

Table

ECCS
EQUALJOINTS+

Descriptif de 4 types d'assemblages préqualifiés pour la construction parasismique

1st Edition, 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**

Traduction en français:
Pierre-Olivier Martin
Jean-François Demonceau
Jean-Pierre Jaspert

**ECCS
CECM
E K S**



EQUALJOINTS+
Descriptif de 4 types d'assemblages
préqualifiés pour la construction
parasismique

N°XXX, 1st edition, 2008

Published by:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.eccspublications.eu

All rights reserved. No parts of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, re-cording or otherwise, without the prior permission of the copyright owner

ECCS assumes no liability regarding the use for any application of the material and information contained in this publication.

Copyright © 2018 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: XX-XXXX-XXX-XX

Printed in

Phot cover credits

INTRODUCTION

Ce document a été développé dans le cadre du projet européen RFCS EqualJoints Plus (754048 – EQUALJOINTS PLUS – RFCS-2016/RFCS-2016). EqualJointsPlus est un projet RFCS de 24 mois consacré à la dissémination des résultats issus du projet RFCS-EqualJoints, d'une durée de 36 mois.

Ce projet de recherche RFCS EqualJoints (RFSR-CT-2013-0021) a permis de le développement d'un ensemble de critères pour la préqualification d'assemblages poutres sur poteaux.

EqualJoints Plus a pour objectifs la valorisation, la dissémination et l'extension des critères de préqualification pour des applications pratiques auprès d'une large audience, incluant les universités, les ingénieurs, les architectes, les entreprises de construction et les producteurs d'acier.

Les principaux objectifs du projet EqualJoints Plus sont résumés ici :

- rassembler et organiser la documentation relative aux typologies d'assemblages préqualifiés : les documents associées sont préparés en 12 langues différents (avec par ordre alphabétique : allemand, anglais, bulgare, espagnol, français, grec, italien, néerlandais, portugais, roumain, slovène, tchèque).
- rédiger en 12 langues différentes des recommandations pour les assemblages préqualifiés pour le séisme, sur la base des résultats du projet EqualJoints ; ces recommandations ont pour vocation d'alimenter les travaux des futures révisions des Eurocodes.
- fournir des indications pour la prise en compte du type d'assemblage et de leur comportement non-linéaire dans le dimensionnement sismique des structures en acier.
- développer un logiciel et une application mobile prédisant la réponse inélastique des assemblages.
- organiser des séminaires pour diffuser la connaissance acquise lors de ces projets.
- créer un site internet libre d'accès pour la promotion des résultats obtenus.
- créer une chaîne YouTube permettant l'accès aux vidéos des essais et des simulations montrant le comportement sismique des assemblages et la progression de leur endommagement.

Le projet EqualJoints Plus est dirigé par l'Université Federico II de Naples. Le consortium comprend 15 partenaires, parmi lesquels 7 étaient impliqués dans le projet originel EqualJoints. Tous ces partenaires sont listés dans le Tableau suivant :

<i>Equaljoitns PLUS Consortium</i>	
Coordinatin	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)
	Partenaires
	National Technical University of Athens (NTUA)
	Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze (CVUT)
	Technische Universiteit Delft (TUD)
	Univerza V Ljubljani (UL)
	Univerzitet Po Arhitektura Stroitelstvo I Geodezija (UASG)
	Universitat Politecnica de Catalunya (UPC)
	Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen (RWTHA)

SOMMAIRE

1. ETAT DE L'ART	1
1.1 Assemblages avec jarrets	2
1.2 Assemblages par platines d'about débordantes raidies	4
1.3 Assemblages par platines d'about débordantes non raidies	6
1.4 Assemblages de poutres à section réduite	7
2. DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES TESTES	10
2.1 Assemblages avec jarrets	12
2.1.1 Configurations d'assemblages	13
2.1.2 Contreventements pour lesquels les assemblages sont préqualifiés	15
2.1.3 Valeurs limites pour la pré-qualification	15
2.2 Assemblages par platines d'about débordantes raidies	17
2.2.1 Configurations d'assemblages	18
2.2.2 Contreventements pour lesquels les assemblages sont préqualifiés	20
2.2.3 Valeurs limites pour la pré-qualification	21
2.3 Assemblages par platines d'about débordantes non raidies	22
2.3.1 Configurations d'assemblages	23
2.3.2 Contreventements pour lesquels les assemblages sont préqualifiés	24
2.3.3 Valeurs limites pour la pré-qualification	24
2.4 Assemblages de poutres à section réduite	26
3. BANC D'ESSAI ET INSTRUMENTATION	27
3.1 Banc d'essai	27
3.2 Procédure de chargement	28

	3.2.1 Paramètres de contrôle	30
	3.2.2 Vitesse de chargement	30
	3.2.3 Chargements initiaux	31
	3.2.3 Chargements monotones	
	3.2.4 Protocole de chargements cycliques	31
4.	CONCEPTION DES ASSEMBLAGES PREQUALIFIES	33
4.1	Objectifs généraux	33
	4.1.1 Critère de résistance	
	4.1.2 Critère de ductilité	
4.2	Hypothèses de conception pour l'attache	38
	4.2.1 Rangées de boulons travaillant en traction	38
	4.2.2 Centre de compression et bras de levier	38
	4.2.3 Raidisseurs de platines d'about raidies	39
	4.2.4 Dimensionnement du panneau d'âme de poteau	41
4.3	Dispositions constructives, fabrication, exécution	43
5	COURBES DE REPONSE NON LIN2AIRES MOMENT ROTATION D'APRES L'EN 1993-1-8	45
5.1	Introduction	45
5.2	Courbes moment-rotation des assemblages avec jarrets	48
5.3	Courbes moment-rotation des assemblages par platines d'about débordantes raidies	52
5.4	Courbes moment-rotation des assemblages par platines d'about débordantes non raidies	58
5.5	Courbes moment-rotation des assemblages de poutres avec réduction de section	64
6	COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES TESTES SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES	68
6.1	Assemblages avec jarrets	69
	6.1.1 Caractérisation du comportement des assemblages testés	71
	6.1.2 Influence de la hauteur de poutre	75

	6.1.3 Influence de la hauteur de jarret	76
	6.1.4 Influence du protocole de chargement	78
	6.1.5 Influence de la sur-résistance des poutres	81
	6.1.6 Contribution des composants à la rotation totale	82
	6.1.7 Remarques générales sur les assemblages avec jarrets	86
6.2	Assemblages par platines d'about débordantes raidies	87
	6.2.1 Caractérisation du comportement des assemblages testés	89
	6.2.2 Mécanismes de ruine	90
	6.2.3 Influence de la hauteur de poutre	92
	6.1.4 Influence du grenailage	92
	6.1.5 Influence du protocole de chargement	93
	6.1.6 Contribution des composants à la rotation totale	94
	6.1.7 Conclusions sur les assemblages par platines d'about débordantes raidies	95
6.3	Assemblages par platines d'about débordantes non raidies	95
	6.3.1 Caractérisation du comportement des assemblages testés	98
	6.3.2 Mécanismes de ruine	99
	6.3.3 Influence de la hauteur de poutre	100
	6.3.4 Influence du protocole de chargement	101
	6.3.5 Contribution des composants à la rotation	103
	6.3.6 Conclusions sur les assemblages par platines d'about débordantes non raidies	103
6.4	Assemblages de poutres à section réduite	104
	REFERENCES	120

Descriptif de 4 types d'assemblages préqualifiés pour la construction parasismique

1. Etat de l'art

Dans le corpus normatif européen, il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode explicite de dimensionnement des assemblages boulonnés poteaux-poutres utilisés dans les portiques métalliques en situation sismique. Le manque le plus évident concerne les assemblages dissipatifs, qui sont autorisés par l'EN 1998-1 à la condition de valider la conception et le dimensionnement par des essais, ce qui est totalement irréaliste d'un point de vue budget et délais pour une application concrète sur des projets réels. Pour ce qui concerne les assemblages non-dissipatifs, les lacunes bien que moins criantes restent bien réelles : compte tenu en particulier des variabilités des propriétés de l'acier, il n'est pas toujours possible d'assurer pour ces assemblages la sur-résistance exigée par la conception de la structure (c'est-à-dire une résistance à la flexion au minimum égale à $1,1 \gamma_{ov} M_{b,Rd}$ où $M_{b,Rd}$ est la résistance à la flexion de la poutre). En outre, il est nécessaire pour ces assemblages non-dissipatifs de démontrer la capacité de rotation plastique ce qui impose le recours à des essais ou à des analyses numériques.

A l'inverse de l'approche européenne, on trouve dans d'autres pays avec un fort aléa sismique des outils et des méthodes normalisés et simples d'application pour la conception parasismique des assemblages de portiques métalliques. En particulier, à la suite des dommages très étendus observés après les séismes de Northridge aux Etats-Unis et de Kobé au Japon, l'approche américaine s'est orientée vers une pré-qualification des assemblages pour la construction parasismique. En 1995, les organismes américains FEMA et SAC-JV ont lancé un important programme de recherche, sur une durée de 6 ans, dans le but de développer des outils pour l'inspection, l'évaluation, la réparation, la réhabilitation et la construction neuve des structures métalliques fonctionnant en portique. Ce programme a permis la publication d'une norme spécifique (ANSI.AISC 358-05, 2005) qui propose des critères de conception, de construction et d'exécution pour un ensemble d'assemblages incluant ceux les plus couramment utilisés aux Etats-Unis et imposant la préqualification pour les structures dissipatives en portiques (« *special moment frame* » SMF et « *intermediate moment frame* » IMF selon la terminologie américaine, correspondant approximativement et respectivement aux classes de ductilité DCH et DCM de l'EN 1998). De manière similaire à l'approche américaine, le Japon a entrepris une démarche de préqualification des assemblages de portiques dissipatifs.

