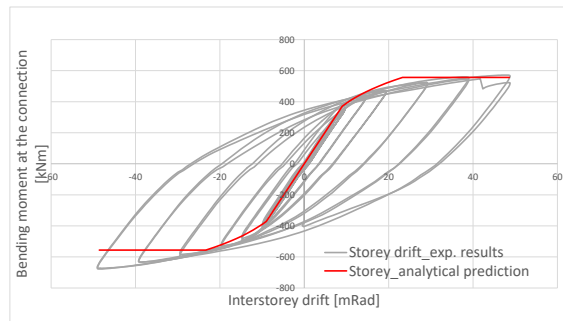


Figura 5.37 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-P – teste cíclico 2

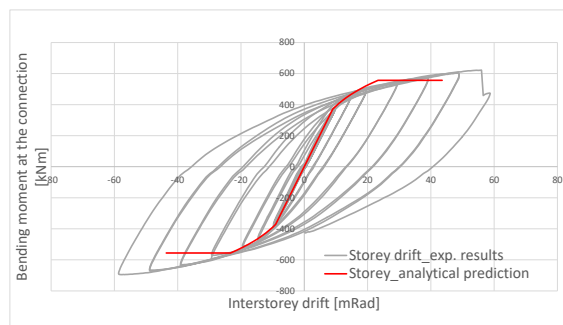


Figura 5.38 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-TB-P – teste cíclico – *shot peening*

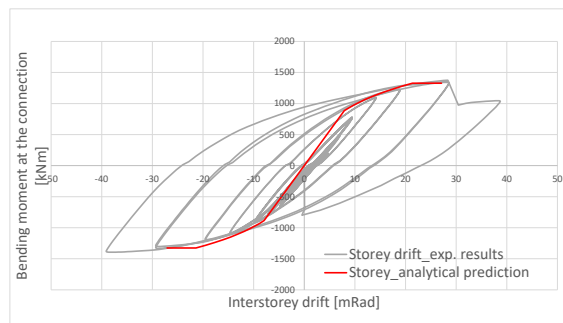


Figura 5.39 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-E – teste cíclico 1

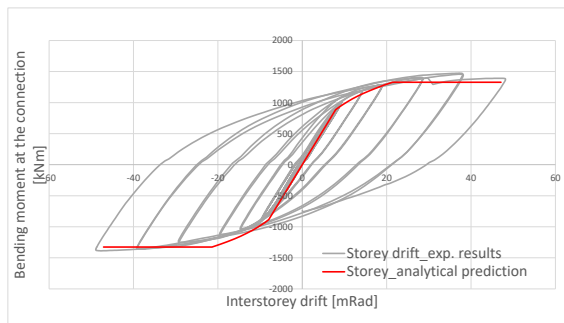


Figura 5.40 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-E – teste cíclico 2

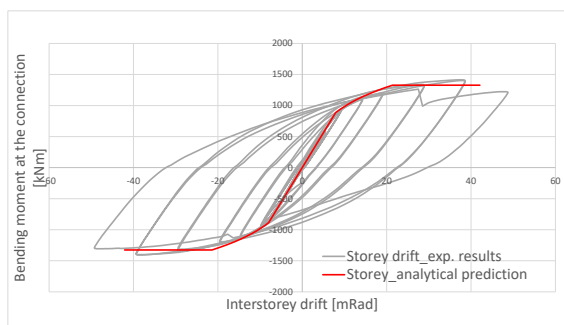


Figura 5.41 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-E – teste cíclico protocolo do Equaljoint

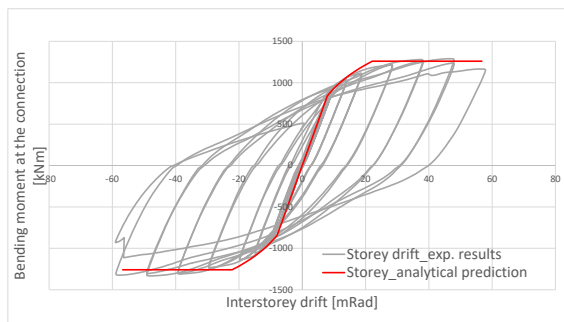


Figura 5.42 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-P – teste cíclico 1

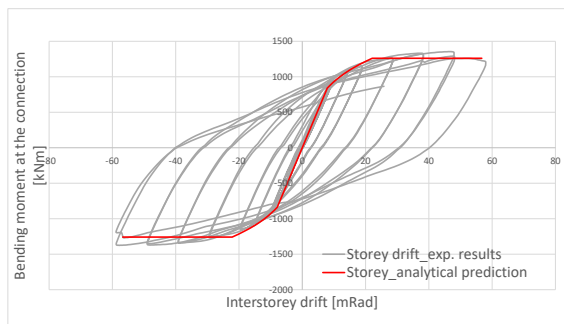


Figura 5.43 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-P – teste cíclico 2

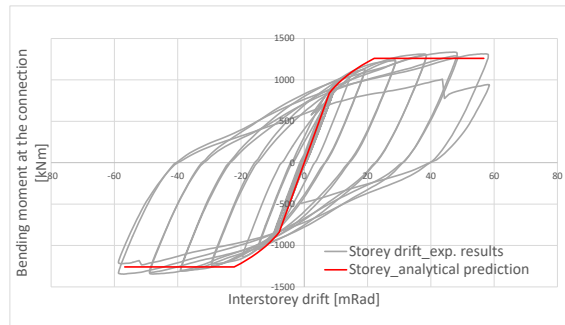
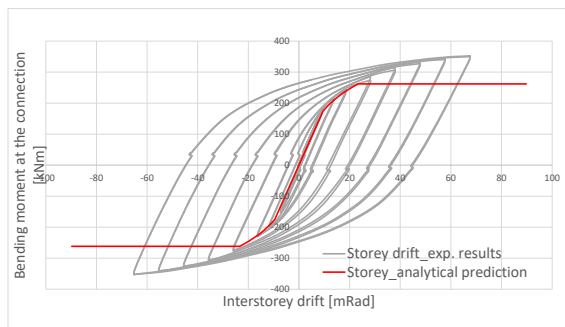
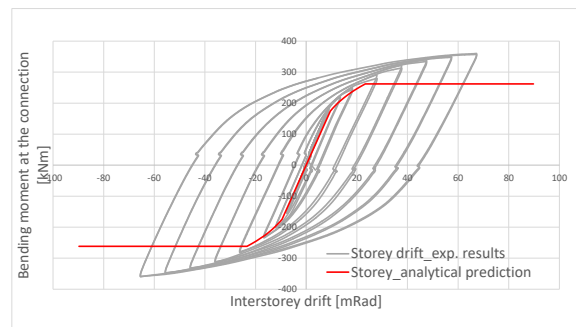


Figura 5.44 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-TB-P – teste cíclico – *shot peening*

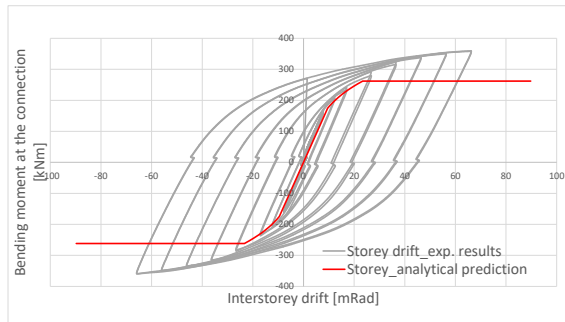


Left side

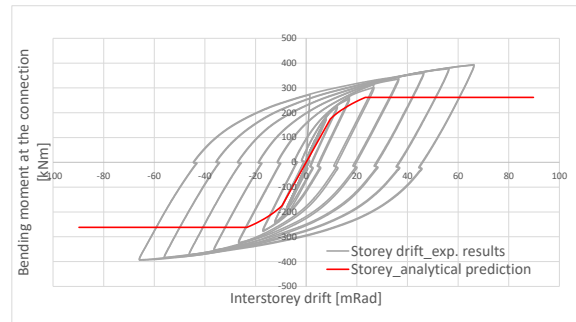


Right side

Figura 5.45 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-XW-P – teste cíclico 1



Left side



Right side

Figura 5.46 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-XW-P – teste cíclico 2

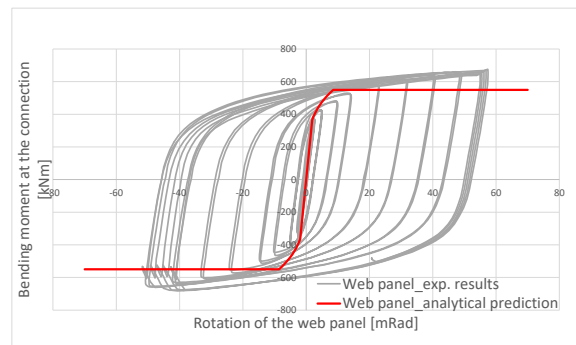
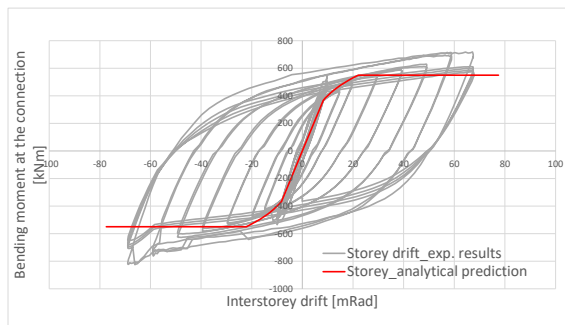
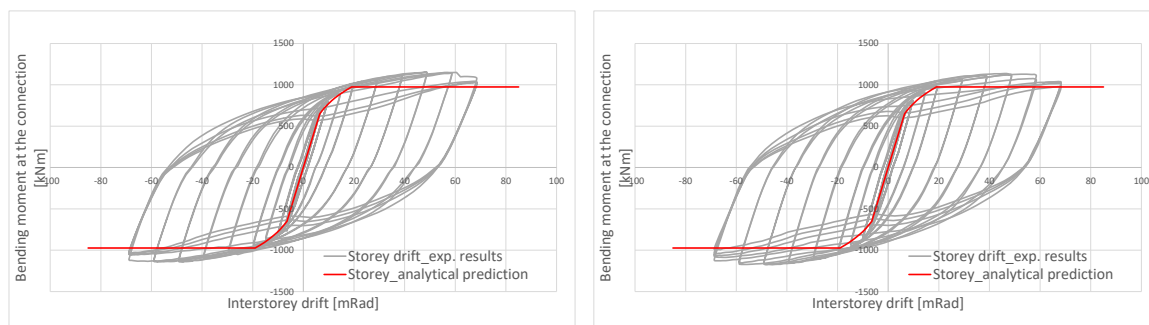


Figura 5.47 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E1-XW-P – teste cíclico 3

Lado esquerdo

Lado direito

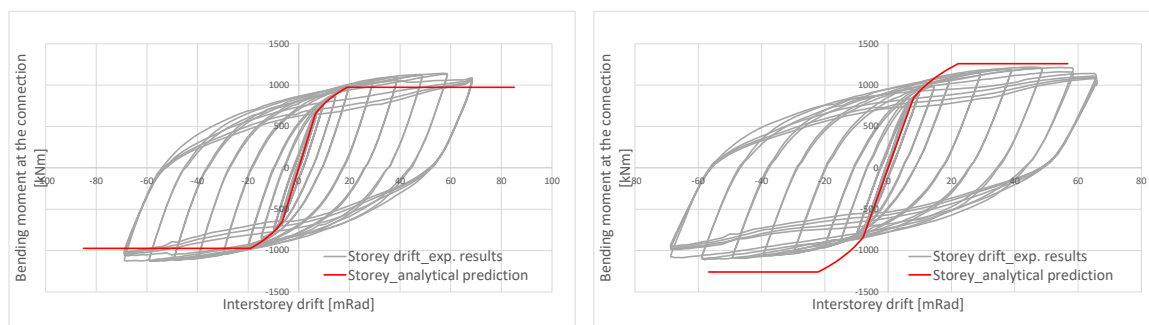
Figura 5.47 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E2-XW-P – teste cíclico 2



Lado esquerdo

Lado direito

Figura 5.48 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-XW-P – teste cíclico 1



Lado esquerdo

Lado direito

Figura 5.49 Comportamento experimental vs. EC3:1-8 curvas momento-rotação da junta E3-XW-P – teste cíclico 2

Globalmente, pode ser observado que a previsão analítica obtida pelo EC3-1-8, em termos de resistência e rigidez, está em concordância com os resultados experimentais, para todas as ligações e juntas. Uma conclusão semelhante pode ser traçada para o painel de alma de coluna tendo em conta que os painéis foram assumidos como sendo ao longo da “máxima altura de corte” resultante da aplicação da assemblagem das componentes do EC3-1-8 (secção 6.2.7.2). Pelo contrário, é obtida uma estimativa insegura da resistência do painel de alma que a altura dos painéis é tomada igual à distância entre o centro de gravidade dos banzos da viga (de acordo com o EC3-1-8, Figura 6.15). Este resultado realça que para as juntas em que a contribuição das fiadas de parafusos interiores é significativa, a abordagem simplificada dada pela Figura 6.15 do EC3-1-8 deve ser evitada.

5.5. Curvas Momento-rotação de juntas *dog-bone*

Como referido anteriormente, as juntas *dog-bone* ou VSR (Viga de Secção Reduzida) foram consideradas como parte da avaliação do uso de aços Europeus para grandes assemblagens de vigas-coluna que incorporam este tipo de ligação dissipativa. Assim, estas ligações representam um caso especial que não é diretamente relacionado com as outras configurações de ligações discutidas anteriormente (i. e. juntas com esquadro, chapa de extremidade estendida reforçada e não reforçada). Contudo, para ilustrar a resposta típica em termos de momento-rotação de duas ligações de grande dimensão VSR, a Figura 5.50 e a Figura 5.51 ilustram a resposta momento-rotação dos provetes SP2 e SP4, representados pelo momento do eixo da coluna contra o desvio total do piso (como uma percentagem da altura do piso).

Para SP2, foi atingida uma força máxima total de 293 kips (1303,33 kN) durante os ciclos de 4% de desvio do piso. A rigidez elástica do provete era de aproximadamente 75 k/in (13.13 kN/mm). O provete exibiu uma resposta largamente elástica linear até um desvio de 1%, e, notavelmente, um comportamento inelástico que ocorreu a partir de um desvio de 2%. A encurvadura lateral da alma iniciou a partir de cerca de 3% de desvio, com encurvadura local do banzo visível a ocorrer aos 4% de desvio. Após os dois ciclos a 4% que completaram o teste de pré-qualificação, foram realizados cinco ciclos completos a 5% de desvio do piso, com degradação da resistência notável e encurvadura local nos banzos e na alma mais severa, até à rotura devido à fadiga. Durante o ciclo final, a viga apresentou fraturas em ambos os banzos ao nível da VSR, devido à concentração elevada de encurvadura local.

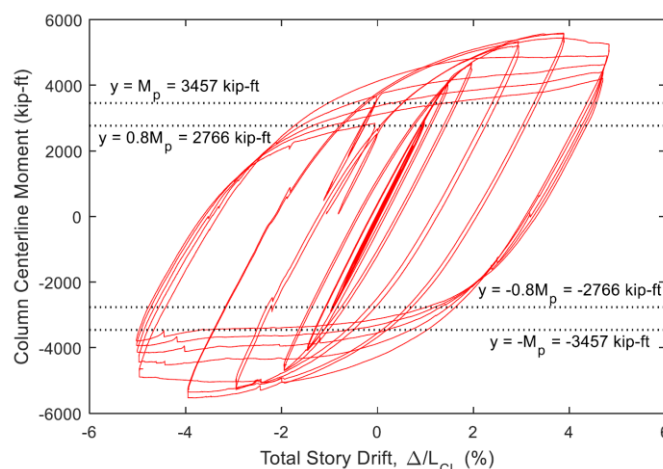


Figura 5.18 Curva momento rotação da junta VSR (*dog-bone*) – Provetes SP2

Tal como mostra a resposta do SP2, a 4% de desvio do piso, o momento sofrido pela viga do provete excede 80% da resistência à flexão nominal plástica, M_p . O mesmo se verifica para desvios de piso de 5%. O que satisfaz o critério de aceitação para pórticos especiais, tal como descrito na secção E3.6 da AISC 341-10 (2010). Após os ciclos iniciais, a deformação inelástica contribui maioritariamente para o desvio do piso. Uma vez que a VSR começa a ceder e com grandes deformações subseqüentemente, uma rótula forma-se na VSR, e a maior parte da rotação na ligação ocorre dentro da secção reduzida. Além disso, no início do teste, em que a resposta é em grande parte elástica, a zona do painel contribui significativamente. Contudo, esta reduz-se gradualmente com o aumento dos níveis de inelasticidade à medida que a dissipação se torna mais concentrada dentro da VSR.

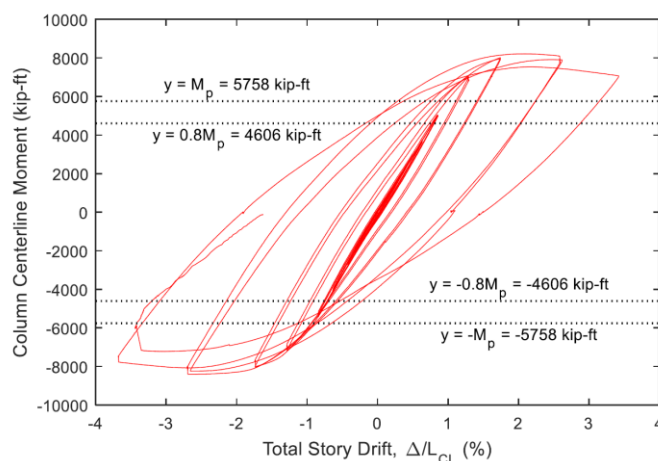


Figura 5.19 Curva momento-rotação da junta VSR (dog-bone) – Proveten SP4

Em geral, uma resposta semelhante foi obtida para SP4, assim o mesmo procedimento foi adotado para o SP2, com base na AISC341-10 (2010). O teste foi realizado até um desvio de, aproximadamente, 4%, e subseqüentemente terminado devido a limitação de estabilidade lateral, o que resultou numa deformação fora do plano significativa e deformações torsionais significativas na altura da coluna adotada.

O provete exibiu uma resposta maioritariamente elástica linear até ao um de 1%, e, um comportamento inelástico notável a ocorrer a partir dos 2%. A cedência e a encurvadura local da alma iniciaram por volta dos 3%, com encurvadura local do banzo visível a ocorrer por volta dos 4%, como degradação da resistência significativa e com agravamento da encurvadura da alma. O teste foi terminado para um desvio de aproximadamente 4% devido à limitação do sistema de contraventamento lateral.

Tal como o SP2, a resistência da ligação SP4 era 80% superior à resistência plástica nominal da viga aos 4% de desvio. Contudo, deve ser notado que na figura, o momento é calculado no centro da coluna de acordo com AISC 341-10, consequentemente apresenta ser significativamente maior do que M_p enquanto que a margem de sobre-resistência é na verdade menor. A razão entre o momento aplicado na VSR e o momento resistente nominal da VSR continua a ser maior do que 80% da resistência plástica nominal.

É de realçar que na Secção K2.8 da AISC 341-10 (2010), o critério de verificação para as ligações viga-coluna refere que os requisitos devem ser verificados tanto para a resistência como para o angulo de deslocamento entre pisos. Para os pórticos especiais simples, o requisito para o deslocamento entre pisos refere que o provete complete pelo menos um ciclo completo a, pelo menos, 4% de deslocamento entre pisos. O requisito de resistência refere que para o deslocamento de 4%, a ligação deve ser capaz de resistir a um momento de pelo menos $0.8M_p$. com base nos resultados discutidos acima, a resposta do SP2 cumpre com estes requisitos, portanto satisfaz o critério de aceitação para ligações viga-coluna pré-qualificadas.

É importante notar que a consideração de contraventamentos laterais na localização da VSR pode ter tido, previamente, efeitos adversos não considerados na pré-qualificação do provete. A AISC 358-10 debate as limitações da pré-qualificação da viga para ligações VSR e aborda essas limitações uma vez que dizem respeito ao contraventamento lateral, na Secção 5.3.1(7). De acordo com esta secção, há uma expectativa que o requisito para o contraventamento lateral na VSR, decorre de sistemas que utilizam uma laje mista suportada pela viga.

6. Parâmetros de desempenho das ligações testadas (i.e. Comportamento histerético de elementos sob carregamento cíclico, degradação da rigidez e da resistência)

Os parâmetros de desempenho das juntas das juntas estudadas nas secções seguintes foram obtidos de acordo com o procedimento descrito na Figura 6.1. Em particular, para as ligações com esquadro e para as ligações com chapa de extremidade, os parâmetros de desempenho são descritos de acordo com a reportados de acordo com a to Fig.6.1a, que está de acordo com a EN1998-1. De

facto, para estas tipologias de juntas a principal fonte de dissipação é a viga que é influenciada pela forma e pelo detalhe dos reforços (i.e. esquadros e reforços transversais) e os parâmetros de desempenho são descritos para avaliar o desempenho da assemblagem viga-coluna dentro da estrutura. Para juntas não reforçadas a principal fonte de deformação são a ligação e o painel de alma de coluna. Consequentemente os parâmetros de desempenho são descritos apenas em termos de rotação da junta de acordo com a EN1993-1-8, tal como mostra a Fig. 6.1b. Este aspeto também explica os diferentes símbolos adotados para identificar consistentemente os diferentes parâmetros de resposta.

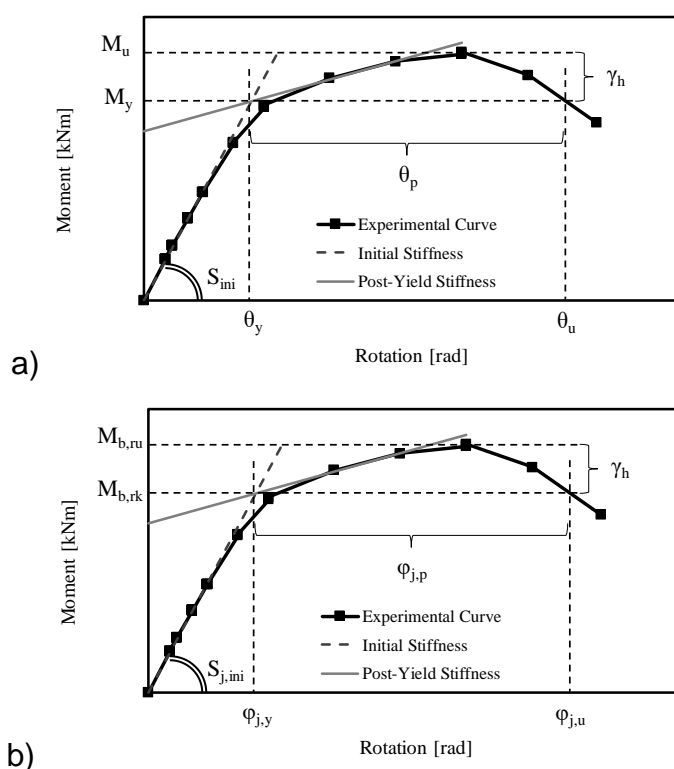


Figura 6.1: Definição dos parâmetros de desempenho: a) em termos de rotação global da corda (deslocamento entre pisos) de acordo com a AISC341-16 e a EN1998-1; b) em termos de rotação da junta (i.e. ligação + painel de alma) de acordo com a EN1993:1-8.

6.1. Juntas com esquadro

O modelo proposto para juntas com esquadro (tipo a) é apresentado nos esquemas seguintes. Três casos são apresentados: (a1) juntas exteriores, (a2) juntas interiores para pórticos simples e (a3) juntas interiores de pórticos contraventados para pórticos duais (i.e. pórticos simples + pórticos com contraventamentos centrados ou pórticos simples + pórticos com contraventamento excêntrico). A altura da zona do painel adotada é igual a h_b+h_h (ver Figura 6.2 para simbologia).

As vigas momento-resistentes têm elementos rígido-elásticos nas suas extremidades, para o comprimento de s_h da face da coluna. O contraventamento é ligado ao ponto pivô da assemblagem tipo 'sissors', nomeadamente ao ponto de ligação entre os dois segmentos rígidos, simulando as dimensões do painel de alma da coluna.

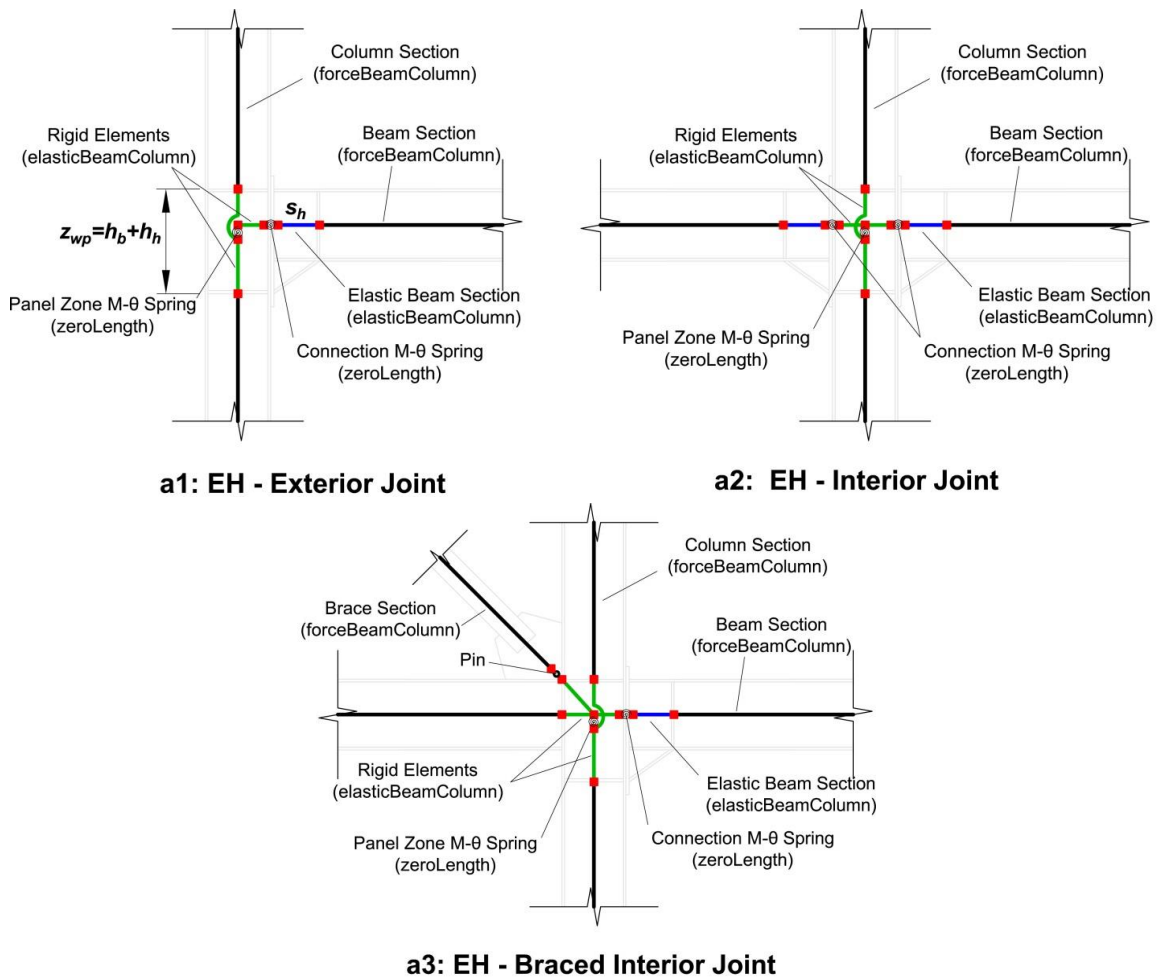


Figura 6.2 Modelação das juntas com esquadro.