Les typologies d'assemblages couramment utilisés aux Etats-Unis ou au Japon ne sont cependant pas les mêmes qu'en Europe, de même que pour les gammes de profilés, les propriétés des aciers ou les boulons. Il en découle que les procédures de pré-qualification non européennes ne sont pas directement transposables aux

assemblages européens. En outre, une application directe des procédures américaines ou japonaise est aussi limitée par les protocoles de chargement cyclique utilisés pour les essais. En effet, le chargement sismique qui a une influence directe sur la ductilité consommée dans les assemblages et dans les éléments assemblés, n'est pas le même dans ces différents pays.

Afin de combler toutes ces lacunes, le projet de recherche européen EqualJoints a été réalisé. Il s'est terminé récemment et avait pour objectif de fournir des critères de pré-qualification pour les assemblages métalliques, pouvant facilement être introduits lors de la prochaine révision de l'EN 1998-1. Il a traité en détail les procédures de conception, de dimensionnement et d'exécution d'un ensemble d'assemblages boulonnés types, ainsi que des assemblages soudés de poutres dissipatives avec réduction de section. Ce programme de recherche a aussi abordé la définition d'un nouveau protocole de chargement pour la pré-qualification, représentatif des événements sismiques européens. Enfin, une campagne expérimentale a permis de caractériser le comportement cyclique des aciers de construction européens et des aciers à haute limite d'élasticité des boulons.

1.1. Assemblages avec jarrets

Les assemblages boulonnés par platines d'about débordantes et avec jarrets sont couramment utilisés dans les structures en portiques pour lesquelles il est imposé de former les rotules plastiques exclusivement dans les poutres. L'ajout d'un jarret en sous face du profilé permet en effet d'augmenter le bras de levier des boulons et par conséquent rend plus facile l'atteinte de sur-résistance des assemblages non dissipatifs imposée par l'EN 1998-1. En parallèle, cette solution conduit à une augmentation des raideurs flexionnelles d'assemblage.

Dans la mesure où le jarret entraîne un surcoût de l'assemblage, cette disposition est utilisée lorsque des assemblages rigides et sur-résistants sont nécessaires, ce qui est généralement le cas en construction parasismique. En outre, on peut noter que les assemblages rigides et sur-résistants sont plus faciles à modéliser lors de l'analyse globale de la structure.

Zoetemeijer en 1981 (cf. Biljaard et al., 1989) a étudié les jarrets avec et sans semelle intermédiaire comme solution pour augmenter la raideur des assemblages. Il en a déduit une méthode de dimensionnement. Jaspard en 1997 puis Maquoi et Chabrolin en 1998 ont analysé en détail les assemblages poteaux-poutres avec jarrets, tout en proposant une méthode de calcul compatibles avec la méthode des composants de l'EN 1993-1-8. Les composants suivants ont ainsi été identifiés pour ce type d'assemblages : semelle du jarret en compression, âme du jarret en cisaillement, âme du poteau en compression et âme de la poutre en compression transversale.

Après le séisme de Northridge en 1994, qui causa de nombreux dommages aux assemblages soudés des structures métalliques en portique, les jarrets furent l'objet d'une attention particulière dans la mesure où ils permettaient la réparation des assemblages endommagés, le renforcement des assemblages existants et la construction des structures neuves (Lee et Uang 1997, NIST 1998, Gross et al. 1999, Yu et al. 2000). Des essais cycliques ont été réalisés pour démontrer l'efficacité de la solution (Uang et al. en 1998). Des analyses par éléments finis ont montré qu'en présence d'un jarret en sous face de la poutre, la répartition des contraintes prévue par la théorie des poutres n'était plus applicable (Lee et Uang 1997). De plus, le jarret introduit un double panneau d'âme ce qui nécessite des calculs plus élaborés. Yu et al. en 2000 ont montré que la présence du jarret modifie la répartition du moment et que la plus grande partie de l'effort tranchant de la poutre est transmis par la semelle du jarret et non par les panneaux d'âme. Un modèle simplifié prenant en compte les interactions entre forces et les compatibilités de déformation entre la poutre et le jarret fût développé.

Dans le cas des assemblages mixtes, les jarrets en sous-face des poutres s'avèrent très utiles d'un point de vue constructif. Gross et al. (1999) ont suggéré d'adopter une hauteur de jarret égale à 0,33 fois la hauteur de la poutre, avec une inclinaison du jarret inférieure à 30° afin de limiter l'élancement du jarret. Cette proposition se basait sur la théorie de Whitmore qui prévoit une propagation interne élastique des contraintes suivant une pente de 30° environ. Cependant, il peut être pratique d'augmenter la pente du jarret afin d'en réduire la longueur et de limiter les forces sollicitant l'assemblage.

Les tests conduits par Lachal et al. en 2006 ont montré que l'adoption de jarrets pouvait améliorer de manière significative le comportement sous actions cycliques des assemblages, par comparaison avec les assemblages boulonnés par platines non raidie. Il fût ainsi constaté que la capacité de rotation plastique de cette solution pouvait excéder 35 mrd avant l'apparition d'une rupture de fatigue oligo-cyclique dans les soudures entre les semelles et la platine d'extrémité. En outre, des augmentations significatives de raideur en rotation, de résistance en flexion et de capacité de rotation purent être observées, toujours par comparaison avec des assemblages similaires sans jarret.

Dans l'EN 1998-1-8 (2005), on peut trouver pour les assemblages avec jarrets des critères supplémentaires pour le composant constitué par la semelle de poutre et l'âme en compression (Figure 1.1). La résistance de calcul à la compression de la semelle intermédiaire poutre/jarret et de l'âme, donnée par l'équation (6.21) de l'EN 1993-1-8, est obtenue en divisant le moment résistant de la poutre au droit de l'assemblage, $M_{c,Rd}$, par la distance entre les axes des semelles. Pour une poutre avec jarret, $M_{c,Rd}$ peut être calculé sans tenir compte de la semelle intermédiaire. En

outre la résistance à la compression de l'âme de la poutre (au droit de la liaison avec le jarret) doit être calculée, en appliquant les règles définies pour la composante constituée par l'âme d'un poteau en compression transversale. Enfin, les jarrets doivent respecter les conditions suivantes :

- la nuance d'acier du jarret doit être identique à celle de la poutre ;
- la dimension de la semelle et l'épaisseur de l'âme du jarret ne doivent pas être inférieure à celle de la poutre ;
- l'angle entre la semelle de jarret et la semelle de la poutre ne doit pas être supérieur à 45°.

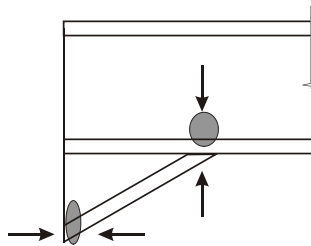


Figure 1.1 : Composant "jarret de poutre" dans l'EN 1993-1-8

Le document P938 publié par le SCI/BCSA (2013) donne des explications détaillées sur les méthodes de dimensionnement des assemblages avec jarrets suivant l'EN 1993-1-8, ainsi que des précisions sur la conception et l'exécution des soudures. Les assemblages poteaux poutres boulonnés par platine d'extrémité et avec jarrets ont été testés pour des applications parasismiques dans le cadre du projet de recherche EQUALJOINTS (Stratan et al. 2017). Tous les spécimens testés ont fait preuve d'un comportement hystérétique stable, avec des déformations plastiques concentrées dans la poutre au droit du jarret. Ces spécimens satisfont aux critères de pré-qualification pour la construction parasismique, tels que définis par l'ANSI/AISC 358-10. En outre, des simulations numériques (Maris et al. en 2015 puis Stratan et al. en 2017) ont montré que la présence des jarrets remettait en cause certaines des hypothèses de l'EN 1993-1-8. Par exemple, sous moment négatif, le centre de compression se situe en réalité au-dessus de la semelle du jarret, tandis que seuls les boulons à proximité de la semelle tendue participent activement à la reprise de la traction.

1.2. Assemblages par platines d'about débordantes raidies

Les assemblages boulonnés par platines d'about débordantes raidies (DR) sont très couramment utilisés par les constructeurs européens pour les bâtiments métalliques en portique de faible à moyenne hauteur. Leur popularité s'explique en particulier en raison de leur simplicité et de leur coût de revient réduit aussi bien pour la fabrication que pour le montage. Ces assemblages ne nécessitent en effet qu'un nombre restreint de soudures, essentiellement celles de la platine d'extrémité et celles des raidisseurs, toutes réalisées en usine, ce qui limite les coûts de fabrication et contribue au contrôle effectif de la qualité d'exécution. Sur chantier, la poutre et sa platine sont alors simplement boulonnées sur le poteau, permettant ainsi des temps de montage réduits.

Les assemblages DR peuvent être conçus d'une part en pleine résistance ou en résistance partielle et d'autre part rigides ou semi-rigides. Les résultats expérimentaux de même que les approches théoriques montrent que l'on peut atteindre une pleine résistance avec ce type d'assemblages. Inversement, il n'est pas toujours possible d'obtenir des assemblages rigides (Guo et al. en 2006, puis Shi et al. en 2007). Aussi, les assemblages DR sont plus généralement conçus comme semi-rigides, ce qui s'avère en général la solution la plus économique pour la reprise des charges gravitaires (Bjorhodve et Colson, 1991). De plus, pour des structures en portique résistant à l'action du séisme, l'utilisation d'assemblages semi-rigides peut permettre d'optimiser la structure dans la mesure où la plus grande flexibilité latérale conduit à des périodes propres plus élevées et donc à des actions sismiques plus faibles (Elnashai A., Elghazouli, 1994). Avec l'EN 1993-1-8, la résistance et la rigidité des assemblages par platines d'about débordantes raidies sont obtenues sur la base du modèle des tronçons en T. Cependant ces règles ne permettent pas de prendre en compte l'influence des raidisseurs de platine sur la courbe moment-rotation de l'assemblage.

Les travaux expérimentaux et numériques sur les assemblages soudés avec raidisseurs (Lee en 2002, Abidelah et al. en 2012 et Lee et al. en 2015) ont souligné le fait que la flexion est transmise entre la poutre et le poteau essentiellement par un mécanisme bielle-tirant, où le raidisseur agit comme une bielle inclinée (Figure 1.2).