Uma boa estimativa para as características de resistência e rigidez de juntas é apresentado seguidamente. Os valores propostos foram obtidos com base em simulações numéricas e dados experimentais de juntas pré-qualificadas para um conjunto de arquétipos de construção. A validade destes dados é limitada às considerações adotadas, nomeadamente edifícios porticados com vãos entre 6m e 8m e altura entre pisos entre 3.5m e 4m e vigas com perfis entre IPE360 e IPE600. Contudo, uma vez designada a geometria da junta, as características geométricas devem ser reavaliadas a fim de obter uma previsão mais precisa da resposta da estrutura.

A normalização da resistência em relação à resistência plástica da viga calculada na face da coluna, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$, e a normalização da rigidez em relação à rigidez de flexão da viga, $s_b = EI_b / L_b$. Os valores da resistência normalizada são consistentes com o princípio de capacidade real e os valores da rigidez normalizada são os médios para cada grupo de juntas.

Tipo de Junta	Geometria	Resistência		Rigidez	
		Ligação:	Zonal do painel:	Ligação:	Zonal do painel:
EH-S: Resistência total com zona de painel forte	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$s_{con,ini} = 80$ s_b	Nós exteriores: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 55$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nós interiores: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 55$
EH-B: Resistência total com zonal do painel equilibrada	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$s_{con,ini} = 65$ s_b	Nós exteriores: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 31$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nós interiores: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 31$

Notas:

i) É assumido um comportamento elasto-plástico para as molas da ligação, com um patamar pós-cedência com 1%. A capacidade de rotação plástica assumida para a componente é de 18 mrad (ASCE 41-13, Quadro 9-6, cedência dos parafusos). O comportamento da ligação pode ser implementado por e.g. atribuindo um material Bllin (modified Ibarra-Medina-Krawinkler model) ao DOF da mola.

ii) A mola do painel de alma de coluna é modelado de acordo com o modelo tri-linear por Krawinkler (ver Gupta e Krawinkler, 1999). O valor proposto para a resistência corresponde ao primeiro ponto de cedência (pianel). É assumido um patamar de endurecimento pós-cedência de 1.5%. No OpenVERS o comportamento do painel pode ser implementado atribuindo o material Hysteretic ou Steel02 à respetiva mola.

iii) Na modelação do painel pode ser utilizado (a) um paralelograma de elementos rígidos e rótulas ou (b) o macromodelo Joint2D, a cinemática é idêntica e as propriedades das mola são as mesmas. Neste caso, a rigidez elástica da mola é: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Se o painel para modelado de acordo com o modelo “scissors”, o valor da resistência e da rigidez da mola (calculados por Krawinkler's approach) têm de ser modificados (ver Charney e Downs, 2004).

6.1.1. Parâmetros de desempenho das juntas testadas

De modo a obter um conjunto de parâmetros de desempenho das juntas, o conjunto de provetes testados sob carregamento cíclico foram montadas primeiro. Até ao momento fletor máximo, a envolvente foi obtida através da ligação dos pontos máximos de momentos para cada carregamento cíclico, ao passo que os pontos de momento máximo de momentos maiores a uma dada deformação foram utilizados. Figura 6.3a, ilustra a envolvente positiva e a negativa construídas para a junta EH2-TS35-C1 e a Figura 6.4a ilustra a envolvente positiva e a negativa para a junta EH2-XB-35-C1. A rigidez inicial (S_{ini}) foi obtida através de um ajuste linear de pontos da envolvente correspondente aos valores do momento fletor abaixo de 0.7 vezes o momento fletor máximo (M_{max}). O valor do momento fletor (M_y) foi determinado na intersecção do troço inicial com o troço da tangente (Figura 6.3b e Figura 6.4b). O último foi definido através de um ajuste linear de pontos da curva $M_{cr}-\theta$, localizados entre $0.8M_{max}$ e M_{max} . Por fim, a deformação última θ_u foi determinada com base no ponto da envolvente da curva $M_{cr}-\theta$ correspondente a um momento 0.8 vezes o máximo (Figura 6.3b e Figura 6.4b). Para cada ensaio cíclico, os parâmetros definidos anteriormente foram calculados para as envolturas positivas e negativas, que eram próximas uma da outra. Para a rigidez inicial (S_{ini}), o momento fletor (M_y) e o momento fletor máximo (M_{max}), foram calculados os valores médios dos valores negativos e dos positivos, enquanto que para o deslocamento último (θ_u) foi calculado o valor mínimo. Os parâmetros obtidos deste modo são apresentados no Quadro 6.1. Adicionalmente, o coeficiente de endurecimento (γ_h) foi calculado como a razão entre o momento máximo (M_{max}) e o momento fletor (M_y), bem como o deslocamento plástico ($\theta_{pl,u}$), definido como sendo a subtração do deslocamento último (θ_u), correspondente ao momento de cedência (M_y), obtido com base na rigidez inicial como descrito anteriormente.

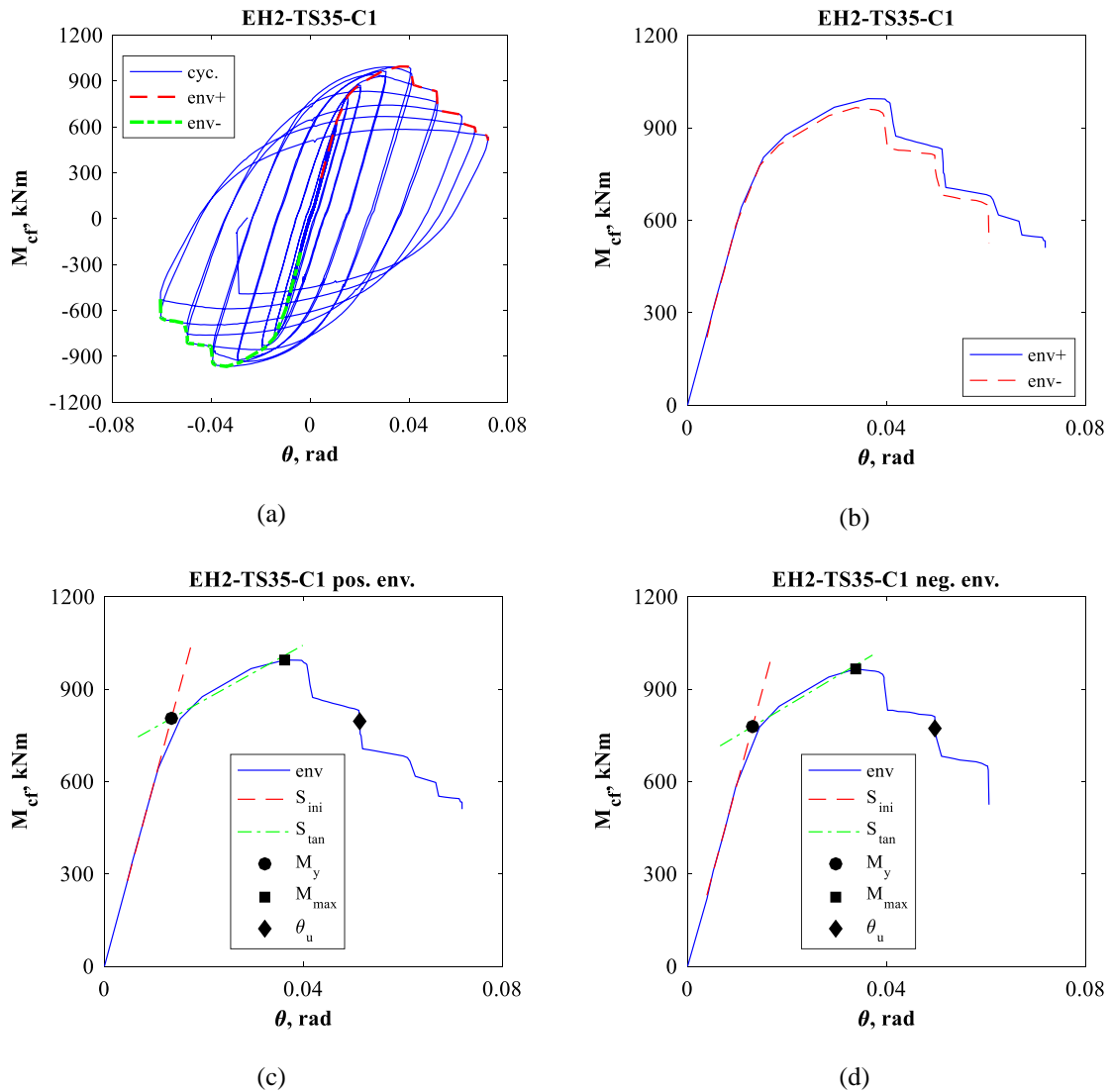


Figura 6.3: EH2-TS35-C1: a) Ciclos histeréticos e envolvente; b) envolvente positiva vs negativa c); características da envolvente positiva da curva $M_{cf} - \theta$; d) características da envolvente negativa da curva $M_{cf} - \theta$

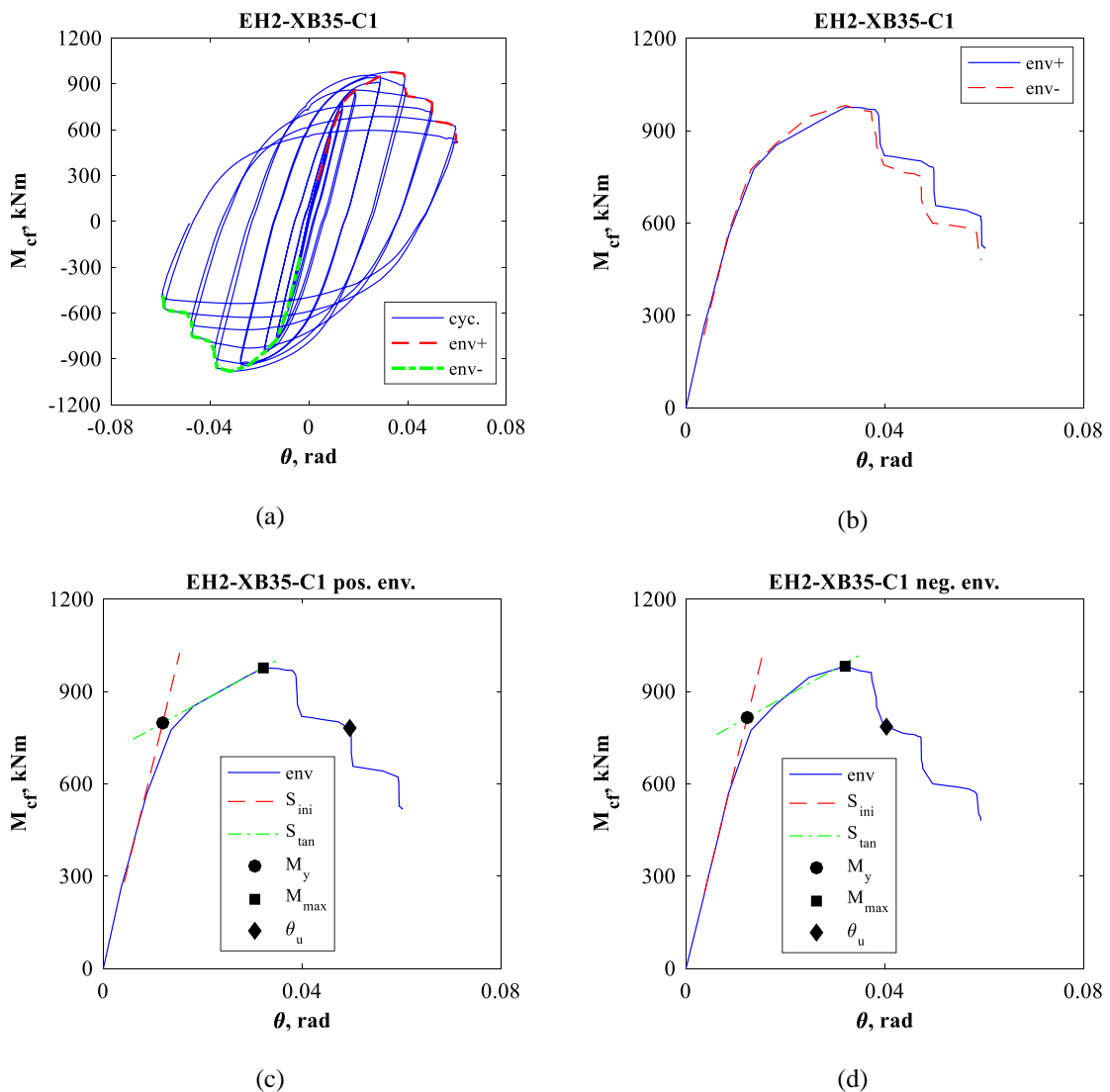


Figura 6.4: EH2-XB5-C1: a) Ciclos histeréticos e envolvente; b) envolvente positiva vs negativa c); características da envolvente positiva da curva $M_{cf} - \theta$; d) características da envolvente negativa da curva $M_{cf} - \theta$

Pode-se observar que o coeficiente de endurecimento é relativamente uniforme para os provetes, em média cerca de $\gamma_h = 1.21$. O deslocamento entre pisos último (θ_u) é geralmente maior do que 0.04 rad (requisito mínimo especificado na ANSI/AISC 341-16, para pórticos simples de aços especiais). O deslocamento entre pisos último diminui gradualmente com o aumento da altura da viga. Além disso, para vigas de grandes dimensões com esquadro de 45° (EH3-TS45-C1 e EH3-TS45-C2) o deslocamento último (θ_u) está abaixo do requisito mínimo, sendo cerca de 0.037 rad. Semelhantemente, o deslocamento plástico (θ_p) é geralmente maior do que 0.03 rad, excepto para vigas de grandes dimensões com esquadro de 45°

(EH3-TS45-C1 e EH3-TS45-C2), para as quais foi obtido 0.027 rad. Além disso, o provete EH2-XB35-C1 (junta com viga IPE450 e esquadro de 45° dos dois lados) apresentou rotação última menor ($\theta_u=0.040$ rad e $\theta_p =0.038$ rad). Tal atribui-se a colunas de grandes dimensões e vigas de pequenas dimensões relativamente à razão do vão, resulte numa maior influência do esforço de corte.

Quadro 6.1: **Parâmetros de desempenhos das juntas com esquadro testadas (EN 1998-1)**

Provete	S_{ini} [kNm/rad]	M_y [kNm]	M_{max} [kNm]	γ_h	θ_u [rad]	θ_p [rad]
EH1-TS35-C1	30674.5	468.1	578.4	1.24	0.057	0.041
EH1-TS35-C2	29377.0	471.6	583.3	1.24	0.050	0.034
EH1-TS35-CA	30585.9	472.4	586.5	1.24	0.052	0.036
EH1-TS45-C1	30537.6	468.1	573.1	1.22	0.050	0.035
EH1-TS45-C2	30618.6	461.8	572.4	1.24	0.049	0.034
EH1-TSO-35-C	30629.2	541.2	650.1	1.20	0.057	0.041
EH2-TS35-M	56741.9	795.5	931.7	1.17	0.118	0.105
EH2-TS35-C1	59699.5	792.0	980.2	1.24	0.050	0.037
EH2-TS35-C2	60740.4	831.5	989.1	1.19	0.050	0.036
EH2-TS35-CA	59540.6	814.5	995.5	1.22	0.049	0.034
EH2-TS45-C1	60290.7	801.8	963.5	1.20	0.042	0.029
EH2-TS45-C2	59986.7	800.4	987.0	1.23	0.049	0.035
EH2-TS45-M	60969.3	798.6	957.2	1.20	0.123	0.110
EH3-TS35-C1	149595.3	1886.5	2232.3	1.18	0.045	0.033
EH3-TS35-C2	142546.6	1956.3	2240.7	1.15	0.044	0.033
EH3-TS35-CA	146423.8	1971.4	2217.9	1.13	0.046	0.034
EH3-TSO35-C	140557.6	1962.9	2376.9	1.21	0.050	0.036
EH3-TS45-C1	153141.9	1554.7	1939.4	1.25	0.037	0.027
EH3-TS45-C2	144779.7	1560.2	1956.3	1.25	0.038	0.028
EH1-XB35-C1	27229.1	469.6	562.5	1.20	0.070	0.052
EH1-XB35-C2	29290.7	436.3	557.5	1.28	0.056	0.041
EH2-XB35-C1	66494.3	806.5	979.3	1.21	0.040	0.028
EH2-XB35-C2	65565.3	809.9	987.0	1.22	0.045	0.033
EH2-XB35-M	62344.2	807.2	952.2	1.18	0.112	0.100

No Quadro 6.1, foram calculados os valores médios da envolvente positiva e da envolvente negativa foram calculados para a rigidez inicial (S_{ini}), o momento de cedência (M_y) e o momento fletor máximo (M_{max}). Os valores mínimos do deslocamento entre pisos último (θ_u) e o deslocamento plástico (θ_p) para a envolvente positiva e para a negativa no Quadro 6.1.

Adicionalmente, no Quadro 6.2 são apresentados os valores do desvio entre pisos (θ_u) e do deslocamento plástico (θ_p) para a envolvente positiva e negativa. A rotação última sob ciclos negativos são, em geral, menores do que para os positivos.

Quadro 6.2: **Parâmetros de desempenho das juntas com esquadro testadas**

Provete	θ_u [rad]			θ_u [rad]		
	positivo	negativo	min	positivo	negativo	min
EH1-TS35-C1	0.060	0.057	0.057	0.046	0.041	0.041
EH1-TS35-C2	0.061	0.050	0.050	0.045	0.034	0.034
EH1-TS35-CA	0.052	0.065	0.052	0.036	0.050	0.036
EH1-TS45-C1	0.059	0.050	0.050	0.044	0.035	0.035
EH1-TS45-C2	0.049	0.049	0.049	0.035	0.034	0.034
EH1-TSO-35-C	0.057	0.060	0.057	0.041	0.042	0.041
EH2-TS35-C1	0.118	-	0.118	0.105	-	0.105
EH2-TS35-C2	0.051	0.050	0.050	0.038	0.037	0.037
EH2-TS35-CA	0.051	0.050	0.050	0.039	0.036	0.036
EH2-TS35-M	0.057	0.049	0.049	0.045	0.034	0.034
EH2-TS45-C1	0.049	0.042	0.042	0.037	0.029	0.029
EH2-TS45-C2	0.050	0.049	0.049	0.038	0.035	0.035
EH2-TS45-M	0.123	-	0.123	0.110	-	0.110
EH3-TS35-C1	0.048	0.045	0.045	0.036	0.033	0.033
EH3-TS35-C2	0.044	0.049	0.044	0.033	0.036	0.033
EH3-TS35-CA	0.048	0.046	0.046	0.035	0.034	0.034
EH3-TSO35-C	0.050	0.050	0.050	0.036	0.037	0.036
EH3-TS45-C1	0.040	0.037	0.037	0.029	0.027	0.027
EH3-TS45-C2	0.040	0.038	0.038	0.029	0.028	0.028
EH1-XB35-C1	0.070	0.070	0.070	0.055	0.052	0.052
EH1-XB35-C2	0.056	0.060	0.056	0.041	0.045	0.041
EH2-XB35-C1	0.050	0.040	0.040	0.038	0.028	0.028
EH2-XB35-C2	0.050	0.045	0.045	0.038	0.033	0.033
EH2-XB35-M	0.112	-	0.112	0.100	-	0.100

6.1.2. *Influência da altura da viga*

A influência da dimensão do membro na resposta da junta pode ser observado na Figura 6.5. para juntas com viga num só lado e esquadro de 35° na Figura 6.6 para juntas com viga num só lado e esquadro de 45°. A encurvadura ocorre mais cedo e a curva pós-pico tem um declive mais acentuado com o aumento da altura da viga. A mesma resposta pode ser observada para o parâmetro de dimensão do membro no caso de provetes com esquadro de 45°. Como referido anteriormente, o desvio entre pisos último diminui gradualmente com o aumento da altura da viga.

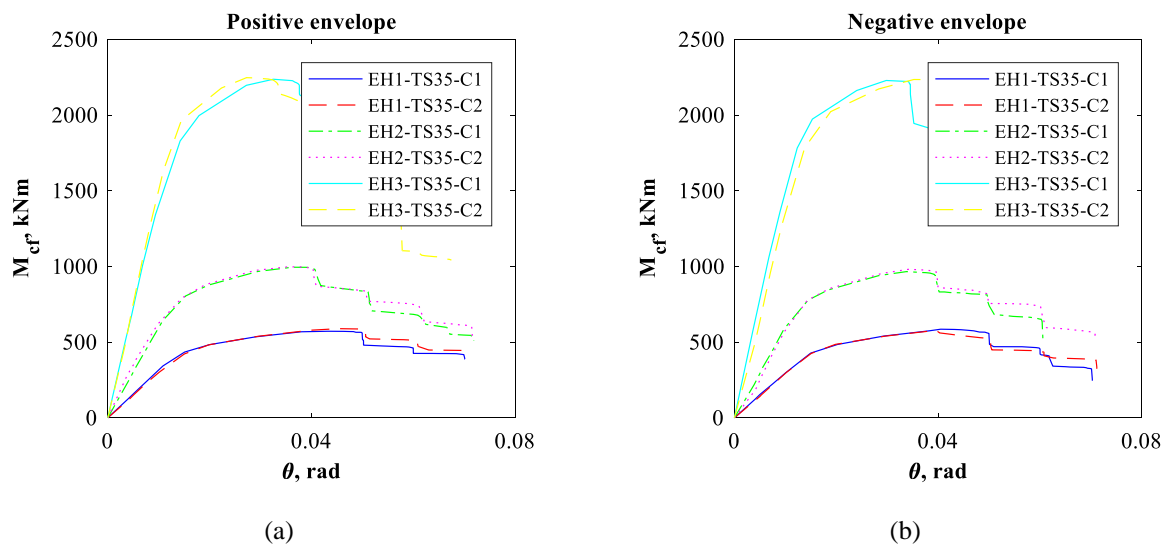


Figura 6.5: Influência da altura da viga em juntas num só lado e esquadro de 35°: a) envoltório positiva; b) envoltório negativa

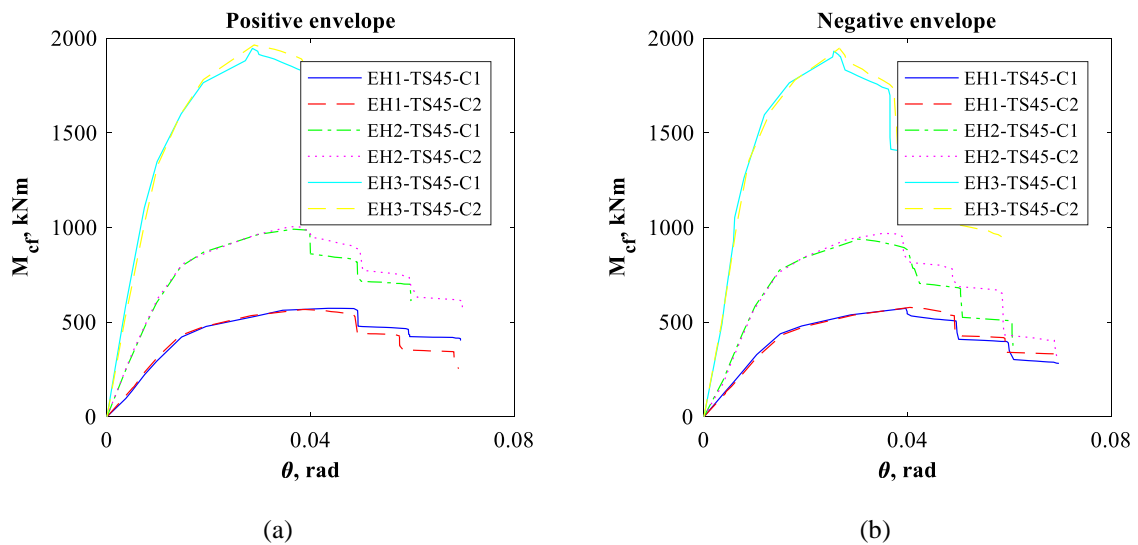


Figura 6.6: Influência da altura da viga em juntas num só lado e esquadro de 45°: a) envoltório positiva; b) envoltório negativa

6.1.3. Influência da altura do esquadro

A influência da altura do esquadro foi enfatizada através da comparação da resposta dos provetes do grupo A e do grupo B (Quadro). A partir da envoltório traçada na Figura 6.7 pode ser observado que o provete com 45° são propensos a uma mais rápida degradação da resistência após o pico de momento fletor, bem como a menores deslocamentos últimos. Embora esta diferença é bastante menor no caso dos provetes com vigas IPE360, torna-se importante para vigas de grandes dimensões (IPE450 e IPE600). A resistência superior no provete EH3-TS35

relativamente ao provete EH3-TS45, que pode ser observada na Figura 6.9, ocorre devido ao facto que as duas séries foram provém de diferentes lotes, e a tensão de cedência do material é maior no caso da anterior.