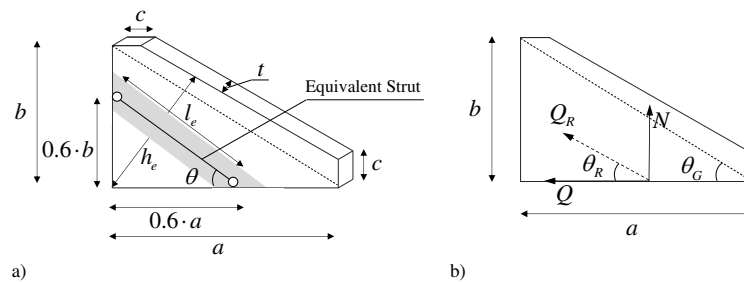


Figure 1.2 : Géométrie du raidisseur de platine et forces se développant à l'interface semelle raidisseur, d'après Lee, 2002

Il faut noter en outre que le code actuel ne donne pas explicitement les règles de calcul pour les rangées de boulons d'un tronçon en T d'une platine raidie située en-dehors des semelles de la poutre. L'ingénieur doit alors considérer les longueurs efficaces d'une rangée de boulons dans une semelle de poteau au droit d'un raidisseur. Les mécanismes de ruine associés à ce type de rangées de boulons sont explicités spécifiquement dans le Green Book P938 (2013), ainsi que les règles permettant de tenir compte de la présence des raidisseurs de platine.

Un autre point clé concerne la position du centre de compression. D'après l'EN 1993-1-8, pour les assemblages par platines d'about, le centre de compression est situé dans l'axe de la semelle comprimée de poutre. Les essais et simulations numériques sur les assemblages DR conduits par Abidelah et al. (2012) ont toutefois montré que ce centre de compression est généralement décalé sous la position considérée dans l'EN 1993-1-8. Il peut ainsi être considéré comme au droit du centre de gravité de la section en T constituée par le raidisseur de platine et la semelle de la poutre. Il est clair en outre que la position du centre de compression varie avec la rotation de l'assemblage, lorsque les plastifications des différents mécanismes de ruine des tronçons en T interviennent. Cependant, les essais de Lee et al. (2005) sur des assemblages soudés ont permis de constater que même pour des déplacements latéraux atteignant des valeurs de 5% (de la hauteur de poteau), le fonctionnement en bielle du raidisseur restait valable, avec un centre de compression positionné à 0,6 fois la hauteur du raidisseur (Figures 1.2 a et 1.3).

A partir d'une étude paramétrique basée sur des simulations numériques par éléments finis, D'Aniello et al. (2017) ont analysé en détail les critères de dimensionnement de l'Eurocode 3 et leurs exigences associées pour les assemblages boulonnés par platines d'about débordantes avec raidisseurs. En outre, cette même étude a permis le développement d'une procédure de dimensionnement en capacité utilisant la méthode des composants, prenant en compte la présence des raidisseurs et capable de déterminer la réponse de l'assemblage en fonction du niveau de performance attendu.

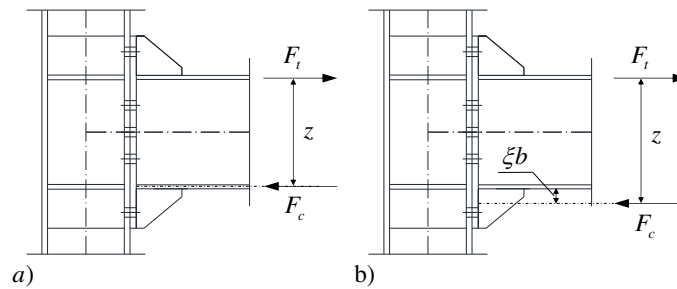


Figure 1.3 : Centre de compression et bras de levier: a) d'après l'EN 1993-1-8 pour les assemblages par platine d'about; b) position décalée due au fonctionnement en bielle du raidisseur

1.3. Assemblages par platines d'about débordantes non raidies

Les assemblages par platines d'about débordantes non raidies (NR) sont couramment utilisées en construction métallique pour relier une poutre en I ou H avec un poteau en I ou H, particulièrement dans le cas où des moments de flexion élevés sont à transmettre. Cette disposition permet un montage rapide par boulonnage, tandis que toutes les opérations de soudage sont réalisées en atelier. En fonction des détails de la connexion et de la longueur de la poutre, ces assemblages peuvent être considérés comme rigides ou semi-rigides. Quand la rigidité de l'assemblage est requise, il est d'usage de rajouter des raidisseurs transversaux pour l'âme du poteau. Ces éléments réduisent en effet la flexibilité globale de l'assemblage par le raidissage des composants « âme du poteau en compression » et « âme du poteau tendue ». Cette disposition n'est cependant toujours suffisante pour obtenir la pleine rigidité de l'assemblage.

Leur résistance en flexion étant la plupart du temps inférieure à celle des éléments assemblés, les assemblages NR doivent généralement être considérés comme à résistance partielle. Cette résistance partielle peut découler soit de l'attache elle-même soit du panneau d'âme du poteau sous l'effet du cisaillement. Il reste possible d'obtenir une résistance équivalente pour laquelle la résistance de l'assemblage est à peu près égale à la résistance plastique de la poutre, mais cela exige une conception particulière.

Enfin, la ductilité en flexion des assemblages NR dépend fortement des détails constructifs, en fonction des modes de ruine qu'ils génèrent. Si la résistance de l'assemblage est gouvernée par un mode ductile, et si la résistance associée aux modes fragiles est nettement plus élevée, il est possible d'obtenir un comportement ductile de l'assemblage. À l'inverse, quand ces conditions ne sont pas remplies, on ne doit pas compter sur les capacités de redistribution plastique de l'assemblage, ni en situation sismique sur la possibilité d'absorber de l'énergie.

De nombreuses études expérimentales, numériques et analytiques ont été consacrées à ce type d'assemblages durant les décennies précédentes et il serait trop long ici de les énumérer toutes. Ces études ont débouché sur des règles de calcul qui ont été progressivement introduites dans les Eurocodes structuraux et plus particulièrement dans la partie 1-8 de l'Eurocode 3 traitant spécifiquement des assemblages des structures en acier. Le lecteur intéressé pourra consulter une publication récente de la Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM) (Jaspart et Weynand, 2016) qui propose des informations détaillées sur ces règles de calcul ainsi que des recommandations pour leur application pratique.

Cette abondante littérature de référence pourrait laisser croire à tort que la conception des assemblages NR est maintenant parfaitement maîtrisée et qu'il n'y a plus besoin de recherche sur le sujet. Cela ne reflète pas la réalité, en particulier pour ce qui concerne la ductilité. Ainsi, pour les composants rencontrés dans les assemblages NR, on peut avoir :

- un comportement très ductile (par exemple les panneaux d'âme des poteaux sous l'effet du cisaillement) ;
- un comportement typiquement fragile (les boulons en traction ou en cisaillement, les soudures) ;
- un comportement pouvant varier de fragile à ductile suivant les conceptions adoptées (platine en flexion et boulons en traction, semelle de poteau en flexion et boulons en traction ...).

Pour la dernière catégorie, les connaissances restent limitées et l'EN 1993-1-8 donne très peu d'indications. Cette lacune ne pose pas de problème insurmontable pour les bâtiments en zone non sismique. Par contre, elle est pénalisante lorsqu'une conception parasismique requiert une absorption d'énergie sismique dans les assemblages NR si ceux-ci sont à résistance partielle. Dans la Partie 4 du présent document, une méthode de conception est proposée qui permet de garantir un niveau de ductilité suffisant dans les assemblages NR préqualifiés. Cette méthode est le résultat des études réalisées dans le cadre du projet RFCS EQUALJOINTS.

1.4. Assemblage de poutres à section réduite

A la suite des tremblements de terre de Northridge en 1994 et de Kobe en 1995, il est apparu nécessaire de limiter les déformations excessives pouvant se produire au niveau des soudures des assemblages poteaux poutres. Pour cela, deux stratégies furent développées, consistant à renforcer les assemblages pour la première ou à affaiblir les sections de poutres pour la seconde. Cette dernière est

dénommée poutre à section réduite dans les Eurocodes (les appellations anglaises étant soit de dog-bone à cause de leur forme soit de Reduced Beam Section (RBS)). Le concept d'une réduction de la section de poutre obtenue à une certaine distance de l'assemblage par une découpe des semelles fut initialement proposé par Plumier en 1990, qui suggéra alors une découpe trapézoïdale. Cependant, les données expérimentales restèrent très limitées avant 1994. Les premières études sur les portiques avec poutres à sections réduites apparurent alors : Chen (1996), Engelhardt et al. (1996), Popov et al. (1996), Iwankiw et Carter (1996), Tremblay et al. (1997), Zekioglu (1997). Des recherches supplémentaires furent ensuite publiées, consacrées spécifiquement aux réductions par découpe radiale : Engelhardt et al. (2000), Gilton, Chi et Uang (2000), Yu et al. (2000). Ces études faisaient partie du projet SAC/FEMA (Kunnath et Malley, 2002, FEMA-350, 2000b). Finalement, parmi les options possibles, c'est la découpe radiale des semelles qui s'avéra procurer la meilleure ductilité car elle retarde l'apparition de la ruine ultime (Engelhardt et al., 1996-2000).

Il est à noter que les premiers essais ayant permis le développement des poutres à section réduite par découpe radiale considéraient principalement des sections de poteaux compactes à semelle large, jusqu'au profilé (américain) W14. Des études supplémentaires (Zhang et Ricles (2006b) ; Zhang et Ricles (2006)) ont étendu le domaine des essais aux sections de poteau plus hautes, compte tenu de l'avantage procuré par ces sections quand il faut limiter les déformations latérales d'une structure en portique. D'autres tests furent réalisés avec pour les poteaux des sections de profilé jusqu'à W27, celui-ci ayant une hauteur de 700 mm (Uang et al. (2000), Chi et Uang (2002)). Ces études montrèrent la sensibilité accrue des poteaux avec de grandes sections aux effets de torsion, ce qui a pour conséquence de dégrader le comportement post-élastique des portiques avec RBS. Elles permirent aussi d'observer le fait que les poutres avec réduction de section sont plus susceptibles de déverser, compte tenu de la découpe des semelles. Aussi, la résistance à la torsion des poteaux avec des sections de grande hauteur se trouve-t-elle encore dégradée dans la mesure où le déversement des poutres engendre une torsion additionnelle dans les poteaux en raison des forces latérales induites et de leur excentricité. Par contre, une seule publication (Chen et Tu, 2004) s'est intéressée à l'application des RBS aux poutres de grande hauteur, avec une découpe trapézoïdale de largeur variable.

Des travaux de recherche complémentaires, expérimentaux et théoriques, dédiés à l'application des RBS aux portiques dont les poteaux ont des sections de grande hauteur (Zhang et Ricles, 2006), montrèrent que la présence d'une dalle mixte permettait de réduire de manière très importante la torsion induite dans les poteaux, la dalle agissant comme un maintien latéral et limitant la déformation latérale des

semelles inférieures de poutres. L'influence d'une dalle mixte n'a pas été étudiée sous le seul aspect de la torsion des poteaux. Dès les premières études (Tremblay et al., 1997), il apparut nécessaire de proscrire la présence de connecteurs au droit de la réduction de section, afin de limiter les possibles interactions avec la formation de la rotule plastique et pour ne pas réduire les capacités de rotation plastique. La soudure des connecteurs peut en effet initier des fractures lors de la plastification. Outre le maintien latéral au déversement, la présence d'une dalle mixte s'avéra aussi favorable car elle permet d'augmenter la résistance de l'assemblage et des capacités de rotation en flexion positive (Jones et al. en 2002, Uang et Fan en 2001). Les premières règles de dimensionnement, basées sur les travaux de recherche initiaux, furent publiées dans le FEMA-350 (2000b). Elles traitaient des réductions par découpe radiale, pour application aussi bien aux portiques dits « Special Moment Frames » (SMF) qu'à ceux dits « Ordinary Moment Frames » (OMF), ce qui correspond respectivement aux portiques dissipatifs et non dissipatifs des règles européennes. Le domaine d'application comportait alors plusieurs limitations concernant les dimensions des sections, leur masse linéique et l'épaisseur des semelles, ce qui faisait du profilé américain W36x150 le plus grand profilé autorisé pour les poutres ($h_t = 911$ mm ; $b_f = 304$ mm ; $t_f = 23,9$ mm ; $t_w = 15,9$ mm et $r_c = 19$ mm). Parallèlement, la plus grande section pour les poteaux restait limitée à un profilé W14 pour les SMF. La méthode de dimensionnement proposée fût par la suite reprise par les codes AISC avec quelques améliorations. Le concept était bien sûr de réduire les sections afin de limiter le moment pouvant se développer au droit des assemblages.

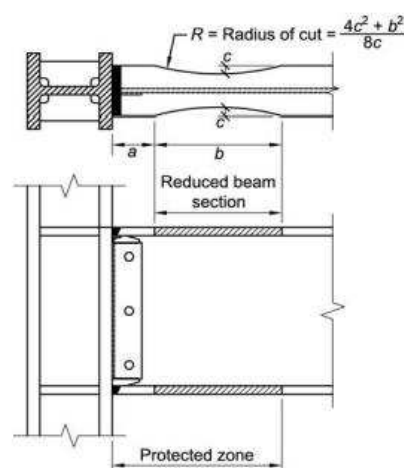


Figure 1.4 : Configuration et dimensions des assemblages de poutres à section réduite (ANSI/AISC 358, 2010a)

Les règles concernant les réductions de section par découpe radiale ont été adoptées plus récemment dans le code ANSI/AISC 358 (2010a), avec les limitations concernant les poutres similaires à celles du FEMA 350 (2000b). Les dimensions d'une découpe radiale sont indiquées en Figure 1.4. Actuellement, la plus grande section permise pour les poutres est le profilé W36x300 ($h_t = 911$ mm ; $b_f = 304$ mm ; $t_f = 23,9$ mm ; $t_w = 15,9$ mm et $r_c = 19$ mm), tandis celle des poteaux a été augmentée jusqu'à la section W36, sans plus de limites sur la masse linéique ou l'épaisseur des semelles. Des exigences additionnelles relatives au rapport largeur sur épaisseur et au maintien latéral des poutres et des poteaux nécessitent le respect des conditions fixées par le code AISC Seismic Provisions (ANSI/AISC 341, 2010b). Il est utile de remarquer que ces codes récents permettent de prendre en compte la contribution des dalles mixtes au maintien latéral des poutres tandis que les assemblages de poutres à sections réduites dans les SMF sont nécessairement soudés.

Actuellement, on ne trouve pas de mentions explicites aux réductions de section dans la Partie 1 de l'Eurocode 8 (EN 1998-1 : 2005). La Partie 3 (EN 1998-3 : 2005) y fait par contre directement référence comme un moyen de mise à niveau parasismique permettant d'augmenter la ductilité des portiques. Il est alors précisé que les assemblages de poutres à section réduite doivent présenter une capacité de rotation de 40 mrd pour l'état limite ultime proche de la ruine. La méthode de dimensionnement reprend essentiellement celle des codes américains, avec quelques différences mineures. Pachoumis et al. (2010) ont remarqué le faible nombre de recherches existantes consacrées aux réductions de sections sur les profilés européens. Ils réalisèrent alors des tests et des simulations pour évaluer dans quelle mesure ces règles européennes étaient réellement applicables. C'est ainsi qu'ils montrèrent la nécessité de modifier les dimensions des réductions de section proposées dans l'EN 1998-3 pour être compatibles avec les sections européennes et les méthodes de calcul de l'EN 1998-1.

Le présent rapport donne des informations complémentaires sur le comportement et le dimensionnement des poutres à sections réduites et de leurs attaches.

2. Description des assemblages testés

Dans le cadre du projet RFCS EQUALJOINTS, quatre typologies différentes d'assemblages poteau-poutres ont été étudiées : a) les assemblages boulonnés par platines d'about non raidies, b) les assemblages boulonnés par platines d'about débordantes raidies, c) les assemblages boulonnés avec jarrets et d) les assemblages soudés de poutres à section réduite (cf. Figure 2.1). Les assemblages boulonnés ont été conçus sur la base d'une procédure spécifiquement développée

dans le cadre du projet, tout en respectant les principes de l'EN 1993-1-8. Les assemblages soudés sont eux conformes au code américain pour le dimensionnement des bâtiments, l'ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), et aux normes spécifiques pour les structures métalliques, à savoir l'AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), l'AISC 358-16 (Prequalified Connections for Seismic Applications) et l'AISC 360-16.

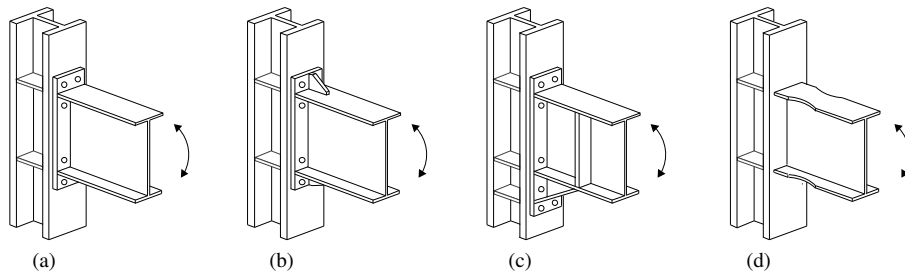


Figure 2.1 : Assemblages pré-qualifiés dans le cadre du projet EQUALJOINTS: c) assemblages boulonnés avec jarrets, b) assemblages boulonnés par platines d'about débordantes raidies, a) assemblages boulonnés par platines d'about débordantes non raidies et d) assemblages soudés de poutres à section réduite.

Pour les assemblages étudiés, différents objectifs de performance sont considérés :

- assemblage à pleine résistance : toutes les déformations plastiques que nécessitent la ductilité requise se concentrent uniquement dans la poutre assemblée, l'assemblage restant dans le domaine élastique (attache et panneau d'âme du poteau) ;
- assemblage à résistance équivalente : la demande de ductilité et donc les déformations plastiques associées se répartissent à la fois dans l'assemblage et dans la poutre assemblée ;
- assemblage à résistance partielle : l'appel à ductilité se traduit par des déformations plastiques concentrées dans l'assemblage.

De plus, en fonction des résistances respectives de l'attache et du panneau d'âme du poteau pour les assemblages à résistance équivalente ou partielle, les classifications suivantes peuvent encore être introduites :

- panneau d'âme fort : les déformations plastiques ne concernent que l'attache (dans le cas d'un assemblage à résistance partielle) ou l'attache et la poutre (résistance équivalente), le panneau d'âme restant dans le domaine élastique ;
- panneau d'âme intermédiaire : les déformations plastiques se trouvent dans l'attache et le panneau d'âme (résistance partielle) ou dans l'attache, le panneau d'âme et la poutre (résistance équivalente) ;

- panneau d'âme faible : les déformations plastiques se trouvent concentrées dans le panneau d'âme (résistance partielle) ou dans le panneau d'âme et la poutre (résistance équivalente).

Le programme expérimental, synthétisé dans le Tableau 2.1, comprend 76 spécimens d'assemblages poteaux-poutres, en considérant les différentes typologies d'assemblages, les objectifs de performance, les configurations (assemblage bilatéral ou unilatéral) et le protocole de chargement (monotone ou l'un des deux protocoles de chargement cyclique). En outre, l'influence du grenailage a aussi été étudiée, pour vérifier son éventuel effet bénéfique pour améliorer la ductilité locale des soudures poutre sur platine, pour les assemblages à résistance partielle pour lesquels les soudures sont théoriquement susceptibles de grandes déformations.