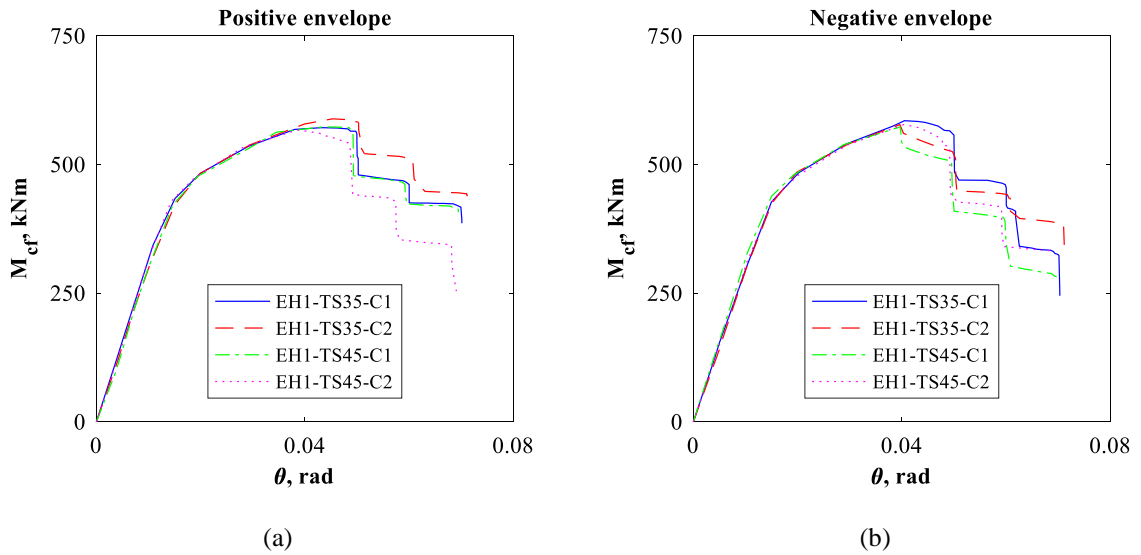


Figura 6.7: Influência da altura do esquadro em provetes com IPE360 a) envolvente positiva; b) envolvente negativa

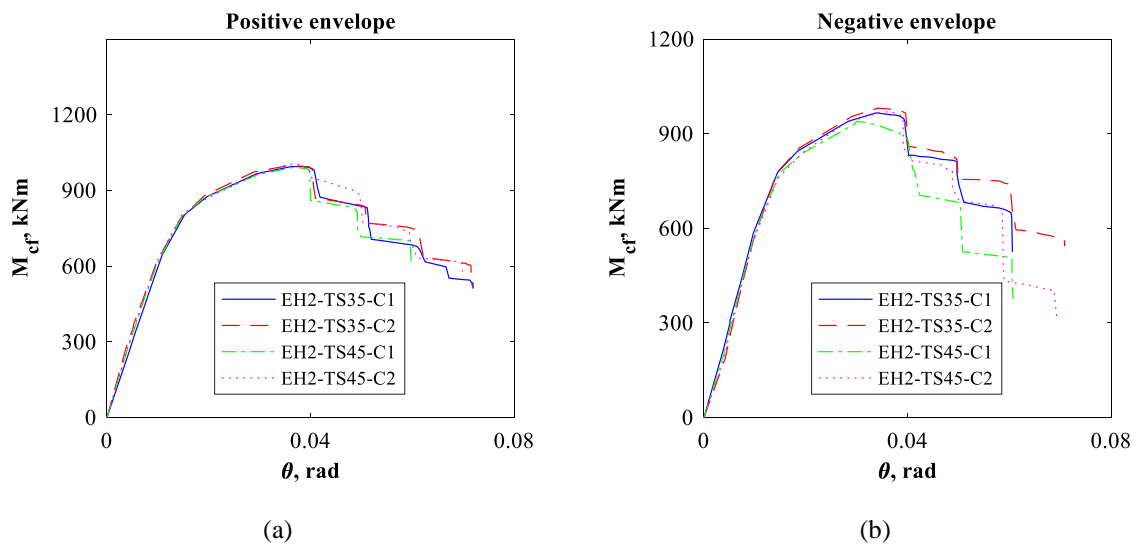


Figura 6.8: Influência da altura do esquadro em provetes com IPE450 a) envolvente positiva; b) envolvente negativa

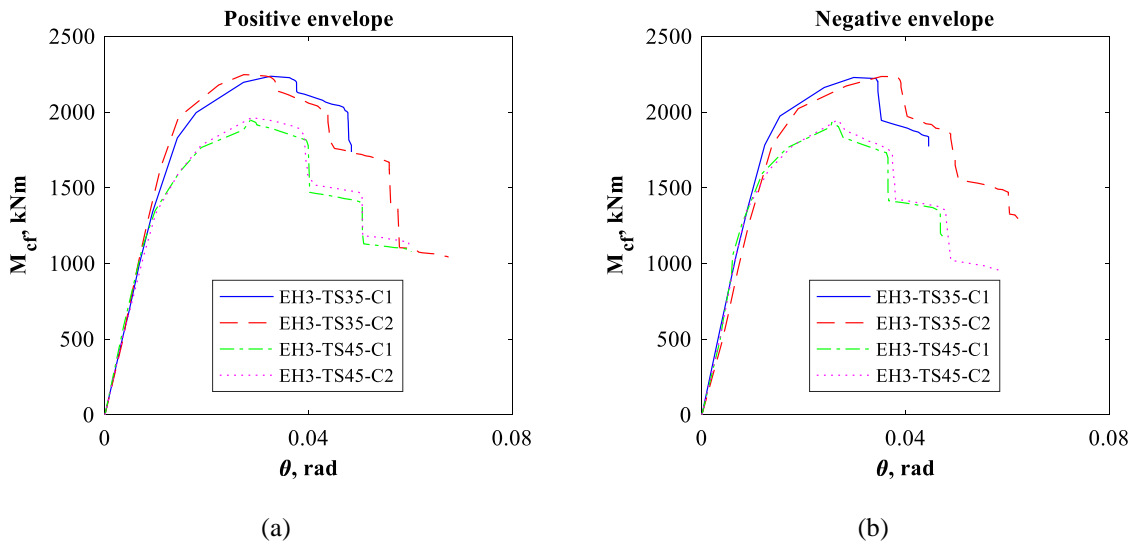


Figura 6.9: Influência da altura do esquadro em provetes com IPE600 a) envolvente positiva; b) envolvente negativa

6.1.4. Influência do protocolo de carregamento

Figura 6.10 ilustra a comparação entre a resposta cíclica e monotónica do provete EH2-TS35. Um aumento do momento máximo (devido ao endurecimento isotrópico) e uma redução da capacidade de deformação última pode ser observada devido ao carregamento cíclico. A rigidez inicial mantém-se no caso de carregamento monotónico e no cíclico.

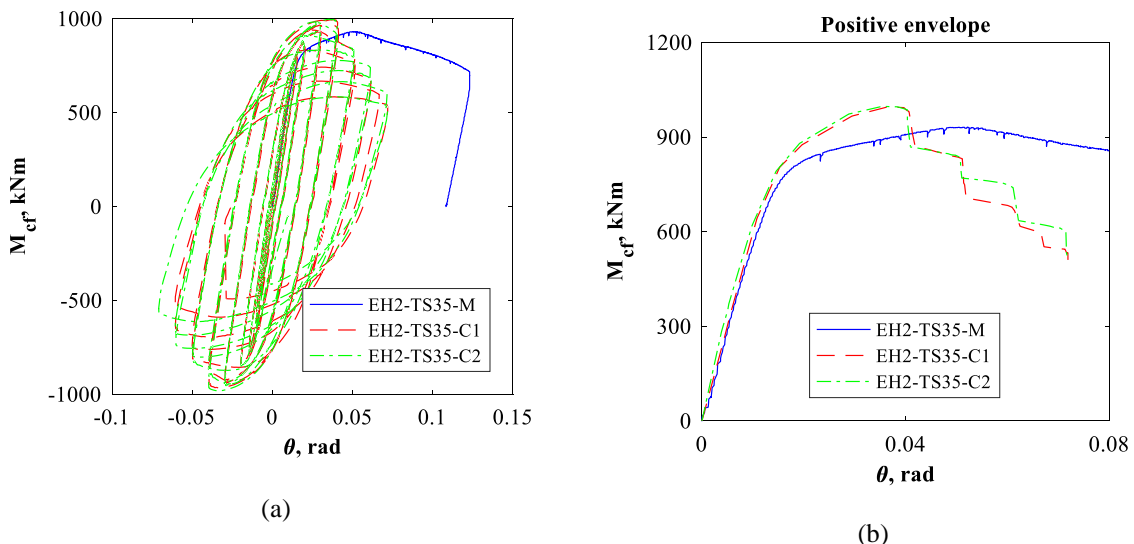


Figura 6.10: Carregamento cíclico e monotónico: a) curva histerética e curva monotónica; b) envolvente positiva e curva monotónica

Existe uma influência desprezável entre o protocolo cíclico ANSI/AIS 341 e o protocolo alternativo sugerido pelo projeto EQUALJOINTS (ver Figura 6.11), devido

ao facto de a diferença entre os dois diz respeito meramente a ciclos elásticos menores no último caso.

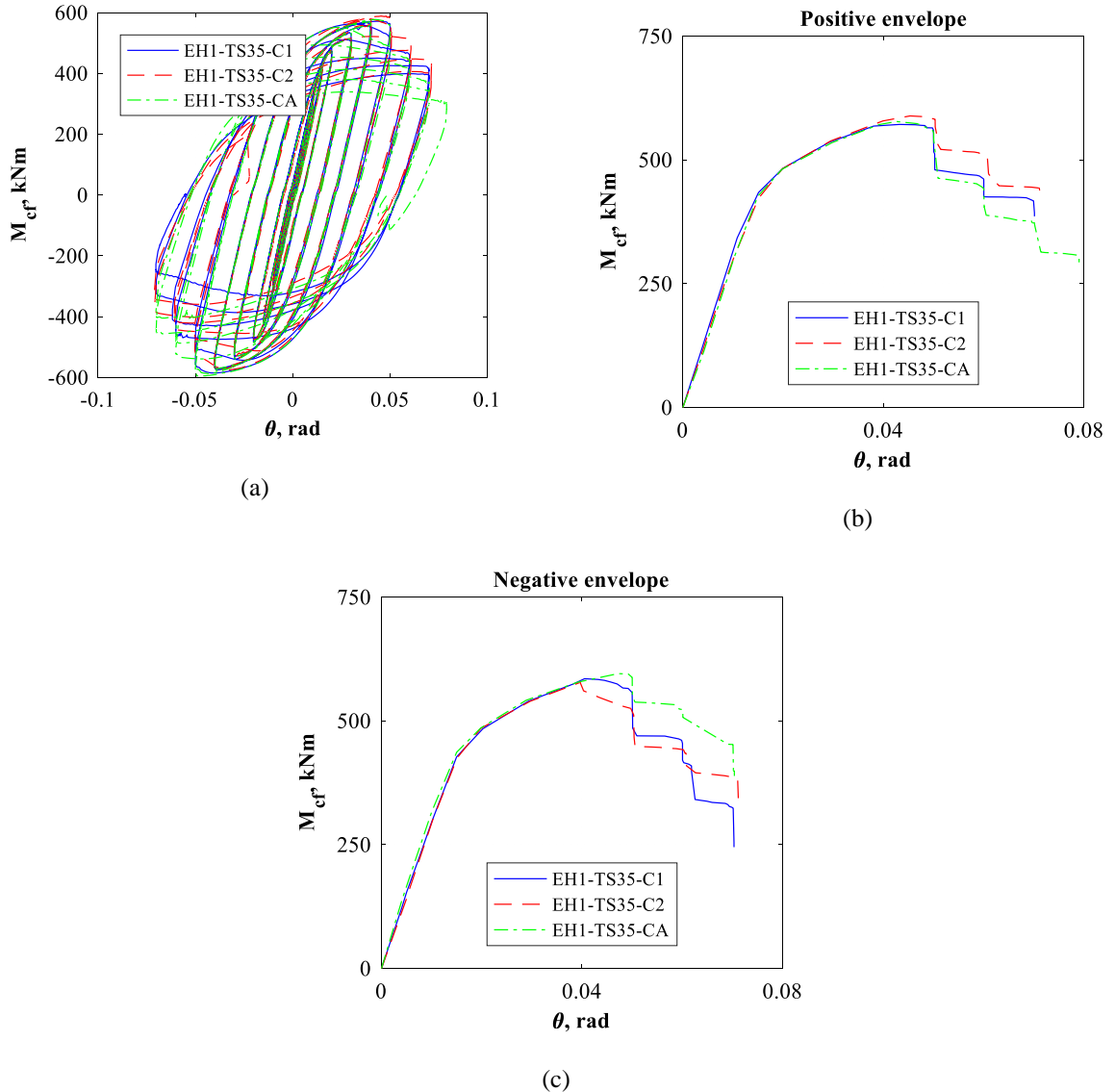


Figura 6.11: Protocolo de carregamento ANSI/AISC 341 (provetes EH1-TS35-C1 e EH1-TS35-C2), protocolo alternativo (proвете EH1-TS35-CA): a) curva histerética para dois protocolos de carregamento cíclicos; b) comparação entre envolturas positivas; c) comparação entre envolturas negativas

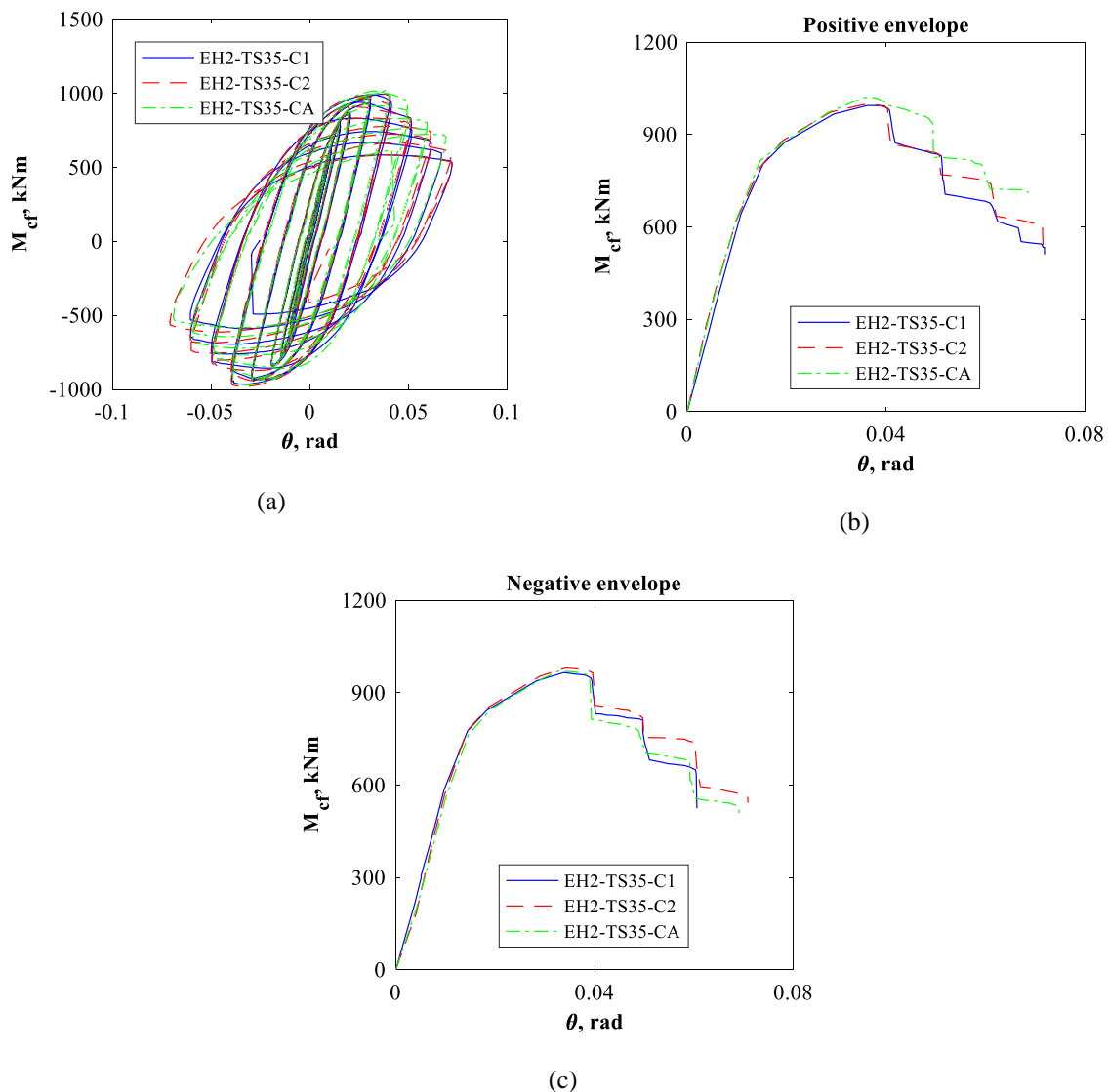


Figura 6.12: Protocolo de carregamento ANSI/AISC 341 (provetes EH2-TS35-C1 e EH2-TS35-C2), protocolo alternativo (proвете EH2-TS35-CA): a) curva histerética para dois protocolos de carregamento cíclicos; b) comparação entre envolturas positivas; c) comparação entre envolturas negativas

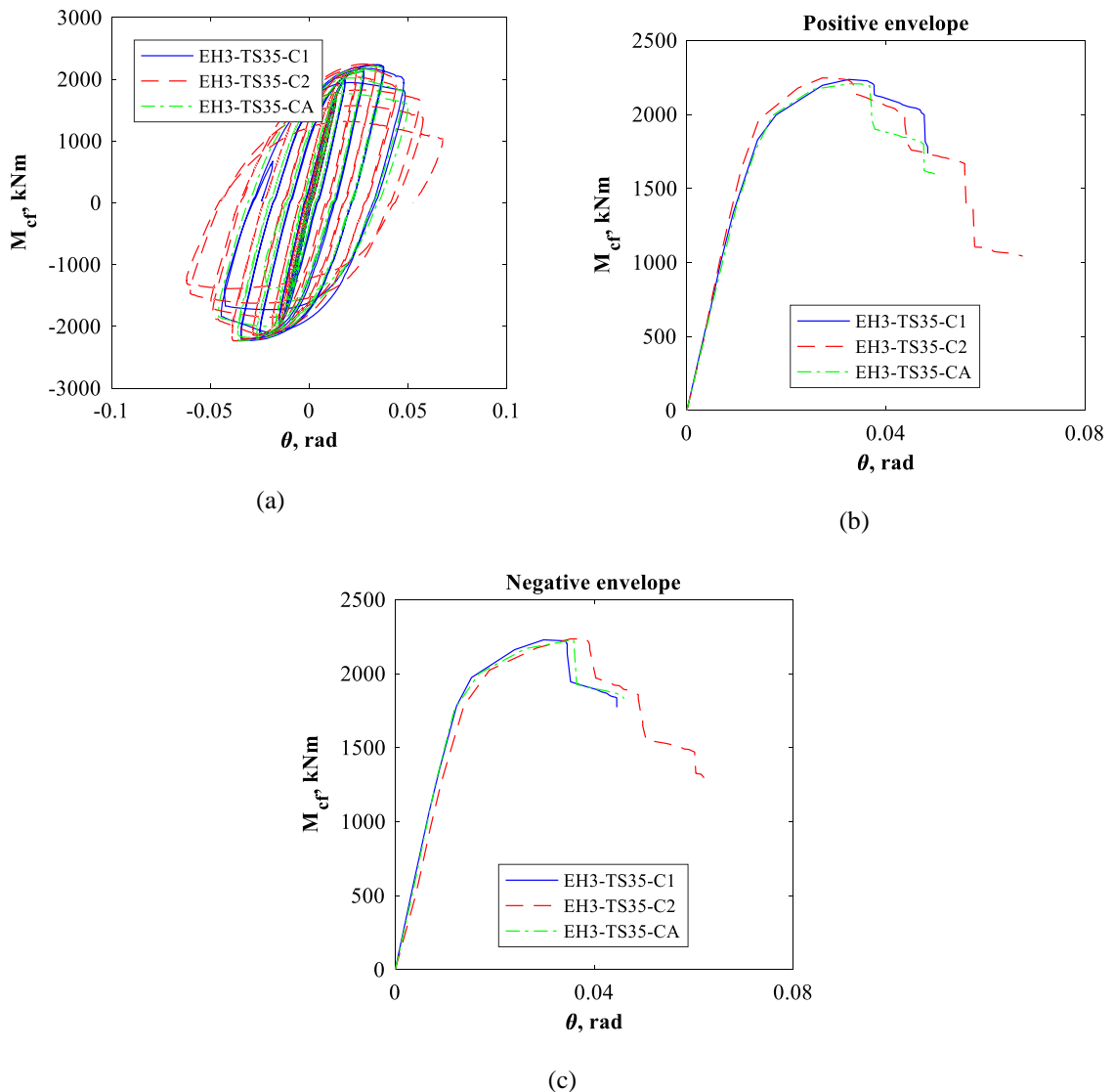


Figura 6.13: Protocolo de carregamento ANSI/AISC 341 (provetes EH3-TS35-C1 e EH3-TS35-C2), protocolo alternativo (proвете EH3-TS35-CA): a) curva histerética para dois protocolos de carregamento cíclicos; b) comparação entre envolturas positivas; c) comparação entre envolturas negativas

6.1.5. Influência da sobre-resistência da viga metálica

De modo a avaliar o possível efeito da sobre-resistência da viga que poderia potencialmente despoletar um modo frágil na ligação, dois provetes (séria TSO) foram produzidos com uma viga de aço S460 em vez de aço S355. No caso da série de provetes EH1 (vigas IPE360) de aço S460 providenciaram uma sobre-resistência efetiva de 1.3 vezes a do aço S355. Contudo, no caso dos provetes da série EH3 (vigas IPE360) de aço S460 providenciaram uma sobre-resistência desprezável comparativamente ao aço S355. Assim, vigas sobrerresistentes foram obtidas efetivamente apenas no caso da série EH1 (vigas IPE360). Apesar dos

grandes momentos de cedência e momentos máximos atingidos, as vigas sobrerresistentes não resultam numa redução de deslocamento último, nem numa alteração do modo de colapso do provete. A Figura 6.14(a, b), ilustra a envolvente da curva $M_{cf} - \theta$ da série EH1 (vigas IPE360) e a Figura 6.14 (c, d) para EH3 (vigas IPE600).

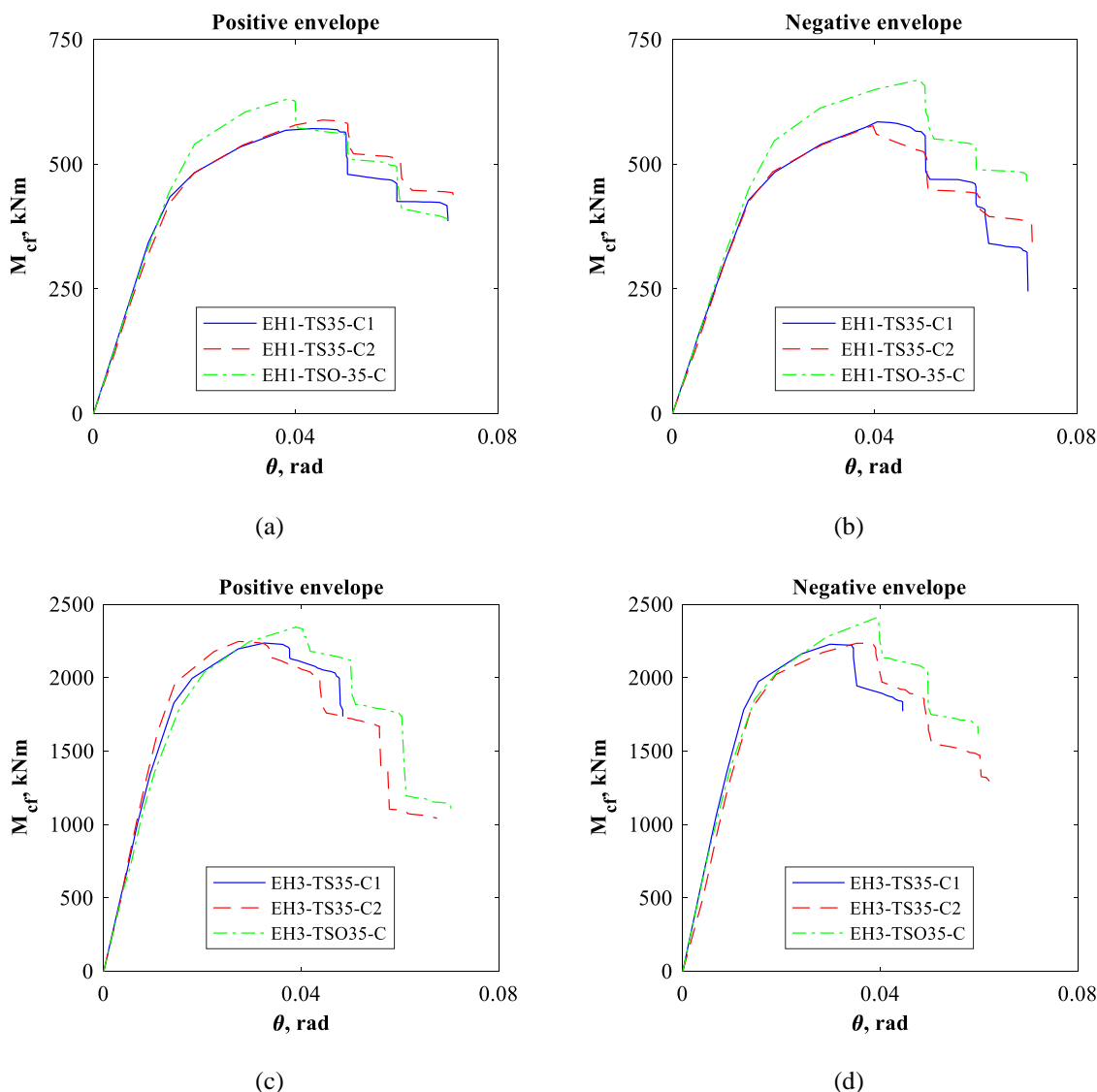


Figura 6.14: Influência da sobre-resistência da viga: a) série EH1 – envolvente positiva; b) série EH1 – envolvente negativa; c) série EH3 – envolvente positiva; d) série EH3 – envolvente negativa

6.1.6. Contribuição das componentes da junta na rotação total

As figuras seguintes (Figura 6.15 a Figura 6.21) ilustram a contribuição das componentes da junta – viga (θ_{bhd}), ligação (θ_{cd}), distorção do painel de alma de coluna (γ_d) e rotação elástica da assemblagem (θ_e) – no desvio entre pisos (θ). A rotação da rótula plástica na viga como a maior contribuição no desvio entre pisos.