Tableau 2.1 : **Paramètres du programme expérimental**

PARAMETRES	VARIATIONS
Assemblages poteaux-poutres	Poutres à section de faible hauteur (1), de hauteur moyenne (2) ou de grande hauteur (3) - cf. Tableau 2.2 * les poutres à section réduite sont réalisées avec des profilés américains de la gamme W
Type	Avec jarret ; Par platine d'about débordante raidie ; Par platine d'about débordante non raidie ; Assemblage de poutre avec section réduite.
Configuration	Unilatéral / Bilatéral
Objectif de performance	Pleine résistance / Résistance équivalente / Résistance partielle
Protocole de chargement	Monotone / Cyclique AISC / Cyclique européen
Grenailage	Oui / Non

Tableau 2.2 : **Assemblages boulonnés poteaux-poutres**

	Hauteur des profilés		
	1	2	3
Poutres	IPE360	IPE450	IPE600
Poteaux pour les assemblages unilatéraux (T)	HEB280	HEB340	HEB500
Poteaux pour les assemblages bilatéraux (X)	HEB340	HEB500	HEB650
Portée	6 m	6 m	8 m

Le programme expérimental est détaillé par la suite pour chaque typologie d'assemblages.

2.1. Assemblages avec jarrets

Le programme expérimental comporte 3 groupes de spécimens :

- Groupe 1 : assemblages unilatéraux, à pleine résistance, avec un jarret à pente normale (inclinaison de 35°), panneau d'âme fort ; 2 spécimens (TSO) comprennent une poutre forte ;
- Groupe 2 : assemblages unilatéraux, à pleine résistance, avec un jarret à forte pente (inclinaison de 45°), panneau d'âme fort ;
- Groupe 3 : assemblages bilatéraux, à pleine résistance, avec un jarret à pente normale (inclinaison de 35°), panneau d'âme intermédiaire.

Les groupes 1 et 2 permettent la qualification d'assemblages dans les limites raisonnables des inclinaisons de jarrets, pour toutes les dimensions de sections prévues. Le groupe 3 permet d'étudier les panneaux d'âme intermédiaires, les assemblages étant alors semi-rigides. Deux fourrures d'âme sont utilisées pour les spécimens des groupes 1 et 2, et une seule pour ceux du groupe 3. En outre, des poteaux de plus grande hauteur permettent d'augmenter le domaine couvert par la préqualification. L'ensemble des paramètres considérés pour les essais comprend : le protocole de chargement (monotone et cyclique), la hauteur des profilés, la configuration unilatérale ou bilatérale, les panneaux d'âme intermédiaires ou forts, la poutre forte et la géométrie du jarret. Le Tableau 2.3 donne un aperçu de ces paramètres et donne les dénominations des spécimens. Le programme expérimental comporte ainsi 24 essais, parmi lesquels 3 sont réalisés sous chargement monotone : EH2-TS-35-M, EH2-TS-45-M et EH2-XB-35-M, ceci afin de faciliter la calibration des simulations numériques. Tous les autres essais sont basés sur un chargement cyclique, le protocole de l'ANSI/AISC 341-16 étant utilisé pour la plupart des cas. Trois des essais avec chargement cyclique (un pour chaque hauteur de poutre, Série CA) sont réalisés avec le protocole de chargement cyclique développé dans le cadre du projet EQUALJOINTS.

Tableau 2.3 : Programme expérimental pour les assemblages avec jarrets

GROUPE	CONFIGURATION	ANGLE JARRET	PROTOCOLE	HAUTEUR DES PROFILES		
				1	2	3
1	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
2	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
3	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	-

Notes:

- *Configuration d'assemblages et panneau d'âme : assemblages unilatéraux avec panneaux d'âme forts (TS), assemblages unilatéraux avec panneaux d'âme forts et poutres fortes (TSO), assemblages bilatéraux avec panneaux d'âme intermédiaires (XB) ;*
- *Protocole de chargement : monotone (M), cyclique (C1, C2), protocole cyclique alternatif (CA) ;*
- *Pour les hauteurs de profilés, voir le Tableau 2.2*

2.1.1. Configurations d'assemblages

Les assemblages boulonnés par platines d'about avec jarrets sont conçus pour être en pleine résistance, rigides, avec des panneaux d'âme forts ou intermédiaires dans les poteaux. La configuration des assemblages testés est donnée en Figure 2.2. Les assemblages comprennent une platine d'about boulonnée par des boulons à haute résistance. Ils sont renforcés par des jarrets en sous face de la poutre.

Des raidisseurs transversaux sont utilisés pour renforcer les panneaux d'âme des poteaux et des poutres. Des fourrures d'âmes sont considérées en option pour améliorer la raideur et la résistance des panneaux d'âme des poteaux.

L'angle d'inclinaison des jarrets est mesuré entre la semelle de la poutre et celle du jarret. Cet angle peut varier entre 35 et 45°.

Les soudures pour lesquels les assemblages sont pré-qualifiés sont indiqués sur la Figure 2.3. Toutes les soudures sont dimensionnées pour transmettre les forces correspondantes à la résistance des parties attachées. Ceci est obtenu par un double cordon d'angle, de part et d'autre des tôles, avec une gorge de soudure au moins égale à 0,55 fois l'épaisseur de la plaque soudée. Les soudures sensibles (semelle supérieure de la poutre, semelle du jarret, fourrure d'âme des poteaux) sont des soudures à pleine pénétration. Les soudures de la semelle supérieure de la poutre et de celle du jarret sont en outre renforcées par un cordon additionnel.

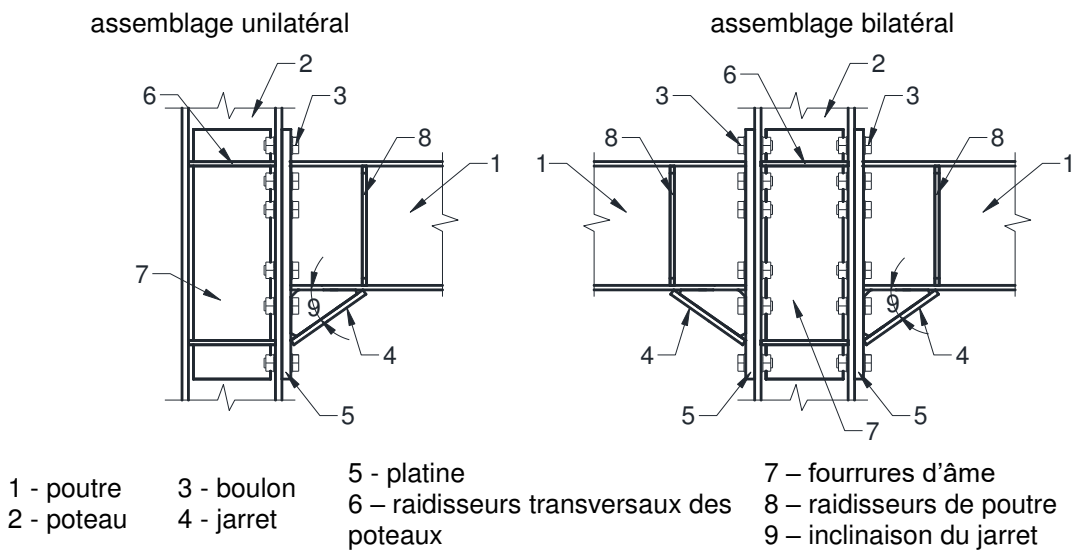


Figure 2.2 : Description des assemblages boulonnés avec jarrets

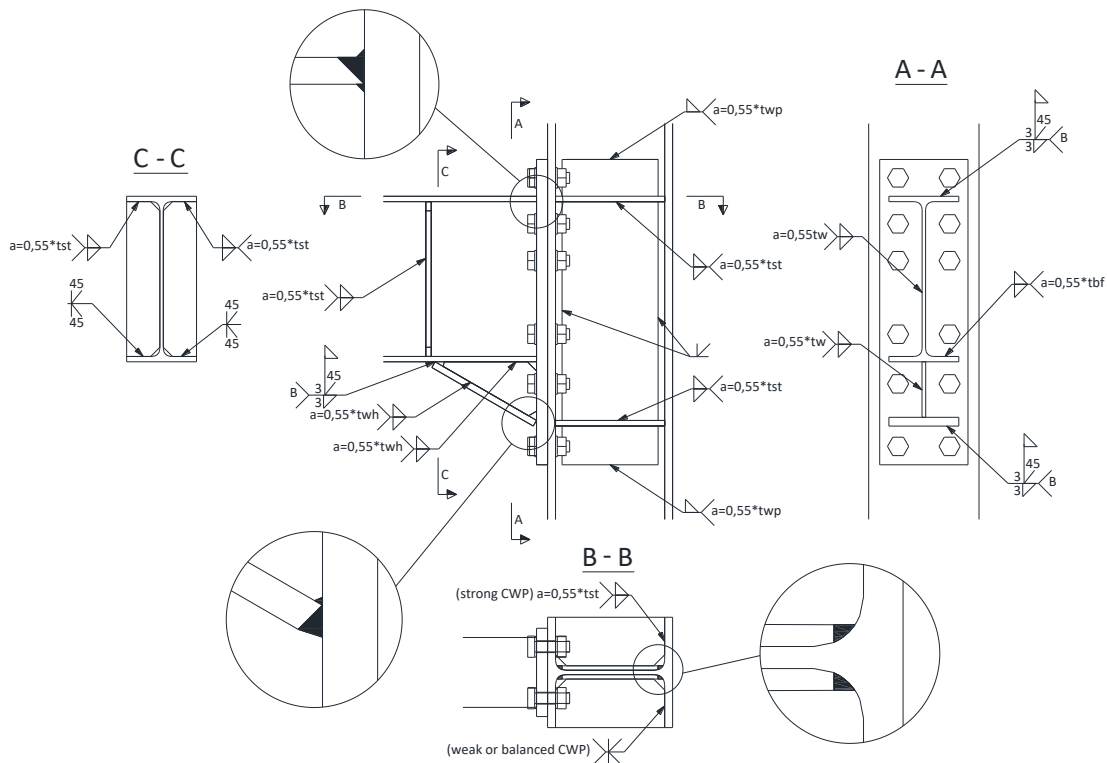


Figure 2.3 : Soudures des assemblages avec jarrets

2.1.2. Contreventements pour lesquels les assemblages sont pré-qualifiés

Les assemblages boulonnés par platines d'about avec jarrets décrits dans ce document sont pré-qualifiés pour la construction parasismique basée sur les systèmes de contreventement suivants :

- ossatures en portique (MRF) ;
- ossatures en portique avec triangulation centrée (MRF+CBF) ;
- ossatures en portique avec triangulation excentrée (MRF+EBF).