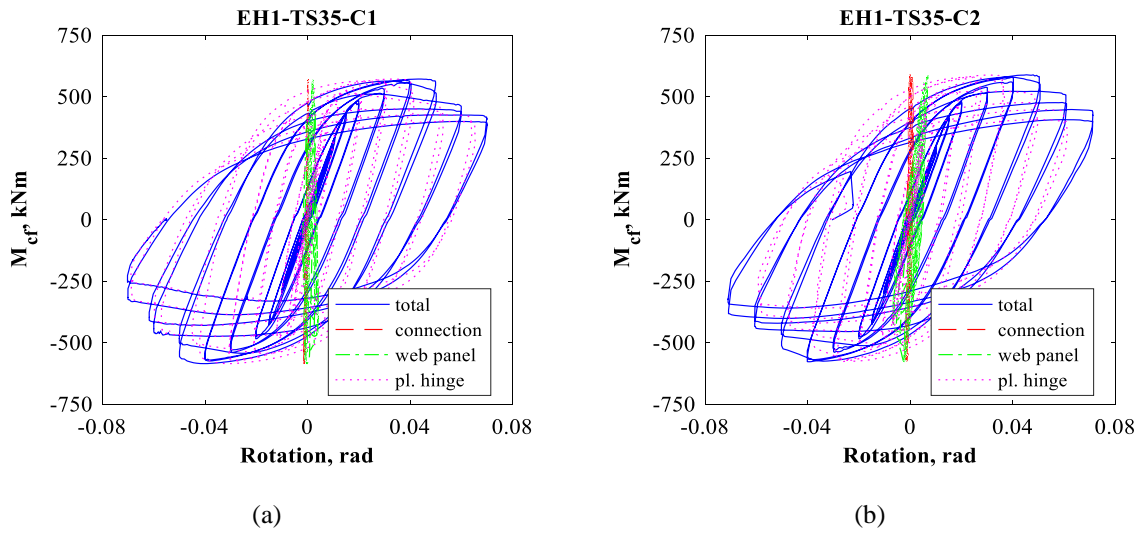


Figura 6.15: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH1-TS35-C1 e C2

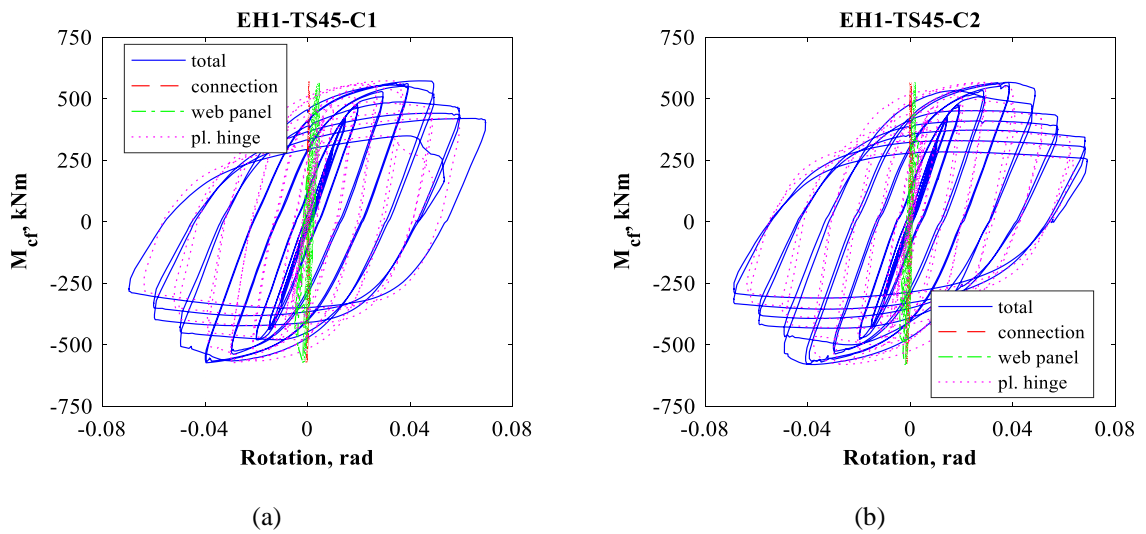


Figura 6.16: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH1-TS45-C1 e C2

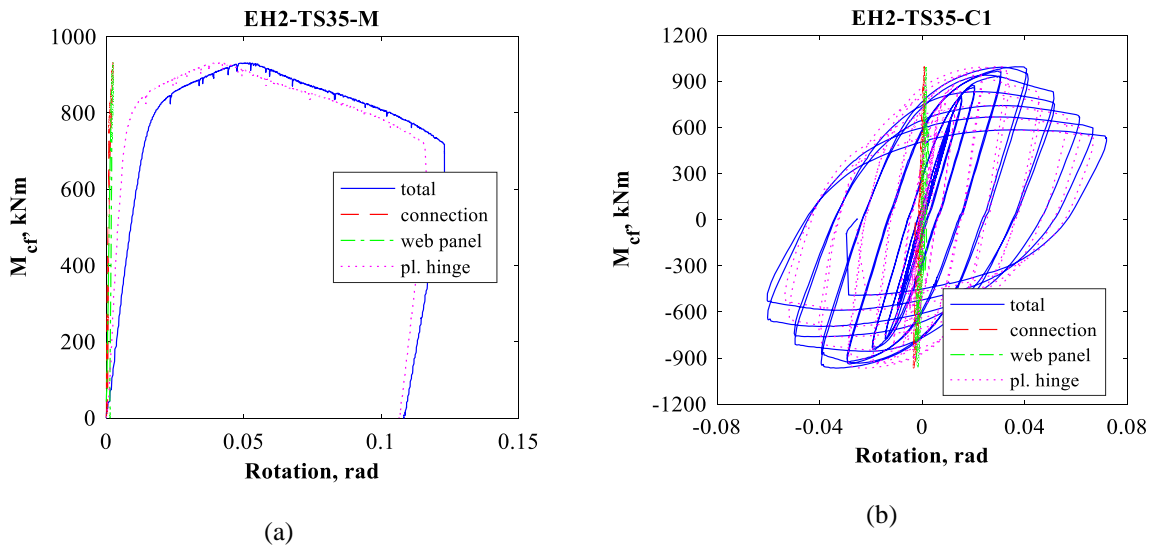


Figura 6.17: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH2-TS35-M e C1

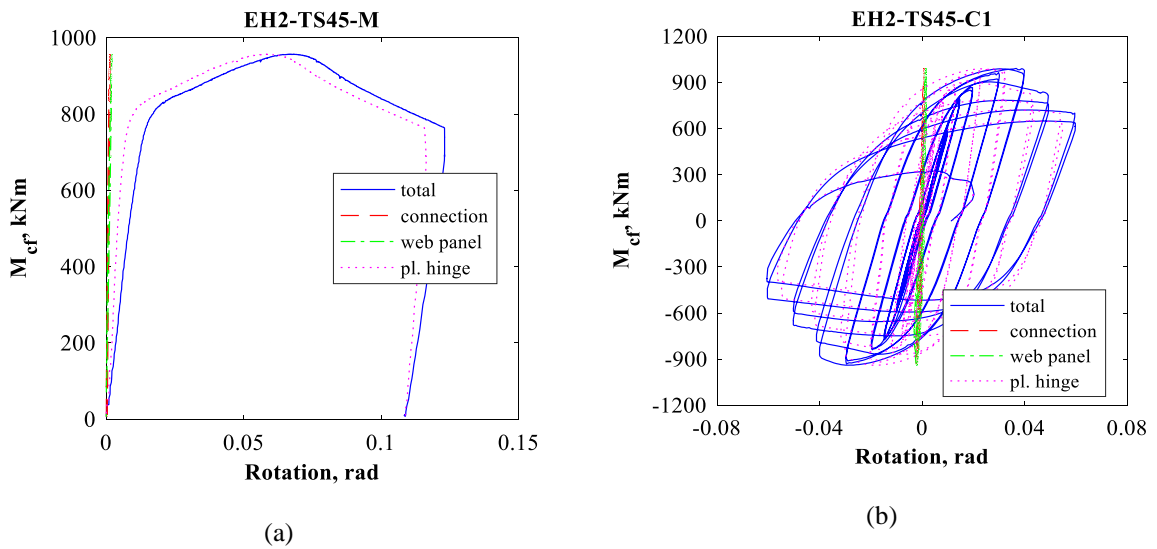


Figura 6.18: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH2-TS45-M e C2

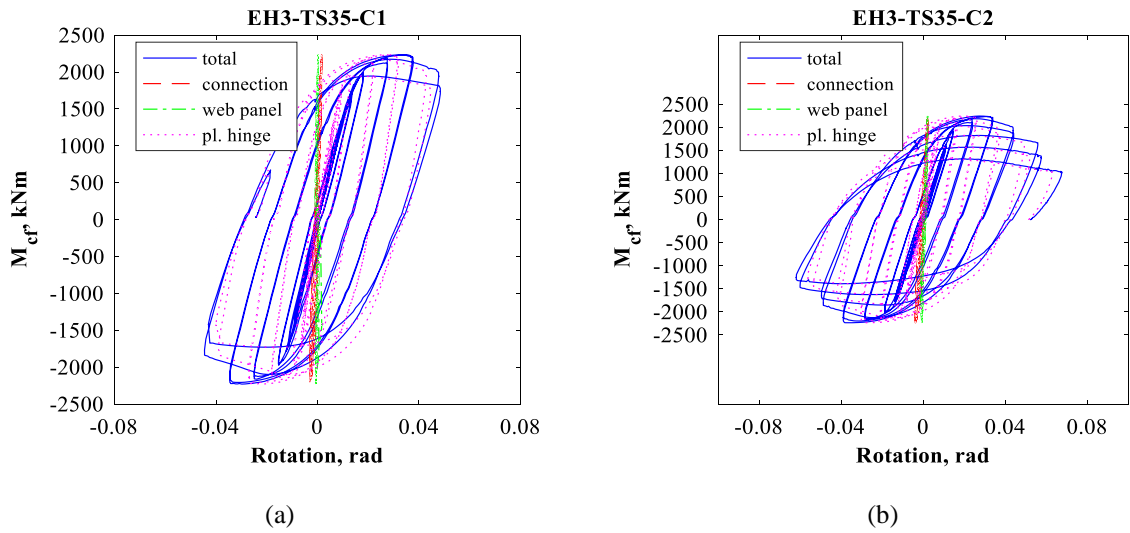


Figura 6.19: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH3-TS35-C1 e C2

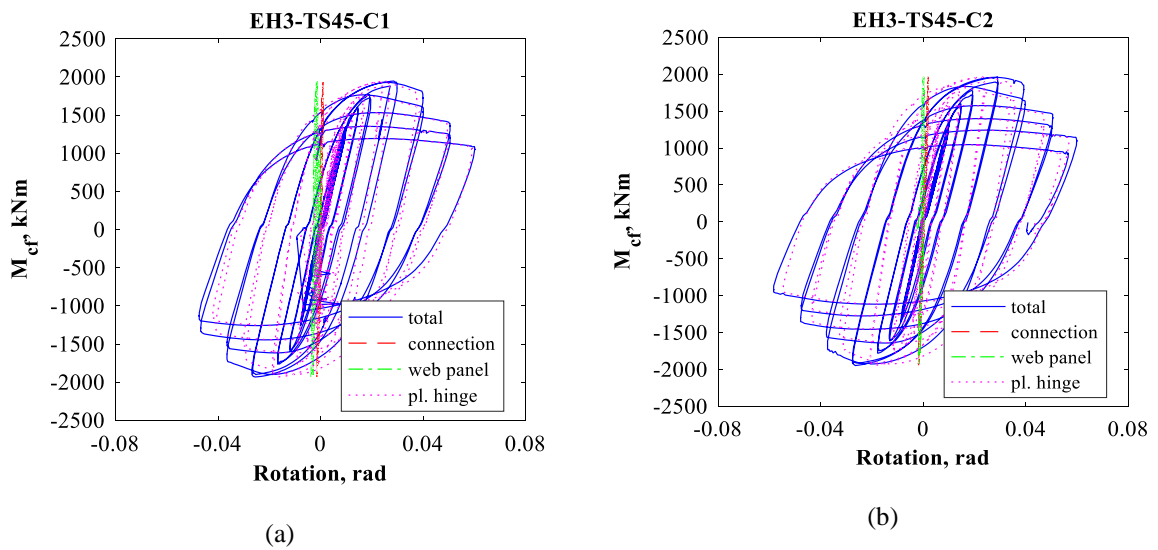


Figura 6.20: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH3-TS45-C1 e C2

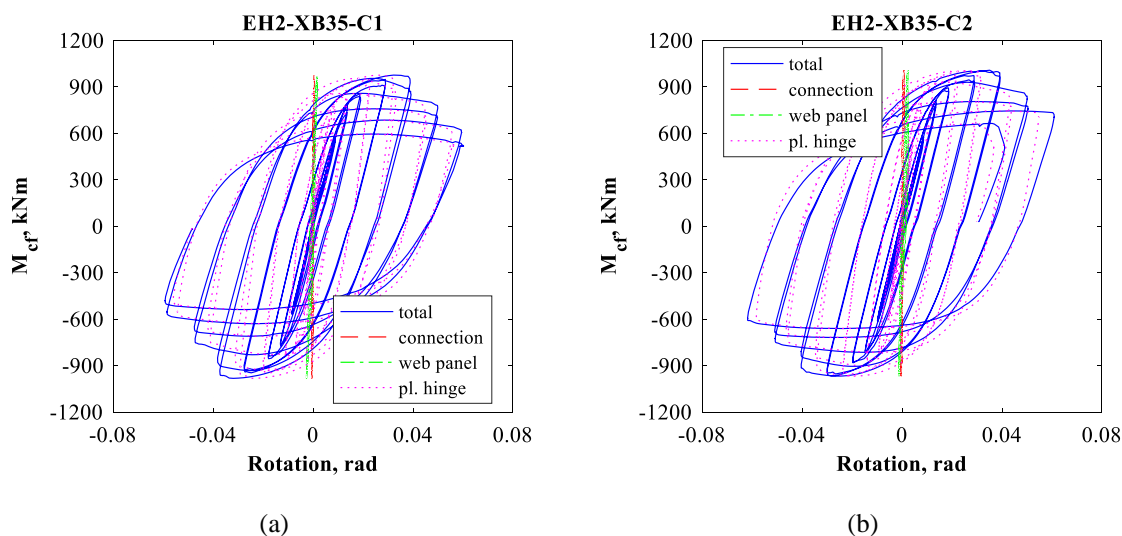


Figura 6.21: Contribuição da rotação das componentes no deslocamento entre pisos dos provetes EH2-XB35-C1 e C2

6.1.7. Observações gerais sobre juntas com esquadro

Os testes descrevem um programa experimental para pré-qualificação sísmica de juntas aparafusadas viga-coluna com esquadro. Todos os provetes apresentaram uma resposta histerética estável, com deformação plástica concentrada na viga junto ao esquadro. O modo de rotura frágil foi caracterizado por degradação gradual da resistência devido a encurvadura local na viga. Durante os testes não se registou contribuição significativa do painel de coluna ou da rotação da ligação para os provetes testados. Elevada encurvadura local despoletou, eventualmente, fissuras nos banzos e na alma da viga, devido à fadiga de baixos ciclos.

Todos os provetes testados sujeitos a carregamento cíclico cumprem com o critério de qualificação de acordo com a ANSI/AISC 341-16 para a aplicação de sistemas estruturais de alta ductilidade. Assim, todas as juntas (1) foram capazes de acomodar o angulo de deslocamento entre pisos de pelo menos 0.04 rad e (2) a resistência à flexão medida da ligação, determinada na face da coluna, era igual a pelo menos 0.80Mp da viga ligada a um angulo de deslocamento entre pisos de 0.04 rad.

O desempenho das juntas foi quantificado também em termos do deslocamento entre pisos último, correspondente a um decréscimo de 20% do momento máximo. Quase todas as juntas desenvolveram deslocamentos últimos superiores a 0.04 rad sob carregamento cíclico. Os deslocamentos entre pisos últimos eram menores do que 0.04 rad (mas maiores do que 0.03 rad) no caso de juntas com vigas de grandes dimensões (IPE600) com esquadros de inclinação elevada (45°).

6.2. Juntas de chapa de extremidade estendida reforçada

O modelo proposto para juntas com chapa de extremidade estendida reforçada é ilustrado na Figura 6.22. Três casos são apresentados: (b1) juntas de exteriores, (b2) juntas interiores para pórticos simples resistentes e (b3) juntas interiores para pórticos duais (i.e. pórtico simples + pórtico com contraventamentos centrados ou pórticos simples + pórtico com contraventamentos excêntricos). A altura da zona do painel assume-se como igual a $z_{wp}=(h_b+0.3h_{rib})$ (ver figura 6.22 para simbologia). As vigas momento-resistentes têm elementos rígido-elásticos nas suas extremidades, a uma distância s_{rib} da face da coluna. O elemento de contraventamento é ligado ao ponto pivô da assemblagem “scissors”.

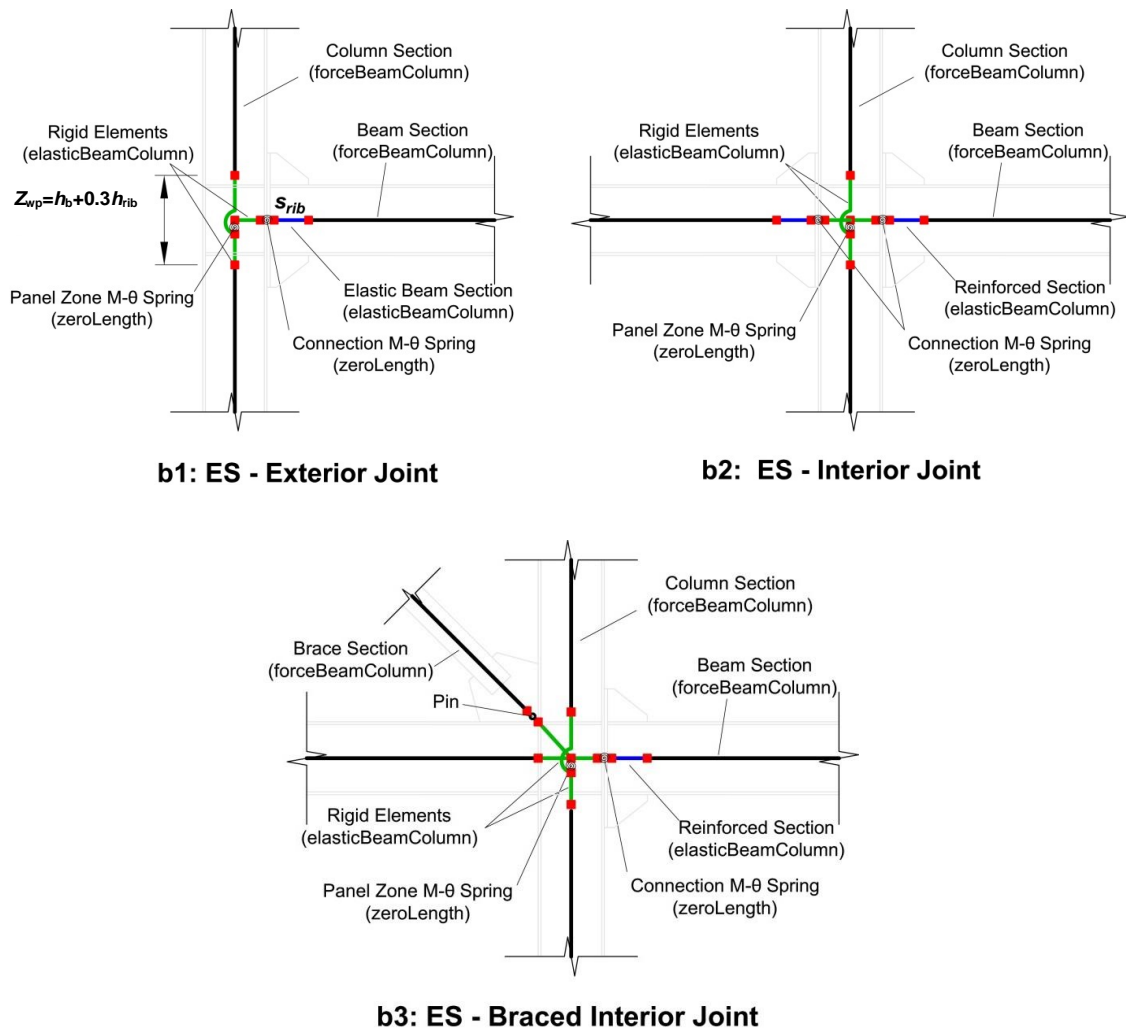


Figura 6.22 Modelação de juntas com ligação de chapa de extremidade estendida reforçada

Uma boa estimativa para as características de resistência-rigidez para a chapa de extremidade estendida das juntas é apresentada seguidamente. Os valores

propostos foram obtidos com base em simulações numéricas e dados experimentais das juntas pré-qualificadas para um conjunto de arquétipos. A vigência destes dados é limitada às hipóteses consideradas, nomeadamente pórticos de edifícios com um comprimento de vão entre [6m-8m] e uma altura entre pisos entre [3.5m-4m] e vigas de perfis de IPE360 a IPE600. Contudo, uma vez dimensionada a geometria efetiva da junta, as características geométricas devem ser reavaliadas para se obter uma previsão mais rigorosa da resposta da estrutura. A normalização da resistência diz respeito à resistência plástica da viga expectável calculada a face da coluna, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$, e a normalização da rigidez diz respeito ao parâmetro de rigidez de flexão da viga, $s_b = EI_b / L_b$. Os valores normalizados da resistência são consistentes com os princípios de capacidade real e os valores normalizados da rigidez são os valores médios para cada grupo de juntas.

Tipo de junta	Geometria	Resistência		Rigidez	
		Ligação:	Zona do painel:	Ligação:	Zona do painel:
ES-S-E: Resistência equivalente com zona do painel forte	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 34$	Nós exteriores: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 35$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$		Nós interiores: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 35$
ES-S-F: Resistência total com zona do painel forte	$h_{rib} / h_b = 0.45$ $s_{rib} / h_b = 0.55$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.5$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 68$	Nós exteriores: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 56$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nós interiores: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 56$
ES-B-E: Resistência equivalente com zona do	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 37$	Nós exteriores: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 30$

painel equilibrado	$z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$		Nós interiores: $\frac{V_{wp.Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nós interiores: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 30$
<p>Notas:</p> <p>i) É assumido um comportamento elasto-plástico para as molas da ligação, com um patamar pós-cedência com 1%. A capacidade pré-nivelamento de rotação plástica assumida para a componente é de 18 mrad (ASCE 41-13, Quadro 9-6, cedência dos parafusos). O comportamento da ligação pode ser implementado por e.g. atribuindo um material Bllin (modified Ibarra-Medina-Krawinkler model) ao DOF da mola.</p> <p>ii) A mola do painel de alma de coluna é modelada de acordo com o modelo tri-linear por Krawinkler (ver Gupta e Krawinkler, 1999). O valor proposto para a resistência corresponde ao primeiro ponto de cedência (pianel). É assumido um patamar de endurecimento pós-cedência de 1.5%. No OpenVERS o comportamento do painel pode ser implementado atribuindo o material Hysteretic ou Steel02 à respetiva mola.</p> <p>iii) Na modelação do painel pode ser utilizado (a) um paralelograma de elementos rígidos e rótulas ou (b) o macromodelo Joint2D, a cinemática é idêntica e as propriedades das molas são as mesmas. Neste caso, a rigidez elástica da mola é: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$</p> <p>iv) Se o painel for modelado de acordo com o modelo “scissors”, o valor da resistência e da rigidez da mola (calculados por Krawinkler) têm de ser modificados (ver Charney e Downs, 2004).</p>				

6.2.1. Parâmetros de desempenho das juntas testadas

Os parâmetros de desempenho são usualmente adotados para a pré-qualificação sísmica (ver Figura 6.1a) obtido para juntas ES são apresentados no Quadro 6.3. Para juntas de resistência equivalente que são caracterizadas pelas curvas de resposta sem perda significativa de resistência, a deformação última Θ_u é determinada como o valor mínimo entre o pico de rotação da corda positivo e negativo.

Pode ser observado que o coeficiente de endurecimento é relativamente uniforme para os provetes, em média cerca de $\gamma_h = 1.30$. O deslocamento entre pisos último (Θ_u) é geralmente maior do que 0.04 rad (requisito mínimo especificado na ANSI/AISC 341-16 para pórticos especiais), bem como a rotação plástica é maior do que 0.035 rad (o requisito mínimo especificado na EN 1998-1 para ductilidade de classe elevada). Portanto, juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas de resistência total e de resistência equivalente podem ser utilizadas em estruturas de ductilidade elevada e podem ser consideradas qualificadas com exceção dos provetes ES3-XS-E-C1 e ES3-XS-E-C2.

Quadro 6.3. Parâmetros de desempenho das juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas testadas

Provete	S_{ini} , kNm/rad	M_y , kNm	M_{max} , kNm	γ_h	Θ_y , rad	Θ_u , rad	Θ_p , rad
ES1-TS-E-C1	23000	433.33	505.78	1.17	0.019	0.068	0.049
ES1-TS-E-C2	22800	411.11	489.67	1.19	0.018	0.068	0.05
ES1-TS-Esp-C	21500	444.44	503.84	1.13	0.021	0.064	0.043
ES1-TS-F-C1	27800	444.44	518.64	1.17	0.016	0.064	0.048
ES1-TS-F-C2	27800	433.33	524.82	1.21	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-F-M	27600	461.11	577.52	1.25	0.017	0.094	0.077
ES1-TS-E-C1_L	27100	413.33	505.67	1.22	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C1_R	26800	427.78	504.56	1.18	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-E-C2_L	27100	413.33	509.03	1.23	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C2_R	27300	433.33	502.67	1.16	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1	45500	738.89	897.19	1.21	0.016	0.063	0.047
ES2-TS-E-C2	45500	733.33	856.66	1.17	0.016	0.066	0.05
ES2-TS-Esp-C	47500	724.44	879.92	1.21	0.015	0.064	0.049
ES2-TS-F-C1	55600	822.22	991.85	1.21	0.015	0.062	0.047
ES2-TS-F-C2	52000	844.44	1002.93	1.19	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-F-CA	52000	844.44	985.52	1.17	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1_L	54300	722.22	912.04	1.26	0.015	0.063	0.048
ES2-TS-E-C1_R	58000	755.56	927.00	1.23	0.013	0.042	0.029
ES2-TS-E-C2_L	54600	744.44	900.62	1.21	0.014	0.053	0.039
ES2-TS-E-C2_R	57000	755.56	908.46	1.20	0.013	0.043	0.03
ES3-TS-E-C1	135000	1811.11	2081.54	1.15	0.013	0.051	0.038
ES3-TS-E-C2	135000	1866.67	2127.01	1.14	0.014	0.049	0.035
ES3-TS-Esp-C	135000	1888.89	2084.26	1.10	0.014	0.05	0.036
ES3-TS-F-C1	215000	1888.89	2202.29	1.17	0.009	0.049	0.04
ES3-TS-F-C2	170000	1833.33	2107.21	1.15	0.011	0.04	0.029
ES3-TS-F-M	165000	1700.00	1987.60	1.17	0.01	0.068	0.058
ES3-TS-Esp-C	136029	1621.19	2090.09	1.29	0.012	0.05	0.038
ES3-XS-E-C1**	116025	1501.22	1882.25	1.25	0.013	0.03	0.017
ES3-XS-E-C2***	-	-	-	-	-	-	-

** este teste foi caracterizado por uma rotura frágil inesperada, o que danificou a configuração experimental

***devido ao dano da configuração experimental devido a uma rotura frágil inesperada estes teste não foi realizado.

6.2.2. Mecanismos de rotura

Os modos de rotura das juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas dependem do nível de desempenho de dimensionamento. De facto, as que foram dimensionadas para resistência total exibem um modo de rotura semelhante ao das

juntas com esquadro (i.e. rótula plástica na viga com progressiva degradação devido à encurvadura local e rotura frágil da viga devido a fadiga de baixo ciclo), que pode ser observado na Figura 6.23. pelo contrário, as juntas dimensionadas para resistência equivalente com painel de alma de resistência total mostram um mecanismo de rotura mais complexo com deformações plásticas na viga (i.e., encurvadura nos banzos) e na ligação (i.e. chapa de extremidade em flexão), que pode ser observado na Figura 6.24. Todas as juntas internas foram dimensionadas como ligação de resistência equivalente com painel de alma resistente e o seu modo de rotura experimental relevante é totalmente consistente com o critério de dimensionamento e de acordo com o as correspondentes juntas externas. Um exemplo de modo de rotura de uma junta interna é ilustrado na Figura 6.25.