En outre, ne sont couvertes que les dispositions dans lesquelles poutres et poteaux sont perpendiculaires, les cas avec poutres inclinées étant exclus. Enfin, toutes les travées des portiques couverts ont des portées identiques.

2.1.3. Valeurs limites pour la pré-qualification

Les valeurs limites des paramètres pré-qualifiés sont indiquées dans le Tableau 2.4. En outre, les recommandations du Tableau 2.5 peuvent être utilisées lors de la conception des assemblages.

Tableau 2.4 : Valeurs limites des paramètres pour les assemblages pré-qualifiés

ELÉMENTS	DOMAINE D'APPLICATION
Poutre	<p>Profilés laminés à chaud, sections IPE 330 à IPE 600. Sections de classe 1 selon l'EN 1993-1-1.</p> <p>Des sections reconstituées par soudage de dimensions équivalentes peuvent être utilisées, si la soudure entre les semelles et l'âme est à pleine pénétration, renforcée par des cordons.</p>
Hauteur de section	330 à 600 mm
Ratio portée sur hauteur (portée entre positions théoriques des rotules plastiques)	≥ 7
Épaisseur de semelle	Minimum : 11 mm Maximum : 21 mm*
Acier	Nuance S235 à S355
Poteau	<p>Profilés laminés à chaud, sections HEB260/HEM260 jusqu'à HEB550/HEM550. Sections de classe 1 selon l'EN 1993-1-1.</p> <p>Des sections reconstituées par soudage de dimensions équivalentes peuvent être utilisées, si la soudure entre les semelles et l'âme est à pleine pénétration, renforcée par des cordons.</p>
Hauteur de section	260 à 550 mm
Épaisseur de semelle	$17,5 \text{ mm} \leq t_f \leq 40 \text{ mm}$
Acier	Nuance S235 à S355
Ratio des hauteurs de sections poutre / poteau	0,60 à 2,00
Platine	20-40
Épaisseur	$20 \text{ mm} \leq t_p \leq 40 \text{ mm}$
Largeur	Minimale : largeur de semelle de poutre + 30 mm Maximale : largeur de semelle du poteau
Acier	Nuances S235 à S355
Raidisseurs transversaux poteau et poutre	Selon exigences de l'EN 1993-1-8 et de l'EN 1998-1.
Acier	Nuances S235 à S355

Tableau 2.4 (suite) : **Valeurs limites des paramètres pour les assemblages pré-qualifiés**

ELEMENTS	DOMAINE D'APPLICATION
Fourrures d'âme	Selon exigences de l'EN 1993-1-8 et de l'EN 1998-1. Il est possible de prendre en compte l'aire totale des fourrures dans le calcul de la résistance au cisaillement des panneaux d'âme de poteau.
Hauteur	Au moins égale à la hauteur de la platine.
Acier	Nuances S235 à S355
Boulons	Boulons à hauteur résistance aptes à la précontrainte selon les normes EN 14399-3 (système HR) ou EN 14399-4 (système HV). Serrage contrôlé selon l'EN 1090-2.
Diamètre	M24 à M36
Nuance	8.8 ou 10.9
Trous	Selon l'EN 1993-1-8
Jarret	
Angle	Inclinaison entre la semelle inférieure de la poutre et celle du jarret, entre 30° et 45°.
Soudures	Selon Figure 2.3
Semelle supérieure de la poutre sur la platine Semelle de jarret sur la platine	Soudures à pleine pénétration renforcées
Fourrures sur semelles de poteaux	Soudures à pleine pénétration
Fourrures sur l'âme et les semelles de poteau	Soudures à pleine pénétration
Autres soudures	Soudures d'angle permises, de chaque côté de la tôle soudée, avec un cordon d'angle au moins égal à 0,55 fois l'épaisseur de la tôle.

Notes : les tests de pre-qualification ont été réalisés sur des poutres entre IPE360 et IPE 600. La limite inférieure du domaine d'application a été abaissée jusqu'à IPE330 dans la mesure où la variation de hauteur reste inférieure à 10% et où les poutres de dimensions inférieures se sont avérées les plus ductiles.

NdT : les avis exprimés dans ce document et plus particulièrement dans ce tableau n'engagent pas le traducteur.

Tableau 2.5 : Aide au choix des valeurs initiales pour la définition des assemblages avec jarrets – Géométrie et aciers

Eléments	Hauteur des poutres		
	Faible (\approx IPE360)	Moyenne (\approx IPE450)	Haute (\approx IPE600)
Acier des boulons	10.9		
Diamètre boulons	M27	M30	M36
Nombre de rangées de boulons	6	6	8
Platine	<p><i>Epaisseur</i> : $t_p = d_b$. (diamètre des boulons)</p> <p><i>Dimensions</i> : La largeur doit être supérieure à celle des semelles de la poutre, d'au moins 30 mm pour la réalisation des soudures. Elle doit être inférieure ou égale à celle des semelles de poteau. La partie débordante de la platine au-dessus de la poutre doit être suffisante pour placer une rangée de boulons, en respectant les règles de l'EN 1993-1-8 (§3.5).</p>		
Jarret	<p>Largeur de semelle égale à celle de la poutre.</p> <p>Epaisseur de semelle au moins égale à γ_{ov} fois celle de la semelle de la poutre.</p> <p>Epaisseur de l'âme au moins égale à celle de l'âme de la poutre</p> <p>Hauteur du jarret (où h_b est la hauteur de la poutre) :</p> <p align="center">$h_h = 0,4 \times h_b$ pour une inclinaison du jarret $30^\circ \leq \alpha < 40^\circ$</p> <p align="center">$h_h = 0,5 \times h_b$ pour une inclinaison $40^\circ \leq \alpha \leq 50^\circ$</p>		
Fourrures d'âme	L'épaisseur et les dimensions des fourrures doivent respecter les règles de l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.6.1) ; des soudures en bouchons doivent être adoptées sinon pour assurer la stabilité de la fourrure.		
Raidisseurs transversaux	Tableau 2.4		
Soudures			

2.2. Assemblages poteaux-poutres par platine d'about débordante raidie

Les assemblages par platines d'about débordantes raidies (voir Tableau 2.6) sont répartis en trois groupes distincts de spécimens :

- assemblage unilatéral (TS), platine d'about débordante raidie, assemblage à pleine résistance avec panneau d'âme fort ;
- assemblage unilatéral (TS), platine d'about débordante raidie, assemblage à résistance équivalente avec panneau d'âme fort ;
- assemblage bilatéral (XS), platine d'about débordante raidie, assemblage à résistance équivalente avec panneau d'âme fort.

Tous les spécimens sont constitués en acier de nuance S355. Les groupes 1 et 2 permettent de tester, sur la plage des sections de poutre, l'alternative offerte par la conception de l'assemblage permettant d'obtenir soit la pleine résistance soit la résistance équivalente. Dans ces deux groupes, le panneau d'âme des poteaux est conçu pour être sur-résistant. En parallèle, l'effet du grenailage est étudié dans le groupe 2. Le groupe 3 concerne des assemblages bilatéraux dont les panneaux d'âme de poteaux ont des résistances supérieures à celle des attaches (panneau d'âme fort). Dans chaque groupe, 6 essais cycliques sont réalisés (2 par hauteur de poutre). Dans le premier groupe, 2 essais à chargement monotone sont en outre prévus pour étudier plus spécifiquement l'influence du rapport des hauteurs de profilés poutre sur poteau. Un essai cyclique est encore réalisé avec le protocole alternatif. Dans le groupe 2 (configurations unilatérales avec résistance équivalente), les spécimens sont le plus susceptibles de conduire à des déformations importantes au niveau des soudures. Pour en évaluer le potentiel effet bénéfique, trois des essais cycliques sont réalisés avec un grenailage des soudures.

2.2.1. Configurations d'assemblages

Les configurations d'assemblages testés sont représentées sur la Figure 2.4. Les assemblages comprennent 4 ou 6 rangées de boulons, en fonction de la hauteur de la poutre et de l'objectif de performance. L'utilisation des fourrures est une des options possibles permettant le renforcement des panneaux d'âme des poteaux. L'utilisation des raidisseurs transversaux pour les poteaux est par contre systématiquement recommandée. Les soudures sont définies dans le Tableau 2.7 et représentées sur la Figure 2.5.