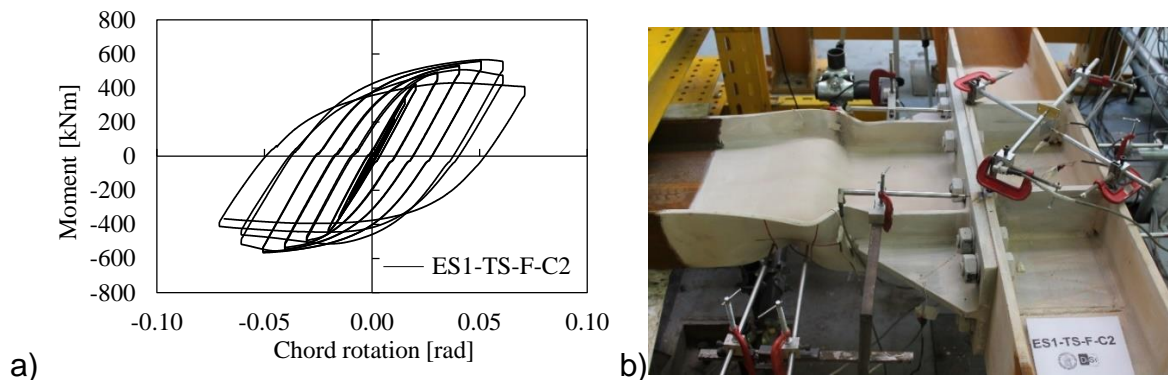


Figura 6.23: Junta com chapa de extremidade estendida de resistência total com viga num só lado: resposta experimental (a) e modo de rotura (b) da ES1-TS-F-C2.

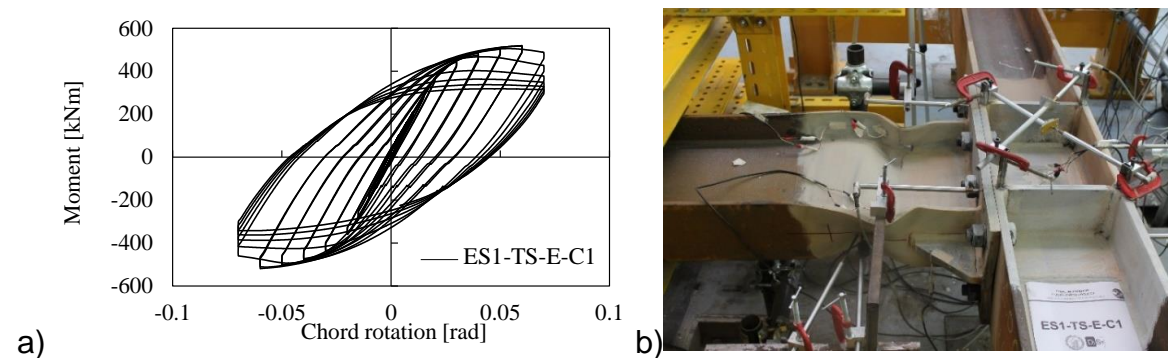


Figura 6.24: Junta com chapa de extremidade estendida de resistência equivalente com viga num só lado: resposta experimental (a) e modo de rotura (b) da ES1-TS-E-C1.

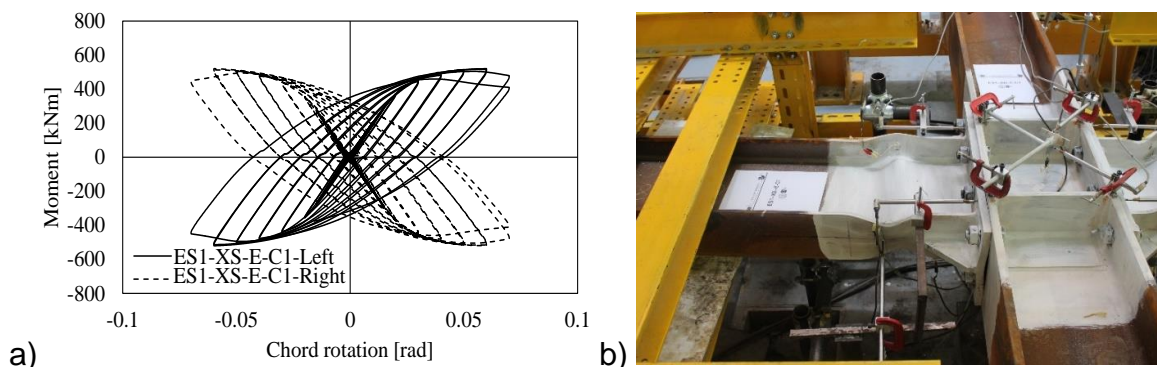


Figura 6.25 Junta com chapa de extremidade estendida de resistência equivalente com viga num só lado: resposta experimental (a) e modo de rotura (b) da ES1-XS-E-C1.

É importante realçar que em todos os casos o painel de alma de coluna teve um comportamento elástico. Em geral também se pode observar que o desempenho da maior parte das juntas com chapa de extremidade estendida era estável sem degradação considerável até 0.04 rad. Contudo, há duas exceções, nomeadamente a junta ES3-X-E-C. De facto, o teste da ES3-X-E-C1 foi prematuramente interrompido devido a uma enorme fratura frágil que apareceu inesperadamente ao nível do banzo em tração da viga antes do desenvolvimento de ocorrer plastificação significativa no provete. O valor do momento aplicado ao nível da viga que a fratura apareceu era igual ao momento fletor plástico da viga calculado utilizando as propriedades reais do aço.

6.2.3. Influência da altura da viga

A influência da dimensão do elemento nas curvas de resposta de juntas com chapa de extremidade estendida de resistência total é muito semelhante às das exibidas pelas juntas com esquadro, nomeadamente aumento a altura da viga a capacidade de rotação diminui. Contudo, no caso de resistência equivalente, as juntas mostram um aumento só da rotação de cedência, mas sem influência considerável observada na rotação última, como pode ser observado nos dados apresentados no Quadro 6.3. É de salientar que aumentar a altura da viga de juntas de resistência equivalente aumenta a tendência de rotura frágil na viga que se formam rótulas plásticas. A rotura começa no cordão da soldadura na extremidade da nervura e propaga-se para a alma da viga, ver Figura 6.26. Este fenómeno ocorre apenas no ES2-E e no ES3-E. Contudo, no ES2-E a rotura ocorre para grandes rotações (i.e. cerca de 6%), enquanto que no ES3-E para menores rotações (i.e. cerca de 3%).

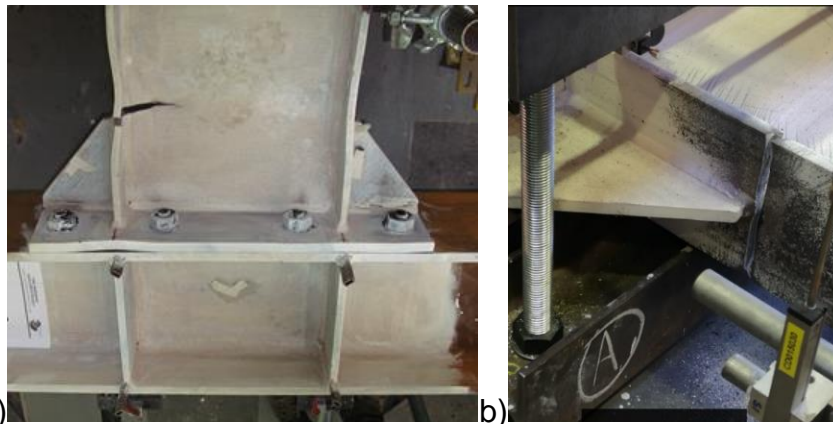


Figura 6.26: Influência da altura da viga no modo de rotura de juntas com chapa de extremidade estendida de resistência equivalente: ES2-TS-E-C2 (a) ES3-XS-E-C1 (b).

6.2.4. Influência de shot peening

O resultado dos ensaios de juntas com chapa de extremidade estendida fabricadas usando *shot peening* (i.e. as juntas identificadas com o subscrito “sp”) para as soldaduras da ligação claramente mostram que este tratamento não influencia a resposta das juntas. Para clarificar este resultado, a comparação entre a média das curvas envolventes dos grupos ES1 e ES2 de resistência equivalente são ilustradas na Figura 6.27a e na Figura 6.27b, respetivamente, enquanto que a comparação em termos de ciclos histeréticos é ilustrada na Figura 6.27c.

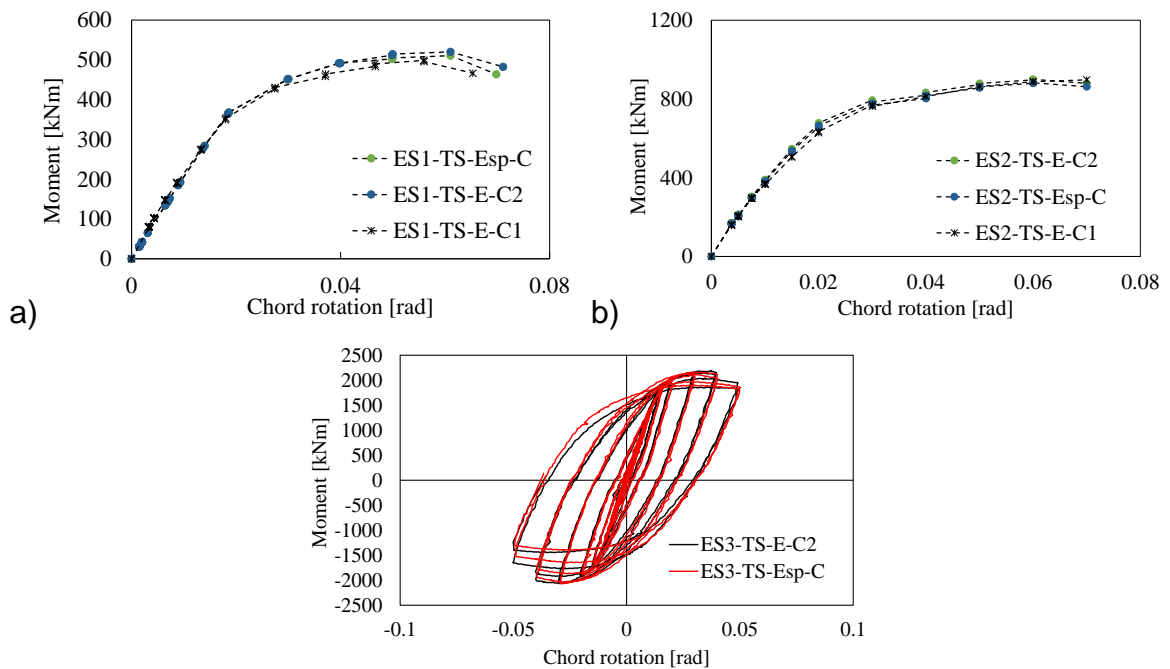


Figura 6.27: Influência do *shot peening* em juntas com chapa de extremidade estendida de resistência equivalente: a) e b) média das curvas envolventes, c) curvas de resposta cíclica.

6.2.5. Influência do protocolo de carregamento

A influência do protocolo de carregamento nas juntas com chapa de extremidade estendida é muito semelhante ao observado nas juntas com esquadro. Figura 6.28a, ilustra a comparação entre a resposta monotónica e cíclica do provete ES1-TS-F. A influência do tipo de protocolo de carregamento (ANSSSI/AISC 341-10 e EQUALJOINTS), ver Figura 6.28b, é desprezável devido ao facto de a diferença entre os dois diz respeito apenas a menos ciclos no caso do último.

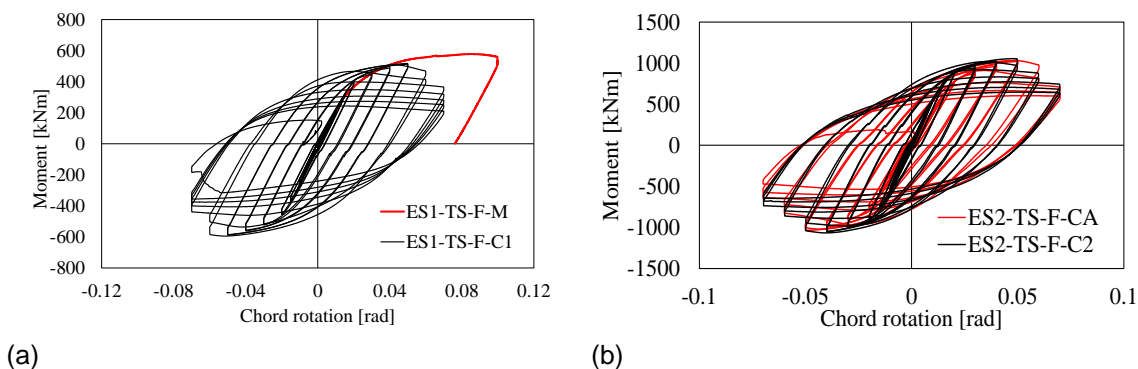


Figura 6.28: Juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas: a) Carregamento monotónico vs. cíclico; b) curvas histeréticas para dois protocolos de carregamento.

6.2.6. Contribuição das componentes da junta na rotação plástica

A contribuição das componentes da junta difere nas juntas de resistência total e nas de resistência equivalente. No último caso da maior contribuição plástica é concedida pela viga, com contribuição no intervalo elástico desprezável providenciado por outras componentes, ver Figura 6.29.

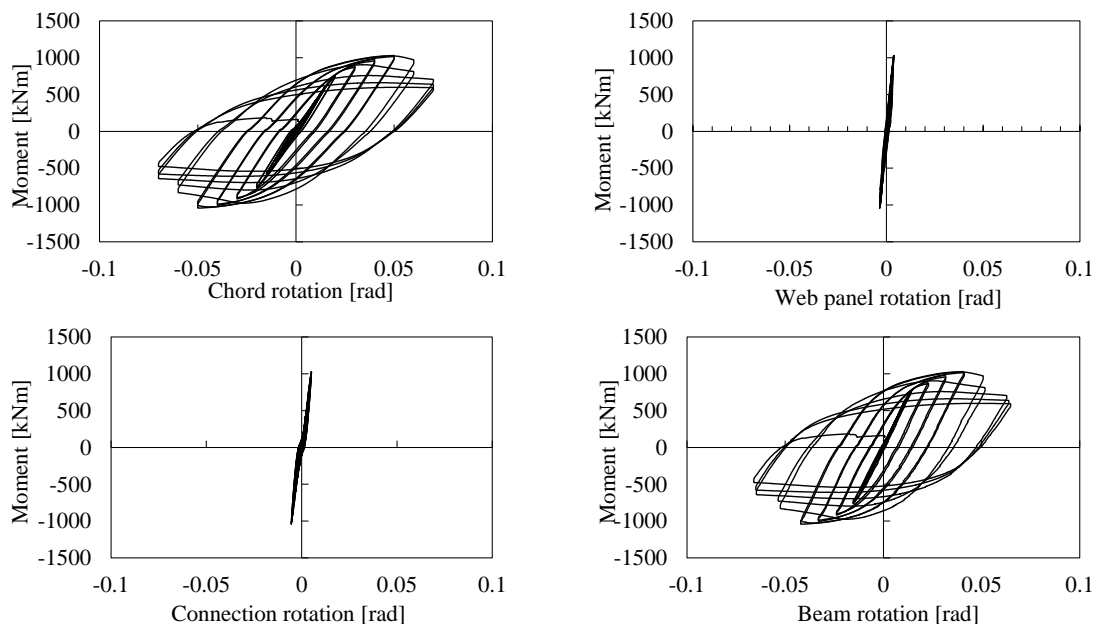


Figura 6.29: Contribuição da rotação plástica de juntas ES de resistência total: ES-TS-F-C2

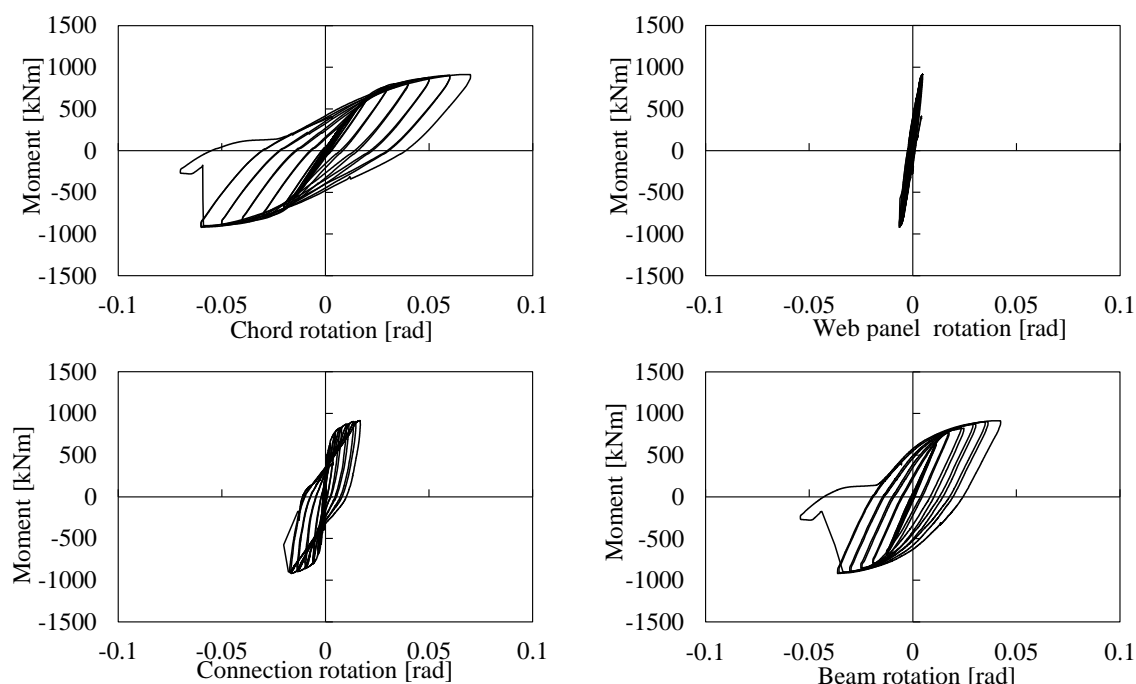


Figura 6.30: Contribuição da rotação plástica de juntas ES de resistência total: ES-TS-E-C1

O caso de juntas ES de resistência equivalente é diferente. De facto, este tipo de junta exhibe deformação plástica maioritariamente nas vigas, como algum envolvimento da ligação enquanto o painel de alma de coluna está no patamar elástico. Portanto, pode-se concluir que para juntas ES de resistência equivalente a rotação da viga atinge rotações entre 80-0% da rotação global, enquanto que a ligação cobre 0-20% da rotação total.

6.2.7. Observações gerais sobre juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas

Com base nos dados experimentais as seguintes observações podem ser traçadas:

- Todos os provetes de resistência total exibiram uma resposta histerética estável, com deformação plástica concentrada na viga próxima da nervura de reforço. Este modo de rotura é caracterizado por progressiva degradação da resistência devido a encurvadura local na viga. O painel de alma de coluna comporta-se no troço elástico.
- A maior parte das juntas de resistência equivalente exibem uma resposta histerética estável sem degradação da resistência, porque a deformação plástica é equilibrada entre a chapa de extremidade em flexão e a viga.
- Todas as juntas excepto configuração de junta com viga nos dois lados ES3 satisfazem ANSI/ASIC 341 e EN 1998-1.
- É necessária investigação adicional para clarificar as razões para a rotura frágil das juntas com viga nos dois lados ES3.

- Os testes experimentais confirmam que o deslocamento do centro de compressão na ligação está de acordo com os pressupostos de dimensionamento que foram suportados por pré-testes de simulação numérica avançada.
- O fator de sobre-resistência para ligações de resistência total (i.e., $\gamma_{ov} \times \gamma_{sh} = 1.25 \times 1.2 = 1.5$) é uma margem de segurança satisfatória

6.3. Juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas

A modelação proposta para juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas (tipo c) é apresentada nos esquemas seguintes. Três casos são apresentados: (c1) junta exteriores, (c2) junta interior e (c3) junta interior contraventada. A altura da zona do painel é assumida igual a h_b . O contraventamento é ligado ao nó superior do elemento da junta. O contraventamento é ligado ao ponto pivô da assemblagem “scissors”.

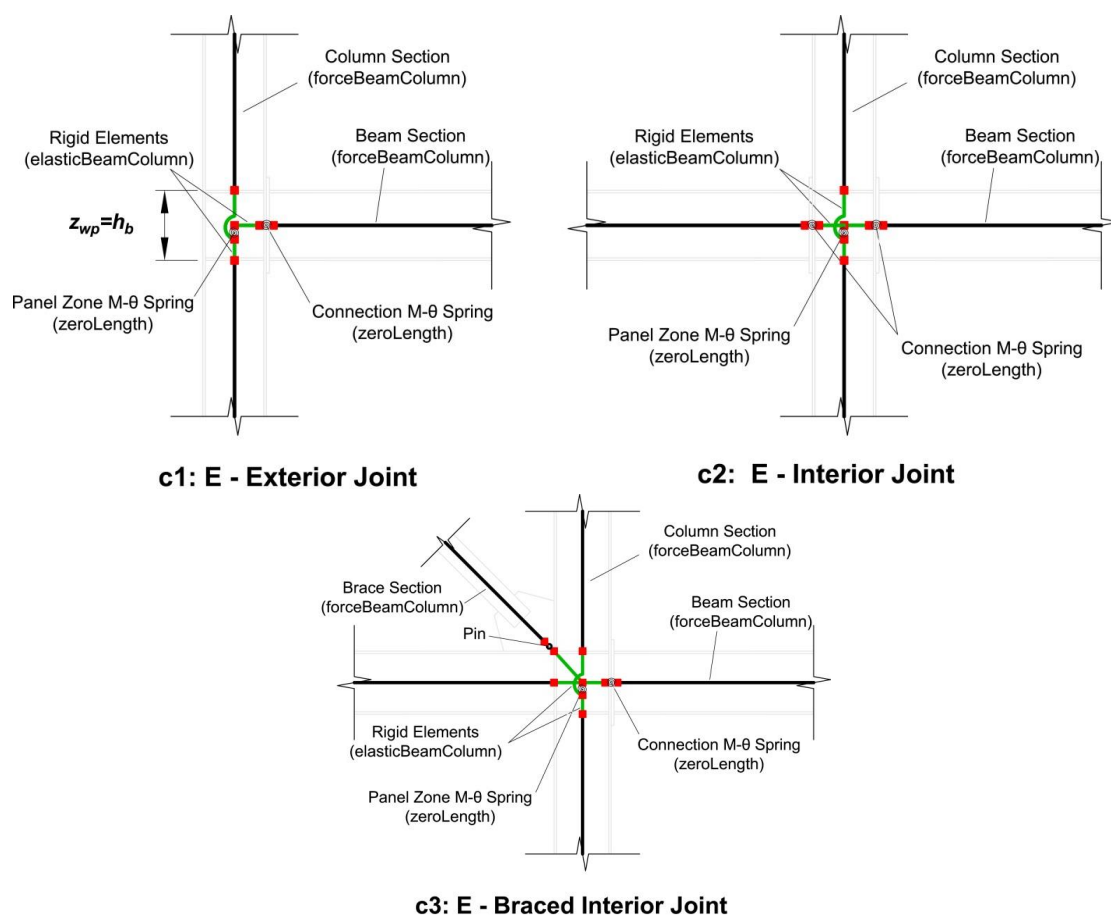


Figura 6.31 Modelação de juntas com chapa de extremidade estendida

Uma boa estimativa para as características resistência-rigidez de juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas é apresentada seguidamente. Os valores propostos foram obtidos com base em simulações numéricas e dados experimentais nas juntas pré-qualificadas para um conjunto de arquétipos. A aplicabilidade destes dados é limitada às hipóteses consideradas, nomeadamente pórticos com um comprimento de vão entre o intervalo [6m-8m] e uma altura entre pisos entre o intervalo [3.5m-4m] e vigas com perfis transversais variando entre IPE360 a IPE600. Contudo, uma vez dimensionada a geometria efetiva da junta, as propriedades mecânicas devem ser reavaliadas para se obter uma previsão mais precisas da resposta estrutural.

Os valores da resistência normalizada são consistentes com os princípios de capacidade real e os valores da rigidez normalizada são os valores médios para cada grupo de juntas

Tipo de junta	Geometria	Resistência		Rigidez	
		Ligação:	Zona do painel:	Ligação:	Zona do painel:
E-B-E: Resistência equivalente com zona do painel balanced	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 1.0$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 28$	Nós exteriores: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nós interiores: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-B-P(0.6): Resistência parcial com zona do painel balanced	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.6$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 22$	Nós exteriores: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$
			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$		Nós interiores: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-W-P(0.8): Resistência parcial	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.8$	Nós exteriores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 24$	Nós exteriores: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 14$

com zona do painel fraco			Nós interiores: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$		Nós interiores: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 14$
<p>Notas:</p> <p>i) É assumido um comportamento elasto-plástico para as molas da ligação, com um patamar pós-cedência com 1%. A capacidade pré-nivelamento de rotação plástica assumida para a componente é de 18 mrad (ASCE 41-13, Quadro 9-6, cedência dos parafusos). O comportamento da ligação pode ser implementado por e.g. atribuindo um material Bllin (modified Ibarra-Medina-Krawinkler model) ao DOF da mola.</p> <p>ii) A mola do painel de alma de coluna é modelado de acordo com o modelo tri-linear por Krwawinkler (ver Gupta e Krawinkler, 1999). O valor proposto para a resistência corresponde ao primeiro ponto de cedência (píanel). É assumido um patamar de endurecimento pós-cedência de 1.5%. No OpenVERS o comportamento do painel pode ser implementado atribuindo o material Hysteretic ou Steel02 à respetiva mola.</p> <p>iii) Na modelação do painel pode ser utilizado (a) um paralelograma de elementos rígidos e rótulas ou (b) o macromodelo Joint2D, a cinemática é idêntica e as propriedades das molas são as mesmas. Neste caso, a rigidez elástica da mola é: $S_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$</p> <p>iv) Se o painel for modelado de acordo com o modelo “scissors”, o valor da resistência e da rigidez da mola (calculados por Krawinkler) têm de ser modificados (ver Charney e Downs, 2004).</p> <p>v) $S_b = E I_b / L_b$ em que I_b e L_b são o momento de inércia e o comprimento da viga ligada, respectivamente.</p>					

6.3.1. Parâmetros de desempenho de juntas testadas

Os parâmetros de desempenho de juntas não reforçadas foram obtidos de acordo com os procedimentos descritos na Figura 6.1b, sendo que a viga está maioritariamente na zona elástica em todos os casos.