Tableau 2.6 : Désignation et paramètres des spécimens d'assemblages poteaux poutres par platine d'about débordante raidie

Groupe	Type	Configuration	Résistance de l'assemblage	Protocole de chargement	Hauteur des profilés		
					1	2	3
1	DR	TS	P	M	ES1-TS-F-M	ES2-TS-F-CA	ES3-TS-F-M
	DR	TS	P	C1	ES1-TS-F-C1	ES2-TS-F-C1	ES3-TS-F-C1
	DR	TS	P	C2	ES1-TS-F-C2	ES2-TS-F-C2	ES3-TS-F-C2
2	DR	TS	E	C1	ES1-TS-E-C1	ES2-TS-E-C1	ES3-TS-E-C1
	DR	TS	E	C2	ES1-TS-E-C2	ES2-TS-E-C2	ES3-TS-E-C2
	DR	TS	Esp	C	ES1-TS-Esp-C	ES2-TS-Esp-C	ES3-TS-Esp-C
3	DR	XS	E	C1	ES1-XS-E-C1	ES2-XS-E-C1	ES3-XS-E-C1*
	DR	XS	E	C2	ES1-XS-E-C2	ES2-XS-E-C2	ES3-XS-E-C2*

Notes:

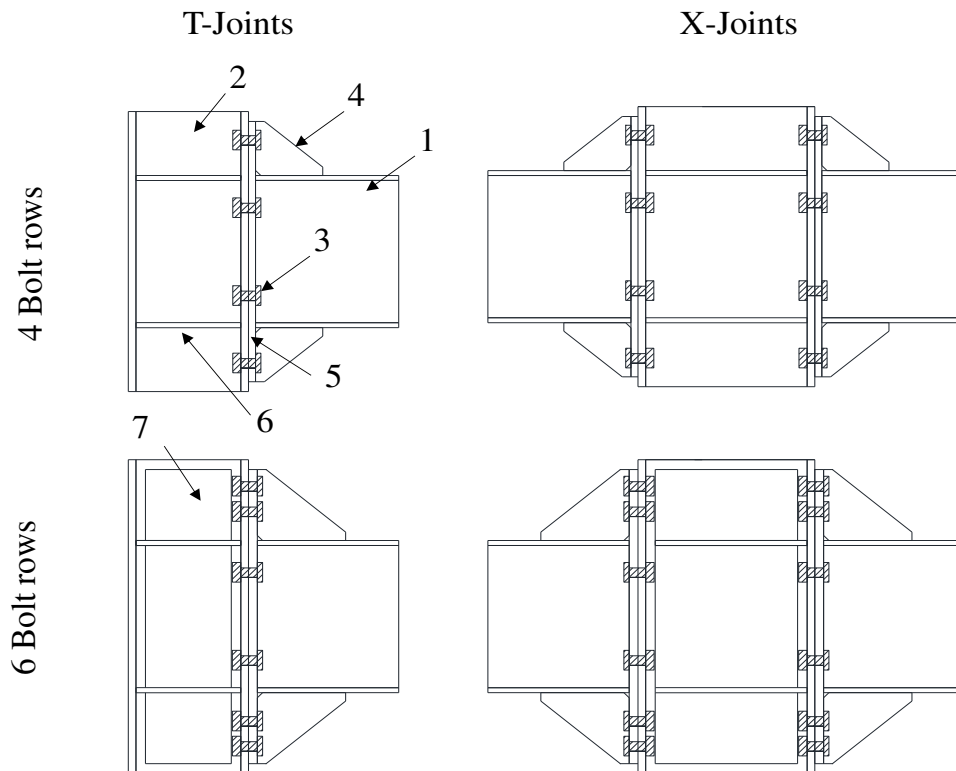
- Type : assemblage poteau poutre par platine d'about débordante raidie (DR) ;
- Configuration : assemblage de rive unilatéral avec panneau d'âme fort (TS), assemblage intermédiaire bilatéral avec panneau d'âme fort (XS) ;
- Résistance de l'assemblage : pleine résistance (P), résistance équivalente (E), résistance équivalente avec grenailage des soudures (Esp) ;
- Protocole de chargement : monotone (M), cyclique (C1, C2, C3), cyclique alternatif (C) ;
- Hauteur des profilés : voir le Tableau 2.2 ;
- (*) : lors des essais, des ruptures prématurées et inattendues sont intervenues au niveau des soudures.

Tableau 2.7 : Types de soudure en fonction de l'objectif de performance

Éléments soudés	Résistance de l'assemblage		
	Pleine	Equiv.	Partielle
Semelle de poutre sur platine (bf-ep)	FPW	FPW	FPW
Âme de poutre sur platine (bw-ep)	FPW	FPW	FW
Raidisseurs transversaux de poteaux (cp-c)	FW	FW	FPW
Raidisseurs sur platine (r-ep)	FPW	FPW	FPW
Raidisseur sur semelle de poutre (r-bf)	FPW	FPW	FPW
Fourrures (Swp-c)	FPW+P	FPW+P	FPW+P
	W	W	W

Légende :

- FW : Soudures à pénétration partielle par cordons d'angles,
 FPW : Soudures à pleine pénétration,
 PW : Soudures en bouchon.



- | | | | |
|-----------|----------------|-----------------------------|--------------|
| 1: Poutre | 3: Boulons | 5: Platine | 7: Fourrures |
| 2: Poteau | 4: Raidisseurs | 6: Raidisseurs transversaux | |

Figure 2.4 : Description des assemblages par platines d'about débordantes raidies

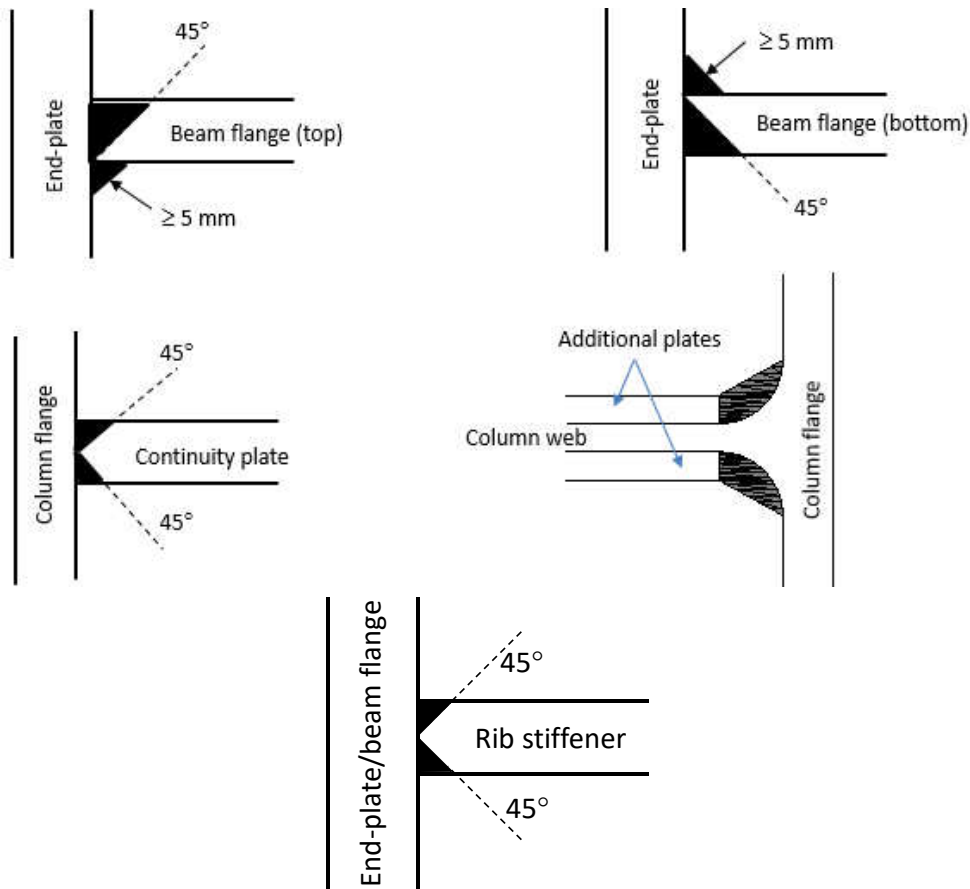


Figure 2.5 : Détails sur les soudures à pleine pénétration

2.2.2. Contreventements pour lesquels les assemblages sont préqualifiés

Les assemblages boulonnés par platines d'about débordantes raidies décrits dans ce document sont pré-qualifiés pour la construction parasismique basée sur les systèmes de contreventement suivants :

- ossatures en portique (MRF) ;
- ossatures en portique avec triangulation centrée (MRF+CBF) ;
- ossatures en portique avec triangulation excentrée (MRF+EBF).

En outre, ne sont couvertes que les dispositions dans lesquelles poutres et poteaux sont perpendiculaires, les cas avec poutres inclinées étant exclus. Enfin, toutes les travées des portiques couverts ont des portées identiques.

2.2.3. Valeurs limites pour la pré-qualification

Les valeurs limites des paramètres préqualifiés sont indiquées dans le Tableau 2.8. En outre, les recommandations du Tableau 2.9 peuvent être utilisées lors de la conception des assemblages.

Tableau 2.8 : **Valeurs limites des paramètres pour les assemblages pré-qualifiés**

ELEMENTS	DOMAINE D'APPLICATION
Poutres	
Hauteur	$\leq 600\text{mm}$
Rapport portée / hauteur	10 à 23
Epaisseur de semelle	$\leq 19\text{mm}$
Acier	De S235 à S355
Poteaux	
Hauteur	$\leq 550\text{mm}$
Epaisseur de semelle	Maximum = 29mm
Acier	From S235 to S355
Rapport des hauteurs poutre / poteau	0,65 à 2,15
Platine	18-30mm
Epaisseur	Tableau 2.9
Acier	De S235 à S355
Raidisseurs transversaux de poteau	
Epaisseur	Tableau 2.9
Acier	De S235 à S355
Fourrures	
Epaisseur	Tableau 2.8
Acier	De S235 à S355
Boulons	aptés à la précontrainte, HR ou HV
Diamètre	Tableau 2.9
Nuance	10.9
Nombre de rangées de boulons	Tableau 2.9
Rondelles	Selon l'EN 14399-4
Trous	Selon l'EN1993:1-8

Tableau 2.8 (suite) : Valeurs limites des paramètres pour les assemblages pré-qualifiés

ELEMENTS	DOMAINE D'APPLICATION
Soudures	
Semelle de poutre sur platine	Soudure renforcée à pleine pénétration (Figure 2.5)
Raidisseurs transversaux sur semelles de poteaux	Soudure à pleine pénétration (Figure 2.5)
Fourrures sur semelles de poteaux	Soudure à pleine pénétration (Figure 2.5)
Autres soudures	Soudures d'angle possibles, avec une gorge de soudure au moins égale à 0,55 fois l'épaisseur des de la tôle soudée.