Quadro 6.4. Parâmetros de desempenho das juntas viga-coluna com chapa de extremidade estendida não reforçadas

Provete	$S_{j,ini}$ kNm/rad	$M_{b,Rk}$ kNm	$M_{b,Ru}$ kNm	γ_h	$\varphi_{j,u}$ rad	$\varphi_{j,pl}$ rad	$(M_{b,Rk}/M_{b,pl})_{actual}$	$(M_{b,Rk}/M_{b,pl})_{target}$
E1-TB-E-M	87486	290	422	1,46	0,067	0,064	0,75	1
E1-TB-E-C1	76596	310	461	1,49	0,040	0,038	0,80	1
E1-TB-E-C2	77419	301	455	1,51	0,041	0,036	0,77	1
E1-TB-P-C1	68068	300	412	1,37	0,035	0,027	0,77	0,6
E1-TB-P-C2	67069	300	402	1,34	0,046	0,037	0,77	0,6
E1-TB-PP-C	70707	301	395	1,31	0,036	0,030	0,77	0,6
E1-XW-P-C1	57480	298	358	1,20	0,082	0,074	0,77	0,8
E1-XW-P-C2	59310	301	385	1,28	0,079	0,072	0,77	0,8
E2-TB-E-M	148290	515	705	1,37	0,055	0,052	0,68	1
E2-TB-E-C1	130194	503	716	1,42	0,051	0,047	0,66	1
E2-TB-E-C2	119654	484	728	1,50	0,052	0,048	0,64	1

E2-TB-P-C1	131434	461	638	1,38	0,038	0,034	0,61	0,6
E2-TB-P-C2	176417	432	567	1,31	0,034	0,032	0,57	0,6
E2-TB-PP-C	134072	475	622	1,31	0,037	0,033	0,63	0,6
E2-XW-P-C1								0,8
E2-XW-P-C2	114523	500	657	1,31	0,069	0,065	0,66	0,8
E3-TB-E-C1	272822	1.063	1.394	1,31	0,035	0,031	0,63	1
E3-TB-E-C2	301250	1.060	1.360	1,28	0,034	0,030	0,63	1
E3-TB-E-CA	337234	995	1.406	1,41	0,037	0,034	0,60	1
E3-TB-P-C1	380625	923	1.280	1,39	0,046	0,044	0,55	0,6
E3-TB-P-C2	426875	1.037	1.354	1,31	0,046	0,044	0,62	0,6
E3-TB-PP-C	335253	991	1.324	1,34	0,049	0,046	0,59	0,6
E3-XW-P-C1	378552	950	1.129	1,19	0,085	0,082	0,57	0,8
E3-XW-P-C2	298606	874	1.101	1,26	0,073	0,070	0,52	0,8

Os valores obtidos para as juntas E são apresentados no Quadro 6.4. Que existem pequenas diferenças entre as curvas correspondentes ao momento negativo e ao momento positivo, o valor mínimo é indicado (resistência e capacidade de deformação).

Pode ser observado que o coeficiente de endurecimento é relativamente uniforme para todos os provetes (excepto para alguns deles), em média cerca de $\gamma_h = 1,35$. As deformações rotacionais últimas ($\varphi_{j,u}$) são geralmente maiores do que 0.04 rad (mínimo requerido pela ANSI/AISC 341-10 para pórticos simples especiais) e as rotações plásticas são geralmente maiores do que 0.035 rad (mínimo requerido pela EN1998-1 para ductilidade de classe elevada). Portanto, juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas de resistência total e de resistência equivalente podem ser utilizadas em estruturas de ductilidade elevada e pode ser considerada qualificadas com excepção dos provetes E3-TB-E-C2 e E2-TB-P-C2 ($\varphi_{j,pl}$, rad = 0,030 rad).

Das últimas duas colunas do Quadro 6.4, pode-se concluir que a resistência plástica pretendida é bastante próxima para juntas de resistência parcial com zona do painel balanceado, muito menos para juntas de resistência parcial com zonal do painel fraco e de modo nenhum para juntas de resistência equivalente. Tal confirma as conclusões da secção 5.4 na qual a previsão não conservativa analítica da alma da coluna já foi realçada.

6.3.2. Mecanismos de rotura

Os modos de rotura de juntas com chapa de extremidade estendida não reforçada são maioritariamente caracterizados por deformação plástica na ligação (i.e., chapa de extremidade em flexão) e painel de alma de coluna. Consequentemente, estes tipos de juntas diferem substancialmente das juntas com esquadro e das juntas com chapa de extremidade estendida reforçadas. A rotura ocorre maioritariamente para

a excessiva concentração de extensões plásticas perto das soldaduras entre o banzo da viga e a chapa de extremidade, que geralmente ocorre no lado da viga para ligações de resistência equivalente (ver Figura 6.32) e na chapa de extremidade para ligações de resistência parcial (ver Figura 6.33). Contudo, todos os estes mostram que a contribuição do painel de alma de coluna é significativamente maior com deformações plásticas maiores.

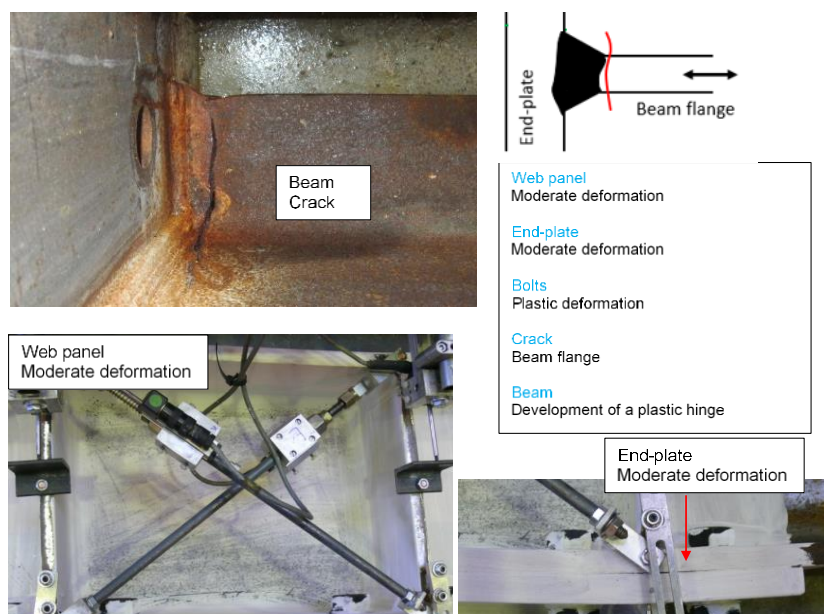


Figura 6.32: E2-TB-E-M modo de rotura da junta



Figura 6.33: Juntas E3-TB-E: modo de rotura

6.3.3. Influência de shot peening

Os resultados experimentais de juntas não reforçadas salientes de resistência parcial fabricadas utilizando *shot peening* (i.e. aquelas identificadas como subscrito “pp”) para as soldaduras da ligação, mostram claramente que este tratamento não

influencia positivamente a resposta das juntas tal como esperado. Para confirmar esta afirmação, a comparação entre os resultados obtidos para os provetes das juntas sem e com *shot peening* são apresentadas na Figura 6.34, Figura 6.35 e Figura 6.36. Em termos de modo de rotura último, não são obtidas diferenças significativas entre os provetes testados, a maior parte dos provetes a rotura surgiu com o aparecimento de fissuras nas soldaduras entre os banzos da viga e chapa de extremidade.

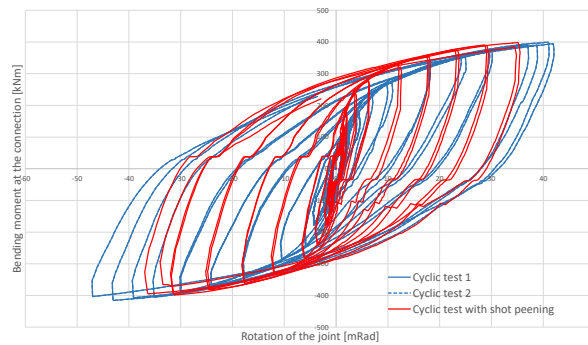


Figura 6.34: Influência de *shot peening* nas juntas E1-TB-P

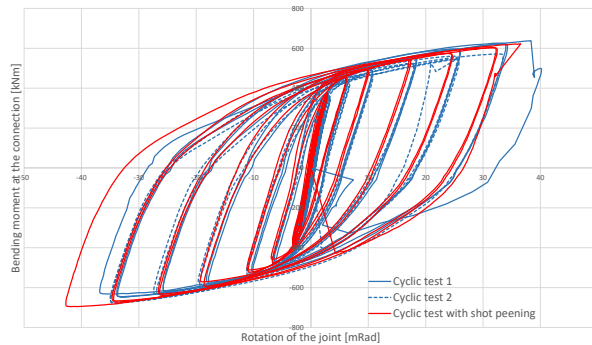


Figura 6.35: Influência de *shot peening* nas juntas E2-TB-P

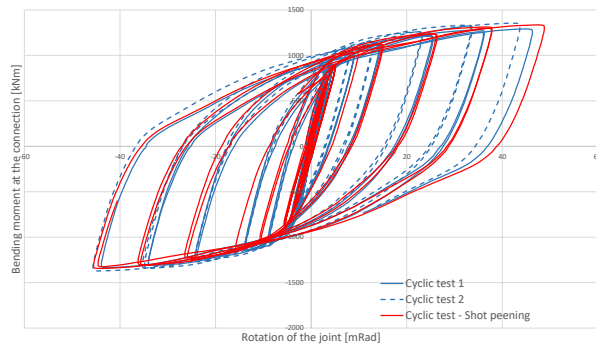


Figura 6.36: Influência de *shot peening* nas juntas E3-TB-P

6.3.4. Influencia do protocolo de carregamento

Para os testes E1-TB-E apresentados na Figura 6.37, pode ser observado que a rotação máxima obtida através de ensaios monotónicos é significativamente maior do que a observada para ensaios cíclicos enquanto que o carregamento de rotura último é o mesmo. Na Figura 6.38 é apresentada a comparação entre a resposta monotónica e a cíclica do provete E2-TB-E, que mostra que a situação é diferente. De facto, pode ser observado que o momento fletor máximo atingido através do teste monotónico é igual ou ligeiramente mais pequeno do que os observados através do ensaio cíclico enquanto que a rotação máxima é praticamente a mesma. Todos os testes foram parados devido ao aparecimento de fissuras nas soldaduras entre os banzos da viga e a chapa de extremidade. A influência do tipo de protocolo de carregamento (ANSI/AISC 341-10 e EQUALJOINTS), ver Figura 6.39, é desprezável tal como mostrado para outras tipologias de juntas devido ao facto de as diferenças entre os dois protocolos de carregamento serem essencialmente nos ciclos elásticos.

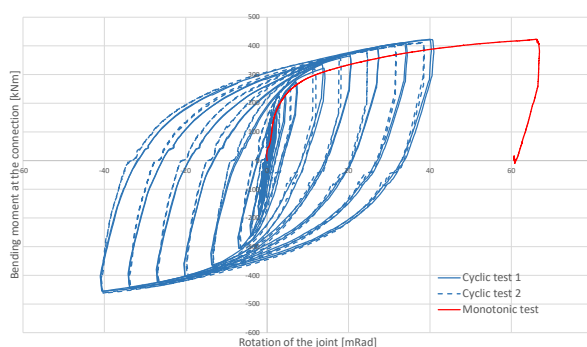


Figura 6.37: Comparação entre os resultados obtidos através de ensaios monotónicos e cíclicos em juntas E1-TB-E

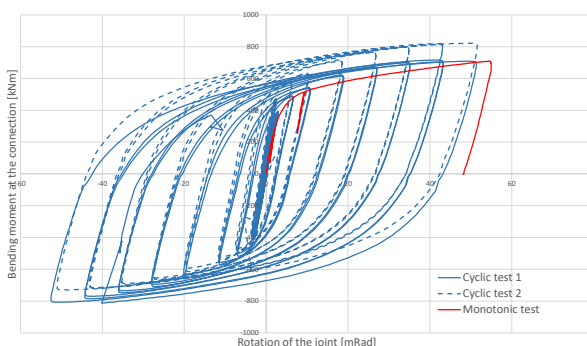


Figura 6.38: Comparação entre os resultados obtidos através de ensaios monotónicos e cíclicos em juntas E2-TB-E

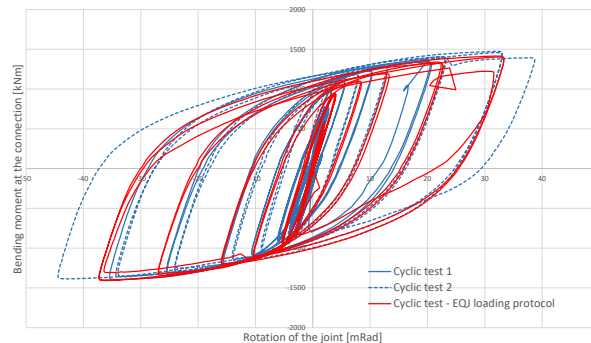


Figura 6.39: Influência do protocolo de carregamento em E3-TB-E

6.3.5. Contribuição de rotação plástica nas componentes da junta

A contribuição do painel de alma de coluna na deformação global da junta mostrou ser significativa para todas as juntas testadas, tal como observado nas várias figuras apresentadas na secção 5.4. Este facto não é na verdade surpreendente uma vez que as juntas E nunca são “as de resistência total”, mas apenas, no máximo, “de resistência equivalente”.

Mas, infelizmente, também se verificou que a contribuição do painel é maior, e às vezes até significativamente maiores, que as da ligação. Tal não está de todo de acordo com as especificações do Eurocódigo 8 que especifica que “a deformação do painel de alma de coluna não deverá contribuir em mais de 30% para a capacidade de rotação plástica” (das juntas, neste caso). O reforço do painel deve, portanto, ser possivelmente contemplado, em adição à origem de uma fórmula analítica para a previsão da resistência do painel ao corte.

6.3.6. Observações gerais sobre juntas com chapa de extremidade estendida não reforçadas

Com base em evidências experimentais, as seguintes conclusões foram traçadas:

- Todas as juntas exibem uma resposta histeréticas estável
- A ductilidade obtida está de acordo em global com os requisitos da norma, para a classe dúctil.
- Infelizmente a contribuição do painel de alma de coluna para a deformação global da junta mostrou ser excessiva, que comparada com o requisito do EC8.
- A sobre-resistência das juntas é quase constante e igual a 1,35.
- Uma boa correlação é obtida entre as propriedades calculadas (Eurocódigo 3 Parte 1-8) e as obtidas experimentalmente.
- Pode ser observado que o efeito da dimensão da viga na capacidade de rotação em juntas de resistência equivalente é menos significativo do que noutros provetes.

- O tratamento de *shoot peening* nas soldaduras não influencia a resposta das juntas
- A influência do protocolo de carregamento na resposta da junta é desprezável.
-

6.4. Juntas *dog-bone*

Tal como mencionado anteriormente, as juntas *dog-bone* ou juntas VSR (viga de secção reduzida) foram consideradas como parte dos testes em aços Europeus para assemblagens de vigas-colunas de grandes dimensões na incorporação deste tipo de ligação dissipativa. Assim, estas representam um caso especial que não é diretamente relacionado com as outras configurações discutidas anteriormente (i.e. juntas com esquadro, saliente reforçada e saliente não reforçada). Contudo, para providencial informação nos parâmetros chave que influenciam o desempenho e características do comportamento principais, resultados representativos de simulações numéricas 3D contínuas que reproduzem as respostas obtidas nos ensaios, são também apresentados e discutidos nesta secção. É dada ênfase aos efeitos da seleção da secção, condições restrições, dimensionamento da zona do painel e geometria da zona RBS. Sem seguimento da discussão na abordagem de modelação simplificada que pode ser utilizada no âmbito da análise de pórticos e procedimento de dimensionamento orientado.

6.4.1. Fabricação

A fabricação de provetes (ver Figura 6.40) é parte do procedimento de pré-qualificação Americana. De facto, este tipo de juntas deve ser soldado *in-situ*. Portanto, é dada extrema importância neste aspeto. A fabricação dos elementos decorreu no Luxemburgo, onde os perfis em aço foram cortados à medida e os elementos da ligação foram preparados: preparações de soldadura, perfurações, reforços soldados, pré-esforço para soldadura *in-situ*. As vigas e as colunas foram conseqüentemente transportadas para o EUA, e as soldaduras finais entre os elementos principais foi realizada no laboratório onde os ensaios foram desenvolvidos.



Figura 6.40: Fabricação dos provetes na oficina e soldadura no laboratório

6.4.2. Resultados experimentais do provete SP2

O ensaio do provete 2 foi completado ao fim de dois dias, com tempo total quase de oito horas. Durante os 4% de deslocamento entre pisos, uma força total máxima de 293 kips (1303.33 kN) foi aplicada no provete. Esta figura também ilustra que a rigidez elástica esperada do provete, $K_{\text{elastic}} = 75 \text{ k/in}$ (13.13 kN/mm), tomada como um valor próximo da análise de elementos finitos desenvolvida anteriormente no provete é bastante razoável. O comportamento de SP2 é ilustrado na Figura 6.41.

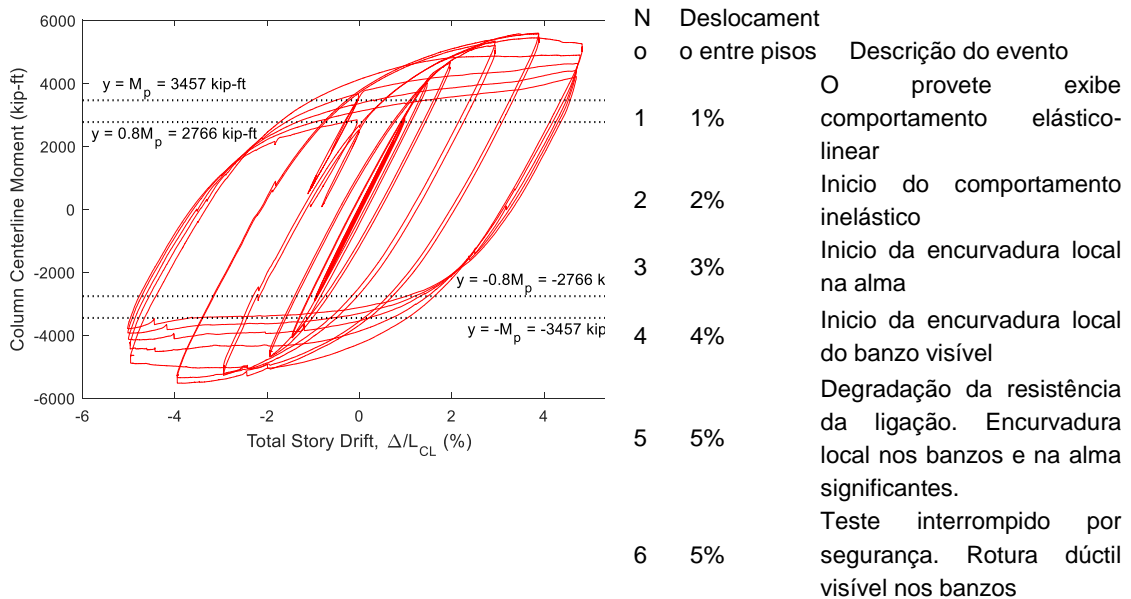


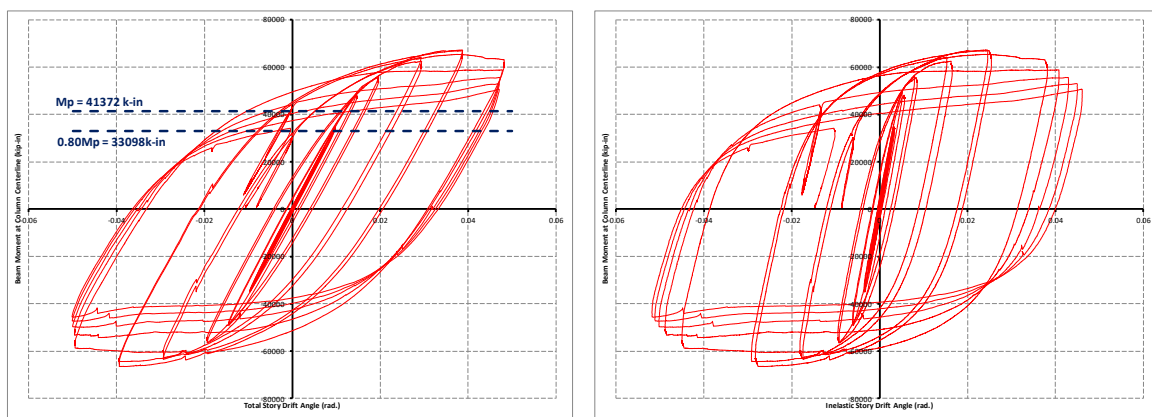
Figura 6.41: Resposta experimental de juntas *dog-bone*: provete SP2

Seguidamente aos dois ciclos a 4% que completaram o ensaio de pré-qualificação, cinco ciclos completos foram realizados a 5% de deslocamento entre pisos até à Rotura devido à fadiga de baixo ciclo. Durante este ciclo final, a viga sofreu rotura nos dois banzos na zona da VSR, devido à concentração de encurvadura local acentuada, tal como ilustrado na Figura 6.42a, b e c.



(a) (b) (c)
 Figura 6.42: Resposta experimental do provete SP2: (a) Deformação global da ligação; (b) e (c) Fissura no banzo da viga

A Figura 6.43a mostra a curva momento vs. deslocamento entre pisos. Ao deslocamento entre pisos de 4%, o momento submetido pela viga do provete excede 80% da resistência de flexão nominal plástica, M_p . O mesmo se verifica para deslocamentos entre pisos de 5%. Assim verifica-se o critério para pórticos simples especiais tal como descrito na secção E3.6 of AISC 341-10. A Figura 6.43b mostra a contribuição inelástica para o deslocamento total. Após os ciclos iniciais do ensaio, a deformação inelástica contribui maioritariamente para o deslocamento entre pisos. Uma vez que a VSR começa a plastificar com subsequente grande deformação, a rótula plástica forma-se, e a maior parte da rotação observada pela ligação vem da rotação inelástica que ocorre à volta da rotula plástica.



(a) (b)
 Figura 6.43: Resposta experimental do provete SP2: Curva momento-rotação, (a) Total; (b) Inelástico

No entanto não é uma deformação que possa ser obtida muito bem através de imagens dos ensaios, a deformação por corte da zona do painel também tem um papel importante no desempenho da ligação. A deformação por corte da zona do painel é traçada na Figura 6.44^a em termos de deslocamentos horizontais da coluna versus o momento no eixo da coluna. Novamente, há leituras de picos durante os 4% de ciclos com diminuição drástica a ocorrer depois assim que a ligação começa a ceder e a deformar drasticamente; nos ciclos finais, o momento diminui ligeiramente enquanto que a deformação horizontal diminui significativamente, uma vez que a VRS plastifica e começa a encurvar por deformação na ligação. O painel de alma de coluna é investigado na Figura 6.44b, que traça a relação tensão-extensão de corte. Verificam-se padrões semelhantes novamente, uma vez que a tensão e a extensão atingem o pico durante os 4% ciclos. Uma vez que os ensaios chegam aos 5% ciclos, deformações plásticas são extremas e os resultados tornam-se instáveis, o que se pode observar nos últimos ciclos ilustrados nesta figura.

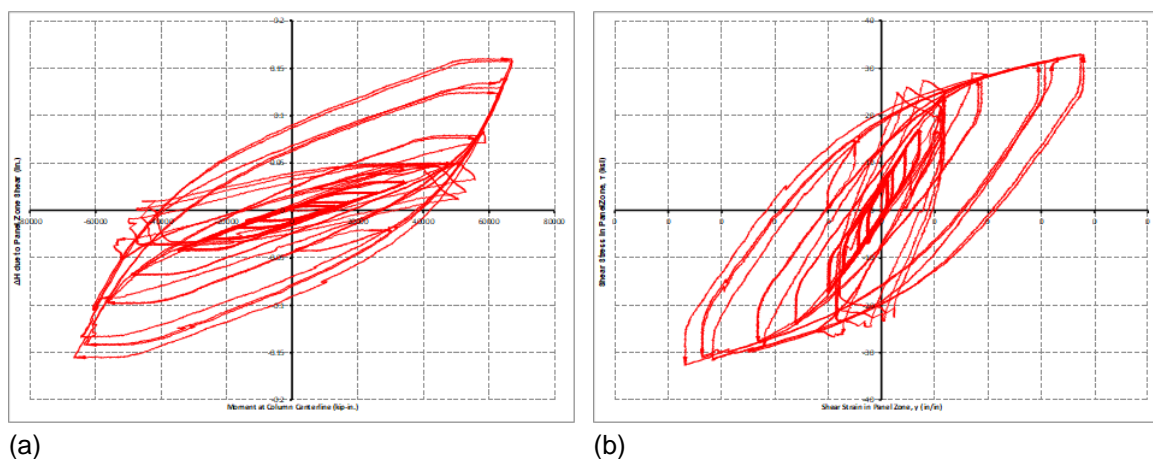


Figura 6.44: Resposta experimental do provete SP2: (a) Deformação do painel de alma de coluna ao corte; (b) Tensão vs extensão do painel ao corte

6.4.3. Resultados experimentais do provete SP4

Os ensaios do provete SP2 foram completados ao fim de 7 horas (apenas num dia). O protocolo de carregamento para o SP4 é o mesmo utilizado para o provete SPO2 (i.e. AISC341-10). Contudo, devido a complicações, o teste terminou ao fim de um deslocamento entre pisos de 4%. Neste momento, ocorreu rotura do contraventamento lateral.

A Figura 6.45 ilustra a curva de resposta global e resume os acontecimentos principais que ocorreram durante os ensaios. As deformações globais do SP4 podem ser observadas na Figura 6.46a. Existe torção significativa a atuar na coluna. A Figura 6.46b mostra a encurvadura local da alma com as linhas de grelha.

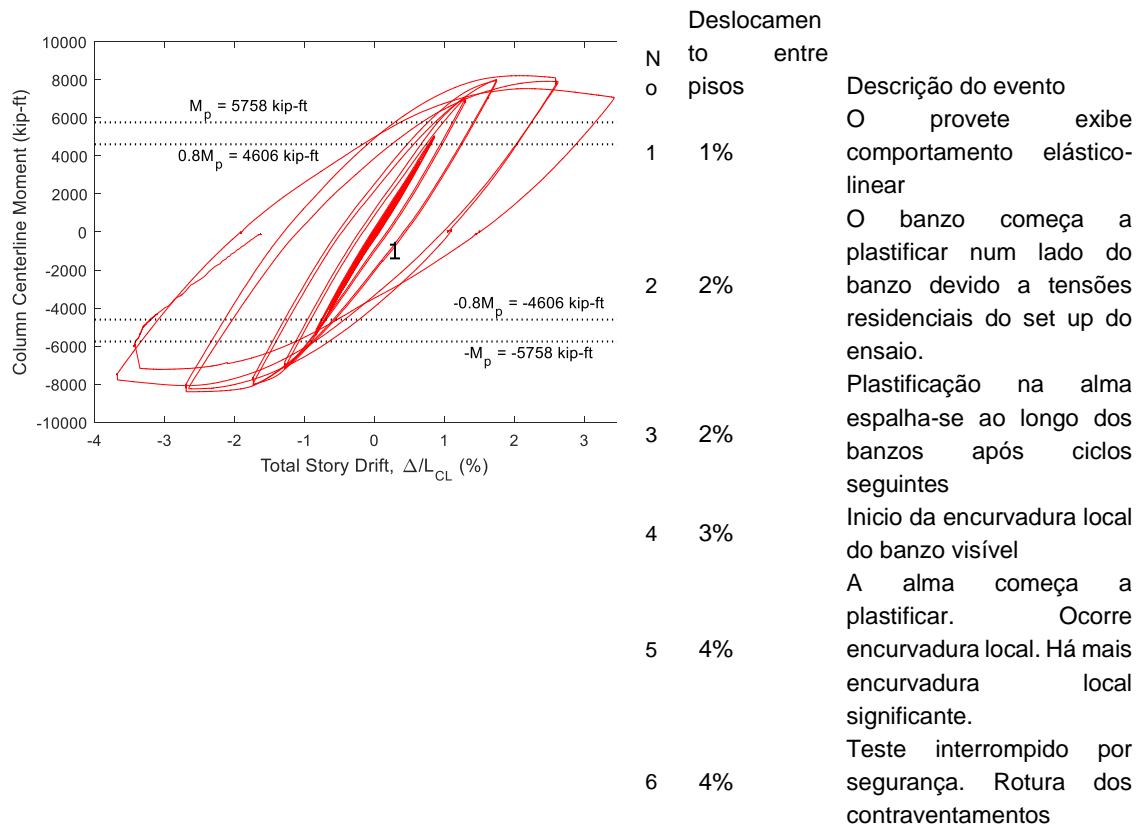
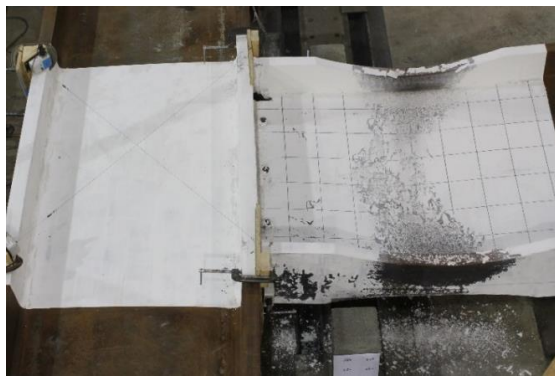
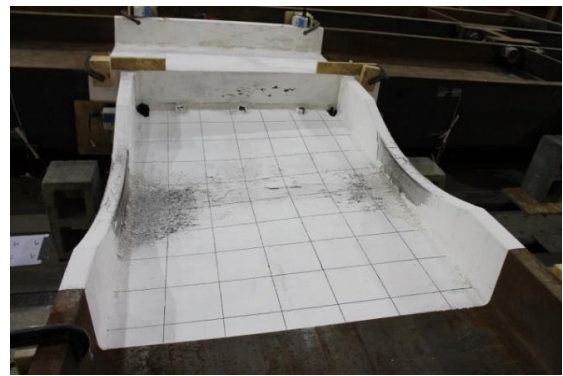


Figura 6.45: Resposta experimental de juntas Dog-bone: provete SP4



(a)

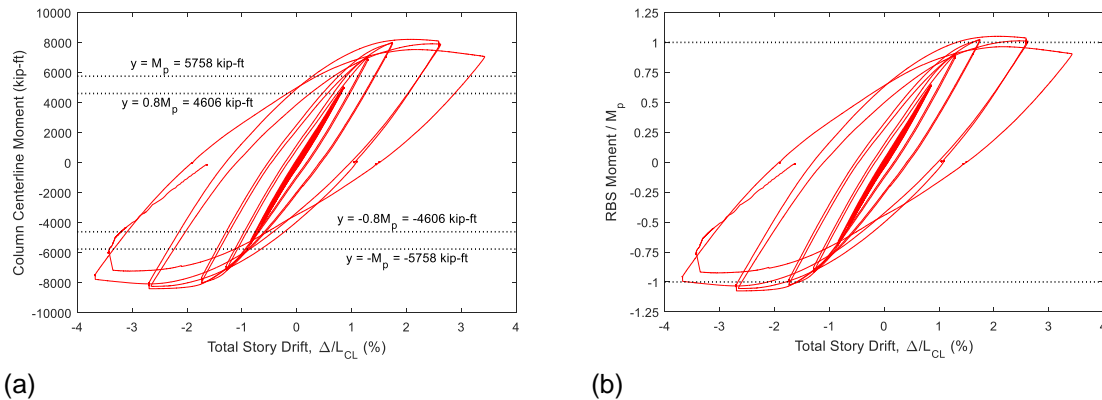


(b)

Figura 6.46: Resposta experimental do provete SP4: (a) Overall deformation of connection; (b) Alma local buckling e yielding

A Figura 6.47a ilustra o momento aplicado na ligação versus o ângulo descolamento entre pisos total. Embora tenha ocorrido degradação da resistência, a resistência da ligação está acima da capacidade de flexão nominal plástica a 4% de deslocamento entre pisos ciclos. Contudo, a Figura 6.47a pode induzir em erro acerca da magnitude que a capacidade de flexão experimental excede os 80% da capacidade nominal. Nesta figura, o momento é calculado no eixo da coluna de

acordo com a AISC 341-10. Tal deve-se, em parte, à vasta gama de ligações abordadas na AISC 341-10.



(a) (b)
 Figura 6.47: Resposta experimental do provete SP4: (a) Curva momento rotação, Total (SP4);
 (b) Razão momento VSR, deslocamento entre pisos (SP4)

Para ligações VSR, a capacidade nominal plástica é calculada para as propriedades da VSR. A Figura 6.47b ilustra a razão entre o momento aplicado na VSR – capacidade de flexão nominal na VSR. A capacidade de flexão experimental continua a ser maior do que 80% da capacidade de flexão nominal plástica.

6.4.4. Contribuição das componentes da junta

Resultados característicos são apresentados para uma ligação de dimensão W36x925 para a viga e de W14x873 para a coluna. O momento na face da coluna é traçado versus a rotação da corda da viga em absoluto e os valores normalizados na Figura 6.48(a) e na Figura 6.49(b), respetivamente. O momento máximo desenvolvido é de 22465 kNm, a 5% de descolamento. A VSR oferece o fator de redução momento real de 0.79, que é praticamente igual ao assumido no dimensionamento. Quatro pontos característicos são destacados na figura, explicação seguidamente. Por observação da plastificação progressiva, a seguinte resposta é mostrada: plastificação inicia na viga-coluna (descolamento 0.9%) e progride para o interior dos banzos da viga da VRS (deslocamento 1.2%). O mecanismo plástico totalmente desenvolvido (deslocamento 2.6%) indica que a maior parte da deformação plástica é a tomada pela VSR, com distorção limitada da zona do painel (ver Figura 6.49). contudo, a concentração de extensões plásticas nas soldaduras dos banzos está presente, indicando que a VSR não reduz totalmente a exigência da tensão.

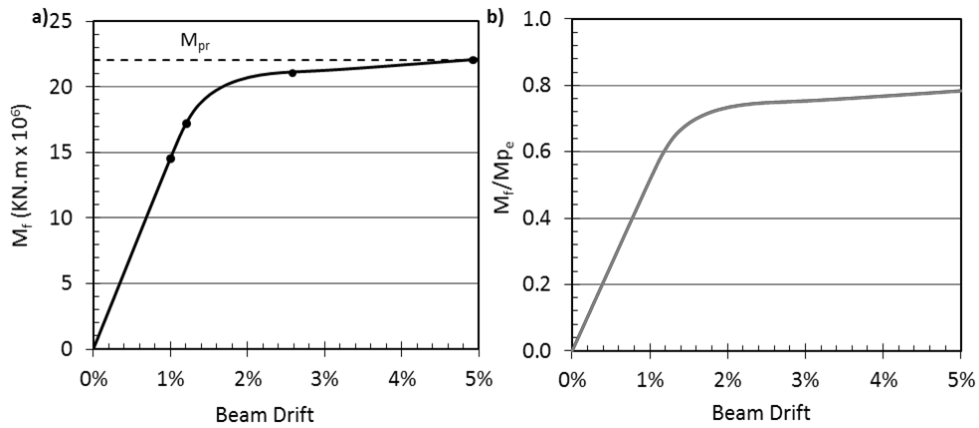


Figura 6.48: Momento na face da coluna versus deslocamento da viga. a) valores absolutos, b) resultados normalizados pelo momento plástico da viga da secção total M_{pe}

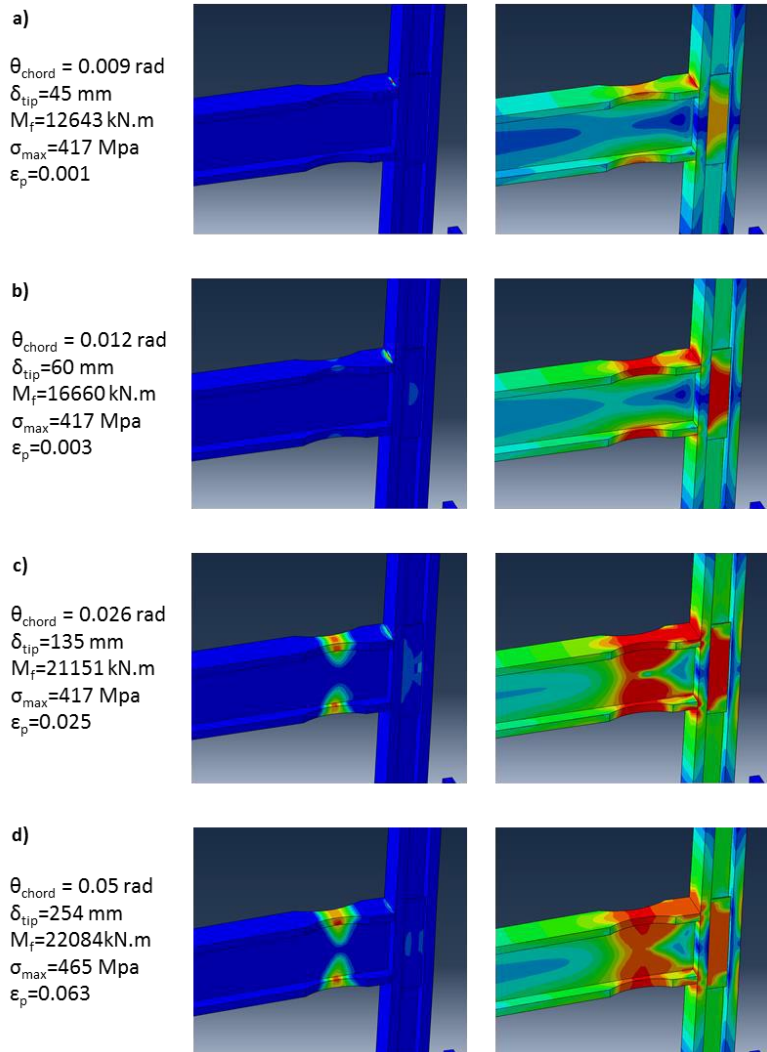


Figura 6.49: Magnitude da extensão plástica (esquerda) e tensão de Mises (direita): a) Início da plastificação, b) progressão da plastificação na alma do PZ, c) início do endurecimento, d) mecanismo totalmente desenvolvido

A contribuição de cada componente na deformação total pode ser observada pelo traçado da rotação das componentes versus o momento na face da coluna (Figuras 6.50 e 6.51). A contribuição da VSR na rotação plástica total (a 5% descolamento da viga) é cerca de três vezes a da zona do painel (a 5% descolamento da viga) que exhibe praticamente um comportamento elástico, apesar do facto da plastificação ter ocorrido. A rotação de cada nó do eixo da viga é ilustrada na Figura 6.51 versus a distância x da face da coluna. A rotação da rótula plástica no meio da VSR é cerca de 0.037 rad, enquanto que a rotação da zona do painel estimada é cerca de 0.009 rad.

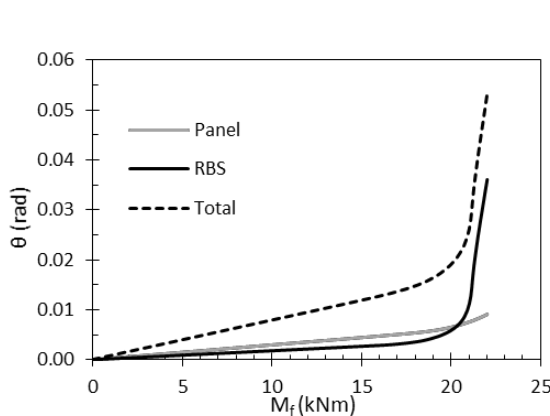


Figura 6.50: Rotação total, VSR, e rotação zona do painel versus momento na face da coluna

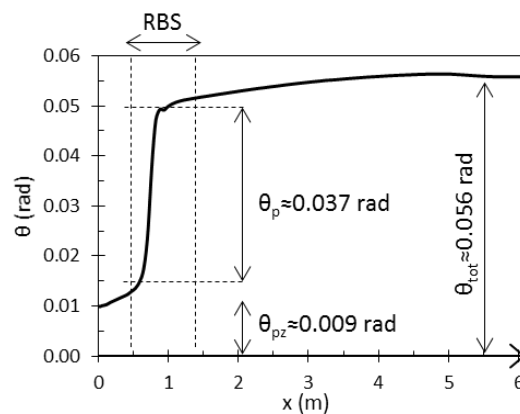


Figura 6.51: Rotação of eixo nós of viga (θ) versus distância from the face da coluna (x)

Após uma análise cuidada do comportamento de quarto ligações VSR que implementa elementos de grandes dimensões numa vasta gama de combinações, um certo numero de observações chave verificaram-se como tendo um papel importante. Para começar com instabilidade lateral, foi observado que no caso de da ligação representada por SP4 tal como descrito anteriormente, que implementa colunas altas juntamente com vigas altas de formato W40. A instabilidade foi caracterizada por um deslocamento de 51 m no banzo inferior, juntamente com torção da coluna. Adicionalmente, observou-se um aumento da exigência da extensão plástica no banzo nas soldaduras viga-banzo da coluna que implementou em membros pesados. Além disso, as ligações demonstraram uma resposta de uma zona do painel forte, o que significa ignorar a contribuição dos banzos da coluna da resistência nominal da zona do painel, tal como descrito na AISC 358-10 (AISC, 2010b) pode estar no lado conservativo. Estes resultados significam que a dimensão das secções, as dimensões da VSR, e o dimensionamento da ZP são parâmetros importantes que influenciam as respostas tal como discutido nas discussões sumariadas anteriormente.

6.4.5. Influência da dimensão dos elementos

A análise da ligação SP4 indica que a suscetibilidade de vigas altas a encurvadura lateral torsional, que é expressada como uma distorção fora do plano do banzo inferior na localização da VSR. Adicionalmente, a coluna W40x593, que é a única que excede o limite de pré-qualificação a altura, experienciou um grau de torção. De modo a investigar em detalhe este comportamento, quatro análises adicionais foram realizadas, fazendo variar a viga e a coluna da ligação respetivamente. As ligações SP5 e SP6 abordam o efeito da secção da coluna, mantendo a secção da viga W44x408 constante e variando a secção da coluna (SP5: W14x730; SP6: W36x487). Por outro lado, as ligações SP7 e SP8 abordam o efeito da secção da viga, mantendo a secção da coluna W40x593 constante (SP7: W40x431; SP8: W36x387).

O efeito de fazer variar as características da coluna são sumariadas nas figuras seguintes. As ligações implementam a mesma viga, com SP4 e SP5 exibindo comportamento momento-deslocamento idêntico. Por outro lado, a ligação SP6 exhibe uma diminuição maior na rigidez pós e pré limite (Figura 6.52), indicando comportamento LTB significativo (Figura 6.53). O estado de deformação das vigas é ilustrado na Figura 6.54 (para 5% deslocamento). Finalmente, amplitudes LTB são ilustradas versus h/t_{cf}^3 para colunas (Figura 6.55); pode ser observado que esta razão providencia um bom indicador da torção da viga, e que as amplitudes LTB para a mesma viga estão aproximadamente relacionadas com a suscetibilidade da torção da respetiva coluna.

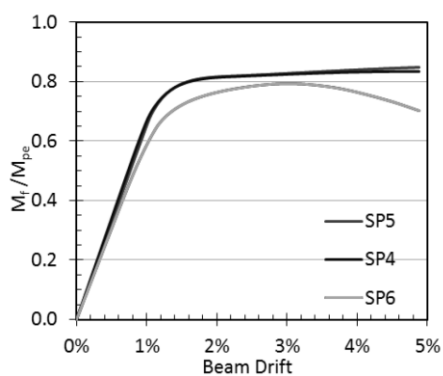


Figura 6.52: Momento na face da coluna dos SP4, SP5, SP6 vs deslocamento da viga (normalizado por M_{pe})

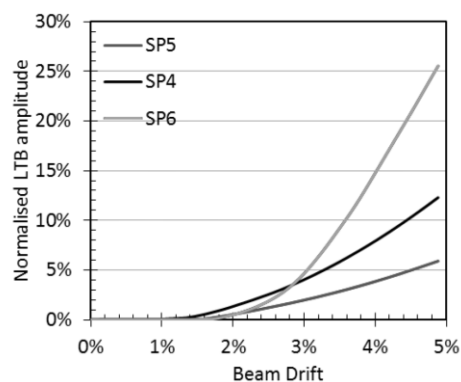


Figura 6.53: Movimento lateral do banzo inferior para SP4, SP5, SP6 (normalizado por largura do banzo da viga)

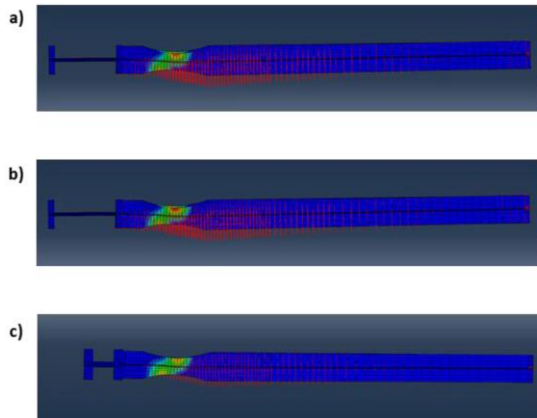


Figura 6.54: vetores deslocamento lateral e contorno extensão plástica a 5% deslocamento: (a) SP6, (b) SP5, (c) SP6

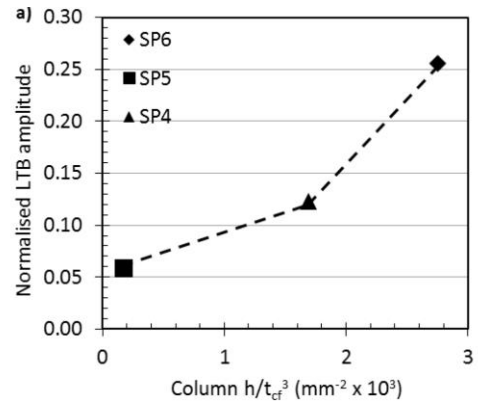


Figura 6.55: amplitude LTB a 5% deslocamento (normalizado por viga banço largura) vs h/t_{cf}^3 razão

O efeito de variar a secção da viga na resposta global momento-deslocamento, SP7 e SP8 exhibe comportamento semelhante ao caso de referência SP4 (Figura 6.22). o comportamento LTB está presente em todas as ligações apresentado na Figura 6.23 e na Figura 6.24. A esbelteza da alma da viga parece ser um bom indicador da suscetibilidade de LTB e na consequente torção da coluna. Os ângulos de torção da coluna são ilustrados versos a esbelteza da alma da viga para as ligações examinadas na Figura 6.25.

É de notar que no contexto do estudo referido, os contraventamentos laterais dos banços inferiores das vigas não foi fornecido apenas no ponto de aplicação do carregamento (deslocamento controlado). Contraventamentos laterais adicionados perto da zona VSR seria mitigar completamente o fenómeno LTB.

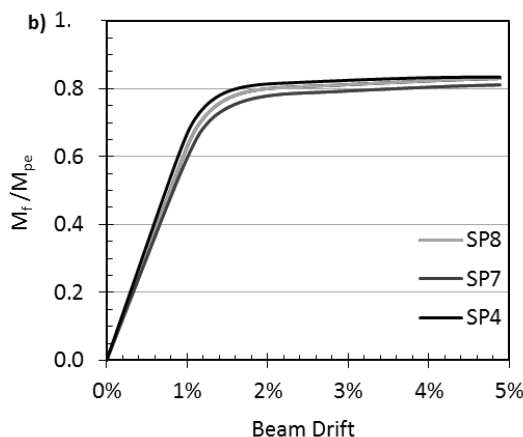


Figura 6.56: Momento na face da coluna de SP4, SP7, SP8, vs deslocamento viga (normalizado por M_{pe})

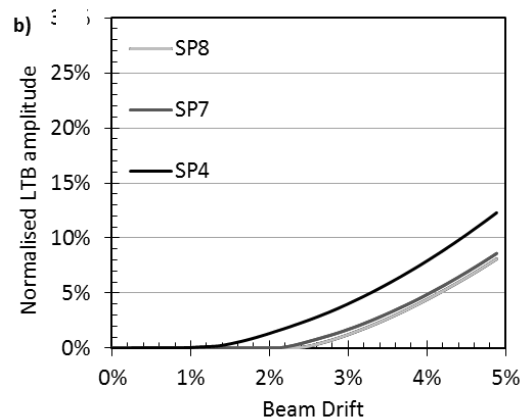


Figura 6.57: Movimento lateral do banço inferior (SP4, SP7, SP8) (normalizado por largura do banço da viga).

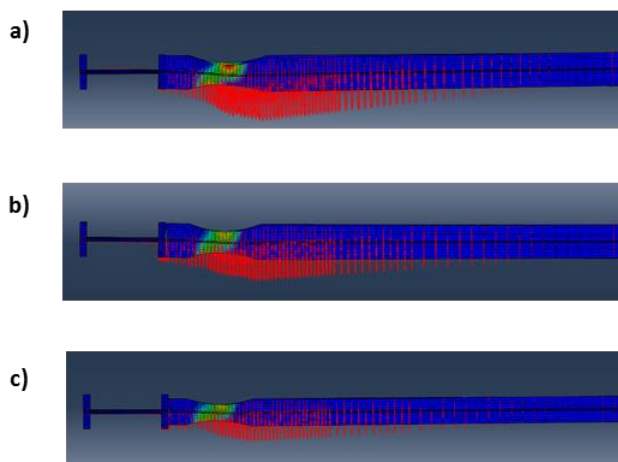


Figura 6.58: vetores deslocamento lateral e contorno extensão plástica a 5% deslocamento: (a) SP4, (b) SP7, (c) SP8

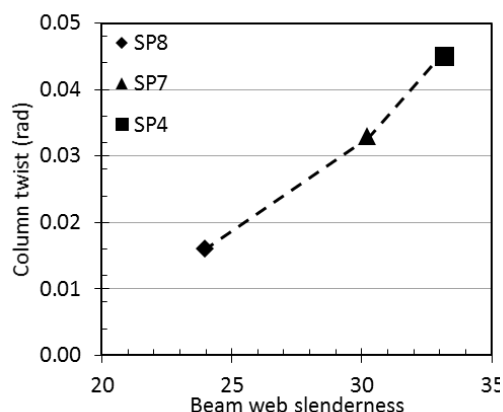


Figura 6.59: ângulo de torção na coluna a 5% deslocamento vs esbelteza da alma da viga.

6.4.6. Influência do dimensionamento da zona do painel

Quatro diferentes configurações de ligações dimensionadas com variação pormenores da zona do painel foram consideradas. Os resultados representativos par SP3 são apresentados seguidamente para 3 configurações diferentes da espessura da zona o do painel e um caso de material mais resistente para a coluna. A curva momento resultante da viga (na face da coluna) vs. rotação da corda é apresentada na Figura 6.26. Para o caso de zona do painel fraca (100 mm), a capacidade de flexão da ligação é significativamente menos. A rotação plástica da zona da VSR e distorções da zona do painel são traçadas versus o deslocamento da viga na Figura 6.27. no caso zona do painel fraca (sem chapas duplas), a VSR permanece essencialmente em regime elástico e todas as deformações plásticas ocorrem na zona do painel. Aumentando a espessura da zona do painel para 13 mm recorrendo a chapas duplas, as rotações plásticas são divididas particamente igualmente pela zona do painel e VSR. Aumentando novamente a espessura da zona do painel para 156 mm ou utilizando um aço 65 ksi (455 MPa) na coluna leva a uma deformação total de 60% da ligação que ocorre na zona da VSR. A contribuição relativa da zona da VSR e da zona do painel na deformação total (elástica e inelástica) da ligação, para o dimensionamento da zona do painel é ilustrada na Figura 6.28.

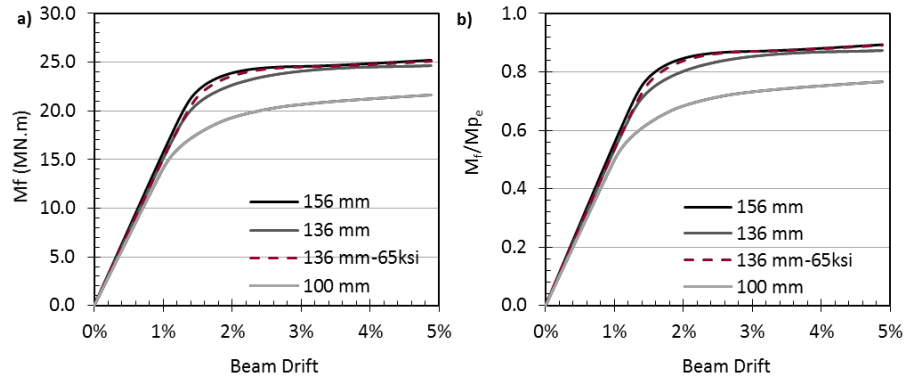


Figura 6.60: Momento na face da coluna vs deslocamento viga para diferentes zonas do painel

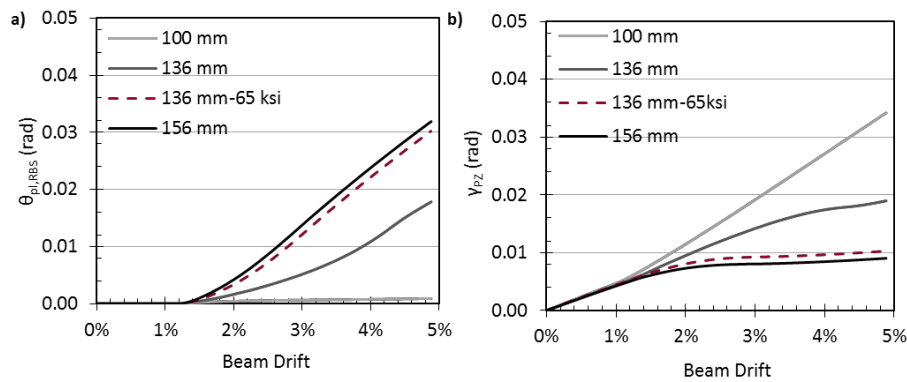


Figura 6.61: a) VSR rotação plástica, (b) distorção do painel vs deslocamento viga para diferentes zonas do painel designs do SP3

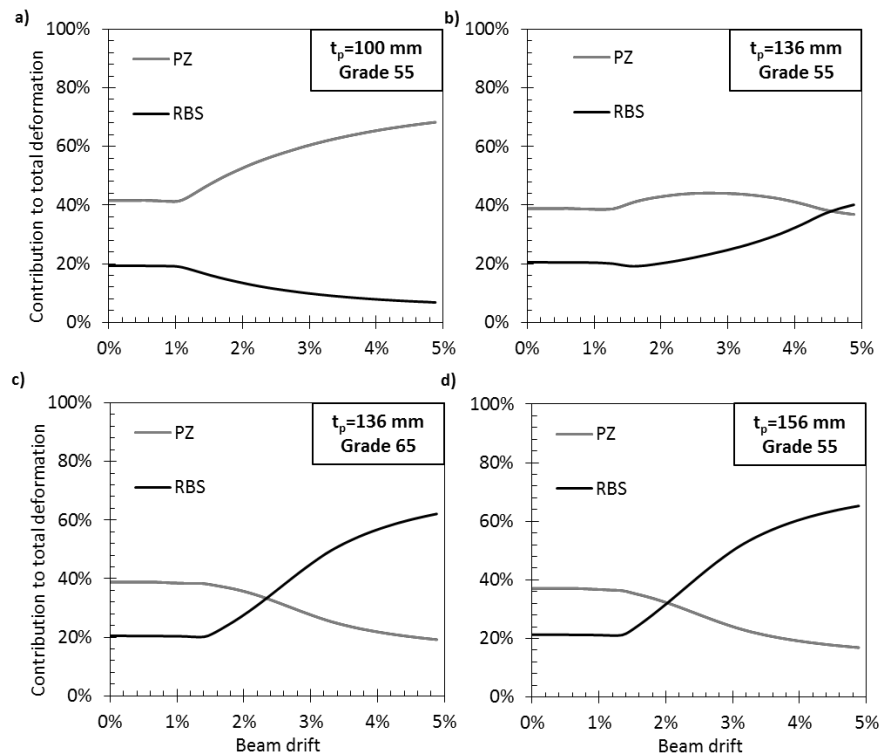


Figura 6.62: Contribuição da VSR e zona do painel na deformação total de SP3

6.4.7. Influencia do dimensionamento da VSR

As ligações SP2 e SP3 foram analisadas para várias configurações para a geometria da zona cortada da VSR, definida segundo os parâmetros A, B e C. em geral, aumentar o corte da VSR leva a menores momento na face da coluna. O parâmetro C que determina a profundidade do corte é obviamente condicionado pela capacidade de flexão da ligação e as exigências do esforço transversal imposto na zona do painel (i.e. cortes mais profundos implicam menor capacidade de flexão e também menor sollicitação da zona do painel). O efeito de redução do banzo, (Desde zero na VSR ao valor máximo permitido pela norma) na extensão plástica (a 5% deslocamento) ode ser observada pelo traçado na Figura 6.63.

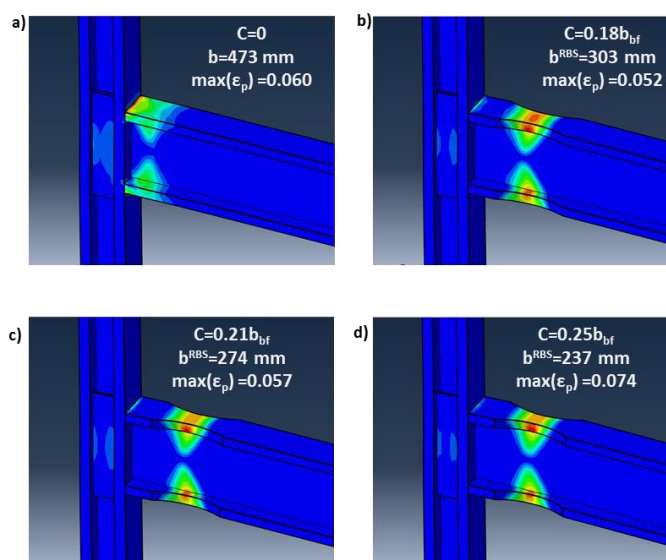


Figura 6.63: magnitude extensão plástica a 5% deslocamento para SP3 para vários casos de profundidade de corte VSR

6.4.8. Procedimentos simplificados de modelação

As avaliações apresentadas anteriormente foram realizadas recorrendo a modelação continua não linear 3D que, enquanto presentemente a representação mais fiel da resposta, é relativamente morosa. Para simulações simplificadas e pressupostos de dimensionamento, idealização das componentes da ligação deve ser desenvolvida. É de notar que apesar de as ligações VSR tem uma configuração específica que difere das outras juntas consideradas anteriormente. Todavia, várias componentes podem ser representadas do mesmo modo tardadas com outras formas.

Uma vez que as outras configurações de juntas, utilizando os procedimentos da EN1993-1-8, as seguintes componentes podem ser identificadas na ligação VSR:

alma de coluna em tração transversal, banzo de coluna em flexão, banzo de viga em compressão, alma de coluna em compressão transversal e painel de alma de coluna solicitado ao corte. É de notar que a zona de corte da VSR não é parte convencional de uma assemblagem de componentes de uma ligação, e deve ser modelada com parte da viga.

A Figura 6.64 mostra o esquema de uma assemblagem de componentes típica, O mesmo procedimento adotado para as mesmas componentes no âmbito de outras tipologias de ligações pode ser utilizada neste caso para obter uma representação bilinear monotónica e cíclica da ligação. O painel de alma de coluna solicitado ao corte ou o banzo de coluna em flexão podem ser componentes críticos neste caso, dependendo das dimensões específicas utilizadas.

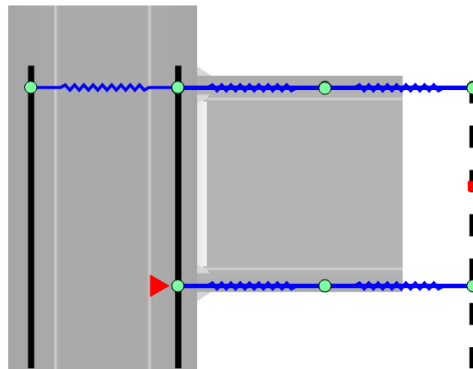


Figura 6.30: Assemblagem esquemática de disposição de molas em ligações SP

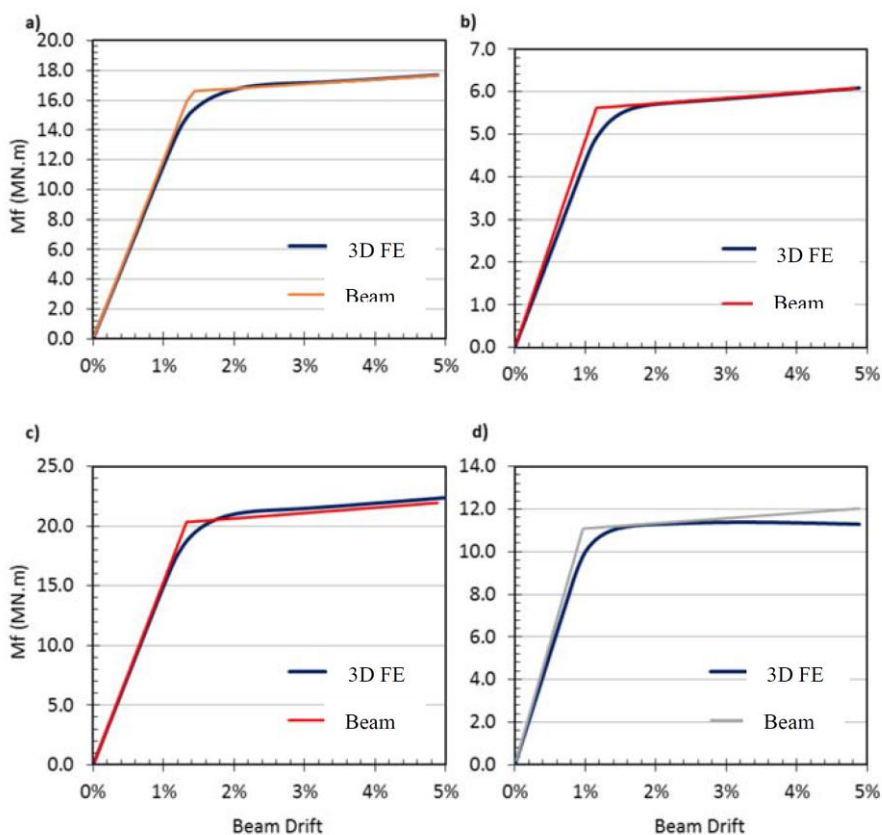


Figura 6.31: Comparação entre FEM 3D FE e modelos idealizados para SP1-SP4

Como referido anteriormente, a modelação de ligações VSR em programa de análise de pórticos requiere a representação das componentes da ligação, particularmente a zona do painel que pode influenciar significativamente o seu comportamento, bem como a redução da secção na zona cortada da CSR. Utilizando uma abordagem simples (Grubbs, 1997), a rigidez elástica de dois elementos viga-coluna a VSR pode ser modificada por ter em conta a perda de rigidez devido ao corte nos banzos, enquanto que uma mola de comprimento nulo liga os dois nós no meio pode ser incluída para ter em conta a resposta inelástica da VSR.

Uma comparação entre a resposta global momento-deslocamento, para SP1 e para SP4, através de modelação continua 3D bem como a abordagem simplificada são ilustradas na Figura 6.31. pode ser observado que o nível de concordância satisfatório é atingido entre os dois modelos, especialmente em termos de resposta plástica da VSR.

6.4.9. Observações gerais das vigas dog-bone

Com base nos estudos experimentais e numéricos do raio do corte da VSR de ligações para estruturas em aço com elementos de grandes dimensões, o

comportamento global de ligações VSR com aumento do deslocamento da viga é caracterizado inicialmente por plastificação que ocorre entre o banzo superior da viga e a chapa de extremidade, seguido de início de plastificação quer nos banzos da CSR ou na zona do painel, dependendo na resistência relativa das duas componentes. Acumulação de extensão plástica é então exibida na componente mais fraca.

Introduzir VSR pode levar a um alívio em termos de momento na face da coluna, na ordem de 75%-95% comprando com a capacidade de momento plástico na viga não reduzida. A extensão plástica solicitada que se desenvolve na interação viga-coluna é também reduzida, mas não desaparece inteiramente.

Os banzos inferiores de vigas reduzidas com diminuição dos deslocamentos de vigas, exibem comportamento LTB. O aumento de movimento lateral pode ser atingido até 25% da largura do banzo da viga foi observado para vigas com almas mais esbeltas. Contudo, introduzir contraventamentos laterais a uma distância de $d_b/2$ do fim da VSR, mais afastado da face da coluna, pode mitigar substancialmente este efeito.

Coluna altas exibem um decréscimo de suscetibilidade à torção. Um ângulo máximo de rotação de 0.12 rad foi observado para a coluna com maior razão h/t_{cf} , o que é um indicador de baixa resistência à torção. Uma interação pronunciada existe entre a suscetibilidade da coluna à torção e LTB nas vigas, com ambos os efeitos ampliar cada um deles. Fornecendo contraventamentos laterais de acordo com os requisitos já mencionados diminuindo a torção das colunas, uma vez que os valores de ângulo de torção são uma ordem de grandeza menores.

Vigas esbeltas podem exibir encurvadura local, que pode ser manifestada no banzo comprimido e na alma. Este efeito pode inicial na viga deslocamento de cerca e 2.0% e pode reduzir significativamente a capacidade de rotação plástica da viga devido a acumulação extensão plástica assimétrica no banzo afetado o que pode levar a fratura dúctil prematura. Fornecendo contraventamentos laterais perto da rótula plástica não ajuda neste caso. O dimensionamento da zona do painel ZP é o parâmetro principal que afeta a rotação inelástica imposta na VSR. Permitindo que a deformação elástica seja tomada pela ZP pode aliviar rotação plástica excessiva na VSR. No caso de vigas esbeltas, verificou-se que este alívio pode levar a um efeito estabilizador, uma vez que previne a ocorrência prematura de LB. Por outro lado, permite rotações excessivas da ZP aumentando a extensão plástica e pressão negativa imposta na viga banzo superior- banzo de coluna e, portanto, aumenta a rotura dúctil prematura na soldadura.

Verificou-se que a espessura dos banzos da viga desempenhou papel importante na potencial fratura dúctil da soldadura superior da interface viga-coluna. Os banzos excessivamente espessos tendem a impor um regime de alta triaxialidade,

combinado com o aumento das exigências plásticas. Este efeito é significativamente amplificado quando o dimensionamento da ZP é mais fraco ou mesmo equilibrado, levando a valores extremamente grandes do índice de rotura. A percentagem de redução de banzo (parâmetro ϵ VSR) também revelou como o parâmetro condicionante entre as dimensões VSR. Maiores valores de aumento da capacidade de rotação plástica, proporcionam maior alívio em termos de momento na face da coluna, e reduzem a força de corte imposta na ZP.

References

- Abidelah A., Bouchaïr A., Kerdal D.E. (2012). *Experimental e analytical behavior of bolted end-plate ligações with or without stiffeners*. Journal of Constructional Steel Research, 76:13–
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Seismic Provisions para Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 341-10 Steard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Specification para Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 360-10 Steard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010
- American Society para Testing e Materials (ASTM) (2011). “*Steard Practices para Cycle-Counting in Fatigue Analysis*.” ASTM Steard E1049-85, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). *Seismic Evaluation e Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13 Steard, Reston, Virginia.
- ANSI/AISC 358-10 (2010). *Prequalified Ligações para Special e Intermediate Steel Momento Frames para Seismic Applications*.
- ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Ligações para Special e Intermediate Steel Momento Frames para Seismic Applications*.
- ANSI/ASIC 341-16 (2016): *Seismic Provisions para Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction
- Arce G. *Impact of higher strength steels on local buckling e overstrength of links in eccentrically braced frames*. MS thesis, Univ.of Texas at Austin, Austin, Tex. (advisor: M.D. Engelhardt).
- ASTM E606 / E606M-12 (2012) *Steard Test Method para Strain-Controlled Fatigue Testing*, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org
- Bijlaard FSK, Nethercot DA, Stark JWB, Tschemmernegg F, e Zoetemeijer P. (1989). *Structural properties of semi-rigid joints in steel frames*. IABSE Periodica, 2, 33.
- Bjorhovde R, Colson A. (1991) *Economy of semi-rigid frame design*, in *Ligações in Steel Structures II: Behaviour, Strength e Design*, Bjorhovde, R., Haaijer, G., e Stark, J.W.B (eds.), American Institute of Steel Construction, 418–430.
- Breonisio G, De Luca A., Mele E. (2012). *Shear strength of zona do painel in viga-to-coluna ligações*. Journal of Constructional Steel Research, 71, 129–142.
- CEN (2005). Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8: Design of Joints*. European Committee para Steardization (CEN), 2005.
- CEN (2005). Eurocode 8: *Design of structures para earthquake resistance – Part 3: Assessment e retrofitting of buildings*. European Steard EN 1998-3:2005, Brussels.
- Chang KL, e Uang C M. (1997). *Designing after Northridge*. Modern Steel Constr., 37(3), 36-42
- Charney FA, e Downs WM. (2004). *Modeling Procedures para Zona do painel Deformations in Momento Resisting Frames*. Proceedings, *Ligações in Steel Structures V*, Amsterdam.
- Chen SJ, Yeh CH, e Chu JM. (1996). *Ductile steel viga-to-coluna ligações para seismic resistance*. J. Struct. Engrg., ASCE, 122(11), 1292-1299

- Che S, Tu C. (2004) *Experimental study of jumbo size reduced viga section ligações using high-strength steel*. Journal of Structural Engineering. 130 (4), 582-587.
- Chen S. (1996) *A simple e effective retrofit method para steel viga-to-coluna ligações*. Seventh US-Japan Workshop on the improvement of structural design e construction practices.
- Chi B. & Uang C. (2002) *Cyclic resposta e design recommendations of reduced viga section momento ligações with colunas de grande secção*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 464-473.
- D'Aniello M, Leolfo R, Piluso V, Rizzano G. (2012). *Ultimate Behaviour of Steel Vigas under Non-Uniparam Bending*. Journal of Constructional Steel Research, 78, 144–158.
- D'Aniello M, Tartaglia R, Costanzo S, Leolfo R. (2017) *Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes*. Journal of Constructional Steel Research, Vol 128, pp 512-527
- Dubina D, Ciutina A, Stratan A. (2001) *Cyclic tests of double-sided viga-to-coluna joints* Journal of Structural Engineering 2001, 127:129-136;
- Elnashai A, Elghazouli AY. (1994). *Seismic behaviour of semi-rigid steel frames*. Journal of Constructional Steel Research, 29, 149–174.
- Engelhardt MD, Winneberger T, Zekany AJ, Potyraj TJ, (1998). *Experimental Investigations of Dogbone Momento Ligações*. Engrg. J., 35(4), AISC, Fourth Quarter, 128-139
- Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J. & Potyraj, T. J. (1996) *The dogbone connection: Part II*. Modern Steel Construction. 36 (8), 46-55.
- Engelhardt MD, Fry G, Jones S, Venti M. & Holliday S. (2000) *Behavior e design of radius cut reduced viga section ligações*. A Draft Report of SAC Task 7.
- FEMA- 355D, *State of the Art Report on Connection Performance*. Ch 3, 2000
- FEMA- 351, *Recommended Seismic Evaluation e Upgrade Criteria para Existing Welded Momento-Frame Buildings*, Ch 6, 2000
- FEMA (2000a) FEMA 355D, *State of the art report on connection performance*. Report no.FEMA-355D.Washington (DC): Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA (2000b) FEMA-350, *Recommended seismic design criteria para new steel momento-frame buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- Gilton C, Chi B. & Uang C. (2000) *Cyclic resposta of VSR momento ligações: weak-axis configuração e deep coluna effects*. Department of Structural Engineering, University of Caliparania, San Diego.
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Leolfo R, Mermerdaş K. (2013). *A novel paramulation of the flexural overstrength factor para steel vigas*. Journal of Constructional Steel Research, 90, 60-71
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Leolfo R, Mermerdaş K. (2014). *Prediction of the flexural overstrength factor para steel vigas using artificial neural network*. Steel e Composite Structures, An International Journal, 17(3), 215-236.
- Guo B, Gu Q, Liu F. (2006) *Experimental Behavior of Stiffened e Unstiffened End-Plate Ligações under Cyclic Loading*. Journal of Structural Engineering, 132(9), 1352-1357.

Gupta A, e Krawinkler H. (1999). *Seismic Demos para Performance Evaluation of Steel Momento Resisting Frame Structures*. Report No. 132 - John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanparad University, Caliparania.

Gross JL., Engelhardt MD, Uang CM, Kasai K. e Iwankiw, N.R., *Modification of Existing Welded Steel Momento Frame Ligações para Seismic Resistance*, AISC Design Guide Series 12, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1999.

Grubbs KV. (1997) *The effects of the dogbone connection on the elastic stittness of steel momento frames*. Master thesis, Dept. of Civ. Engrg., The University of Texas at Austin, Texas.

Jaspart JP. (1997). *Contributions to recent advances in the field of steel joints. Coluna bases e further configurazãos para viga-to-coluna joints e coluna bases*. These aggregation, University of Liege, Belgium.

Jones SL., Fry GT. & Engelhardt MD. (2002) *Experimental evaluation of cyclically loaded reduced viga section momento ligações*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 441-451.

Joints in Steel Construction: Momento-Resisting Joints to Eurocode 3 (P398). Edited por The Steel Construction Institute e The British Constructional Steelwork Association, 2013, ISBN 978-1-85-942209-0.

Kunnath SK, Malley JO. (2002) *Advances in seismic design e evaluation of steel momento frames: recent findings from FEMA/SAC Phase II Project*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 415-419.

Lachal A, Aribert JM, Loho G. (2006) *Analytical e experimental investigations of bolted haunched viga-to-coluna joints with a view of seismic design*. Advanced Steel Construction 2 (2006) 137-160.

Lee CH, Jung JH, Oh MH, Koo ES. (2005). *Experimental Study of Cyclic Seismic Behavior of Steel Momento Ligações Reinparaced with Nervuras*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(1), 108-118.

Lee CH. (2002). *Seismic Design of Rib-Reinparaced Steel Momento Ligações based on Equivalent Strut Model*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(9), 1121-1129.

Lee CH e Uang CM., *Analytical modeling of dual zona do painel in haunch repaired, SAC, Technical report: Experimental investigations of viga-coluna subassemblies.*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(1), pp.20-29

Maquoi R, e Chabrolin B. (1998). *Frame design including joint behaviour: final report*. EUR, Off. para Off. Publ. of the Europ. Communities, Luxembourg.

Maris C, Vulcu C, Stratan A, e Dubina D. (2015). *Validation through numerical simulations of the design procedure para bolted viga-to-coluna ligações with haunches*. Pollack Periodica, 10(3), 95–107.

Mazzolani FM, Piluso V. (1992). *Member behavioural classes of steel vigas e viga-colunas*. Proc. of First State of the ArtWorkshop, COSTI, Strasbourg, 517-29.

NIST, *Modification of existing Welded Steel Momento Frame Ligações para Seismic Resistance*, Draft Report, National Institute para Steards e Testing, Gaithersburg, MD,1998

Nussbaumer A, Borges L, Davaine L (2011). *Fatigue design of steel and composite structures*, ECCS Eurocode Design Manuals, ECCS Press/Ernst&Sohn

- Pachoumis D, Galoussis E, Kalfas C & Efthimiou I. (2010) *Cyclic performance of steel moment-resisting ligações with reduced viga sections—experimental analysis e finite element model simulation*. Engineering Structures. 32 (9), 2683-2692.
- Popov E, Blondet M, Stepanov L. & Stojadinovic B. (1996) *Full-Scale Viga-to-Coluna Connection Tests*. University of Caliparania Department of Civil Engineering, Berkeley, CA.
- Plumier A. (1997). *The dogbone: back to the future*. Engrg. J. 34(2), 61-67
- Plumier A. (1990) *New idea para safe structures in seismic zones*. IABSE Symposium. Mixed structures including new materials-Brussels. pp.431-436.
- SCI/BCSA. (2013). *Joints in steel construction: momento-resisting joints to Eurocode 3*. The Steel Construction Institute e The British Constructional Steelwork Association, London, UK. Publication Número: P398.
- Shi G, Shi Y, Wang Y. (2007) *Behaviour of end-plate momento ligações under earthquake loading*. Engineering Structures 29, 703–716.
- Shi Y, Shi G, Wang Y. (2007) *Experimental e theoretical analysis of the momento–rotação behaviour of stiffened extended end-plate ligações*. Journal of Constructional Steel Research, 63, 1279–1293.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, e Neagu C. (2017). *Experimental prequalification of bolted extended end plate viga to coluna ligações with haunches*. ce/papers, 1(2–3), 414–423.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, e Neagu C. (2016). *Prequalification tests on bolted viga-to-coluna joints with haunches*. Proceedings of the 8th International Workshop “Ligações in Steel Structures VIII,” American Institute of Steel Construction, Boston, USA, 569–578.
- Tartaglia R, D’Aniello M. (2017). *Nonlinear performance of extended stiffened end-plate bolted viga-to-coluna joints subjected to coluna removal*. The Open Civil Engineering Journal Vol 11, Issue Suppl-1,, Pages 369-383
- Tartaglia R, D’Aniello M, Rassati GA, Swanson JA, Leolfo R. (2018). *Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria*. Engineering Structures, Volume 159, 15 March 2018, Pages 155–171
- Tremblay R, Tchegotarev N. & Filiatrault A. (1997) *Seismic performance of VSR ligações para steel momento resisting frames: Influence of loading rate e floor slab*. Proceedings, Stessa’97.
- Uang C. & Fan C. (2001) *Cyclic stability criteria para steel momento ligações with reduced viga section*. Journal of Structural Engineering. 127 (9), 1021-1027.
- Uang C. Yu Q, Noel S. & Gross J. (2000) *Cyclic testing of steel momento ligações rehabilitated with VSR or welded haunch*. Journal of Structural Engineering. 126 (1), 57-68.
- Uang CM, Bondad D, e Lee CH. (1998). “Cyclic performance of haunch repaired steel momento ligações: experimental testing e analytical modeling.” Engineering Structures, Innovations in Stability Concepts e Methods para Seismic Design in Structural Steel, 20(4–6), 552–561.
- Yu QS. Gilton C. & Uang C. (2000) *Cyclic resposta of VSR momento ligações: Loading sequence e lateral bracing effects*. Department of Structural Engineering, University of Caliparania, San Diego.
- Yu, QS, Uang CM. e Gross J. “*Seismic rehabilitation design of steel momento connection with welded haunch*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000, 126(1), pp.69-78.
- Zekioglu A, Mozaffarian H, Le Chang S, Uang C. & Noel S. (1997) *Designing after Northridge*. Modern

Steel Construction.

Zhang X. & Ricles JM. (2006) *Experimental evaluation of reduced viga section ligações to colunas de grande secção*. Journal of Structural Engineering. 132 (3), 346-357.

Zoetemeijer P. (1981). *Bolted Ligações with Flush End Plates e Haunched Vigas. Tests e Limit State Design Methods*, Report 6-81-15, Delft University of Technology, Stevin Laboratory.