Tableau 2.9 : Aide au choix des valeurs initiales pour la définition des assemblages – Géométrie et aciers

Eléments	Hauteur des poutres		
	Faible (\approx IPE360)	Moyenne (\approx IPE450)	Forte (\approx IPE600)
Acier des boulons	10.9 HR (ou HV)		
Diamètre boulons	M27	M30	M36
Nombre de rangées de boulons	4 à 6	4 à 6	6
Platine	<p><i>Epaisseur :</i></p> <p>$t_p = (2/3 \text{ à } 5/6) \times d_b$ pour les assemblages à pleine résistance; ce qui peut conduire à des valeurs légèrement supérieures à l'épaisseur des semelles du poteau ; for full joints it can be slightly larger than the column flanges;</p> <p>$t_p = (2/3 \text{ à } 5/6) \times d_b$ pour les assemblages à résistance équivalente, tout en restant inférieure à l'épaisseur des semelles du poteau.</p> <p><i>Dimensions :</i></p> <p>La largeur doit être inférieure ou égale à celle des semelles du poteau. La hauteur de la partie débordante doit permettre le positionnement d'une à deux rangées de boulons extérieurs respectant les règles de l'EN 1993-1-8 (§ 3.5).</p>		
Fourrures	L'épaisseur et les dimensions des fourrures doivent respecter les règles de l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.6.1) ; des soudures en bouchons doivent être adoptées sinon pour assurer la stabilité de la fourrure.		
Raidisseurs transversaux	Epaisseur proche de celle des semelles de la poutre		
Soudures	Voir Tableau 2.7		
<i>Note: t_p est l'épaisseur de platine et d_b le diamètre nominal des boulons.</i>			

2.3. Assemblages poteaux-poutres par platine d'about débordante non raidie

Les assemblages par platines d'about débordantes non raidies (cf. Tableau 2.10) testés dans le cadre de ce projet, sont répartis en trois groupes distincts :

- assemblage unilatéral (TB), platine d'about débordante non raidie, assemblage à résistance équivalente avec panneau d'âme intermédiaire ;
- assemblage unilatéral (TB), platine d'about débordante non raidie, assemblage à résistance partielle ($\times 0,6$) avec panneau d'âme intermédiaire ;
- assemblage bilatéral (XW), platine d'about débordante non raidie, assemblage à résistance partielle ($\times 0,8$) avec panneau d'âme faible.

Tous les spécimens sont constitués en acier de nuance S355. Les groupes 1 et 2 permettent de tester sur la plage des sections de poutre l'alternative offerte par la conception de l'assemblage permettant d'obtenir soit la résistance équivalente soit la résistance partielle ($\times 0,6$). Dans ces deux groupes, le panneau d'âme des poteaux est conçu pour avoir une résistance à peu près égale à celle des attaches. En parallèle, l'effet du grenailage (P_{sp}) est étudié dans le groupe 2. Le groupe 3 concerne des assemblages bilatéraux dont les panneaux d'âme de poteaux ont des résistances inférieures à celle des attaches (panneau d'âme faible).

Dans chaque groupe, 6 essais cycliques au moins sont réalisés (2 par hauteur de poutre), comme indiqué dans le Tableau 2.10. Dans le premier groupe, 2 essais à chargement monotone sont en outre prévus pour évaluer l'influence du chargement sur la réponse du spécimen. Un essai cyclique est encore réalisé avec le protocole alternatif. Dans le groupe 2, trois essais cycliques additionnels sont réalisés avec un grenailage des soudures.

Tableau 2.10 : Désignation et paramètres des spécimens d'assemblages poteaux poutres par platines d'about débordantes raidies

Groupe	Type	Configuration	Résistance de l'assemblage	Protocole de chargement	Hauteur des profilés		
					1	2	3
1	NR	TB	E	M	E1-TB-E-M	E2-TB-E-M	E3-TB-E-CA
	NR	TB	E	C1	E1-TB-E-C1	E2-TB-E-C1	E3-TB-E-C1
	NR	TB	E	C2	E1-TB-E-C2	E2-TB-E-C2	E3-TB-E-C2
2	NR	TB	$P_{(0,6)}$	C1	E1-TB-P-C1	E2-TB-P-C1	E3-TB-P-C1
	NR	TB	$P_{(0,6)}$	C2	E1-TB-P-C2	E2-TB-P-C2	E3-TB-P-C2
	NR	TB	$P_{sp(0,6)}$	C	E1-TB-Psp-C	E2-TB-Psp-C3	E3-TB-Psp-C3
3	NR	XW	$P_{(0,8)}$	C1	E1-XW-P-C1	E2-XW-P-C1*	E3-XW-P-C1
	NR	XW	$P_{(0,8)}$	C2	E1-XW-P-C2	E2-XW-P-C2	E3-XW-P-C2

Notes:

- Type : assemblage poteau poutre par platines d'about débordantes non raidies (NR) ;
- Configuration : assemblage unilatéral avec panneau d'âme intermédiaire (TB), assemblage bilatéral avec panneau d'âme faible (XW) ;
- Résistance de l'assemblage : résistance équivalente (E), résistance partielle ($P_{(0,6)}$ et $P_{(0,8)}$) résistance partielle avec grenailage des soudures ($PSP_{(0,6)}$) ;
- Protocole de chargement : monotone (M), cyclique (C1, C2, C3), cyclique alternatif (CA) ;
- Hauteur des profilés : voir le Tableau 2.2 ;
- (*) : dans la mesure où des problèmes ont été rencontrés sur le banc d'essai, les résultats de ce spécimen ne sont pas traités dans ce document.

2.3.1. Configurations d'assemblages

Les configurations d'assemblages testés sont représentées sur la Figure 2.6. Les assemblages comprennent 4 ou 6 rangées de boulons, en fonction de la hauteur de la poutre. L'utilisation des fourrures est une des options possibles permettant le renforcement des panneaux d'âme des poteaux. L'utilisation des raidisseurs transversaux pour les poteaux est par contre systématiquement recommandée. Les soudures sont représentées sur la Figure 2.7.

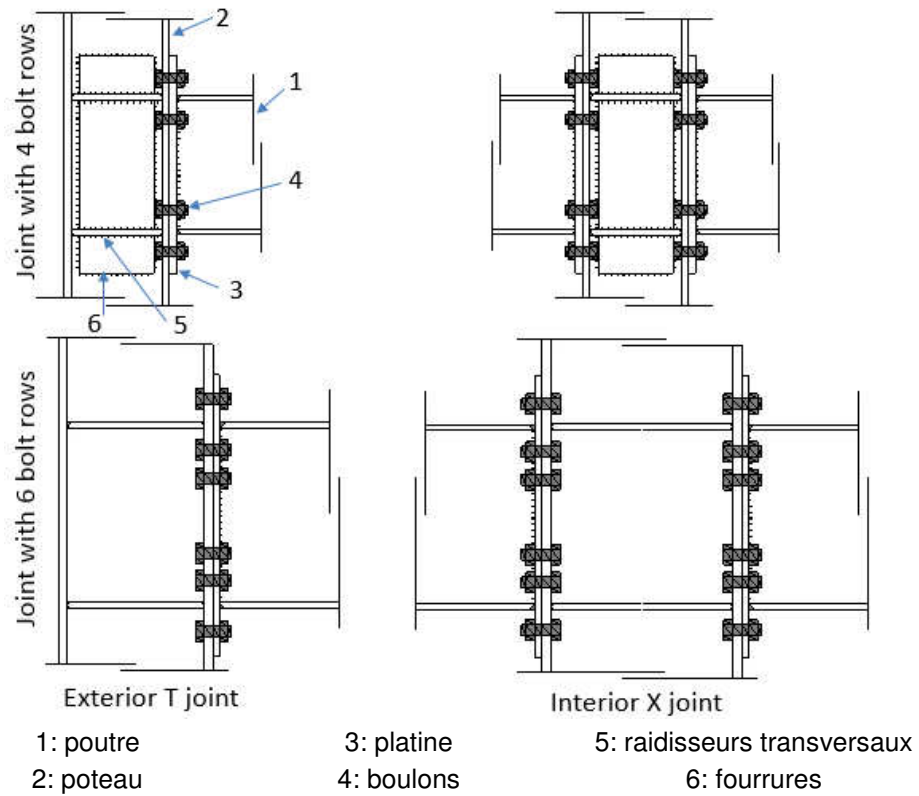


Figure 2.6 : Description des assemblages par platines d'about débordantes non raidies

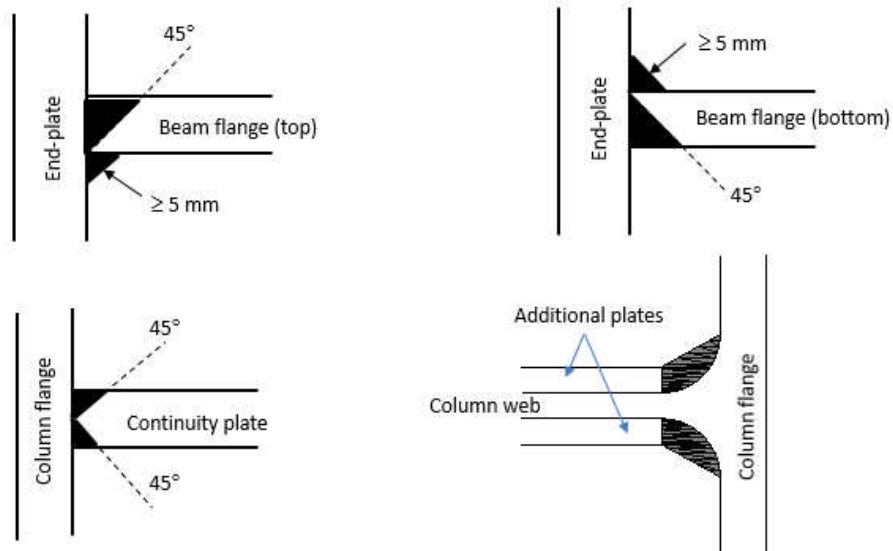


Figure 2.7 : Détails sur les soudures à pleine pénétration

2.3.2. Valeurs limites pour la pré-qualification

Les valeurs limites des paramètres pré-qualifiés sont indiquées dans le Tableau 2.11. Les recommandations du Tableau 2.12 peuvent en outre être utilisées comme une première étape lors de la conception des assemblages.

Tableau 2.11: Valeurs limites des paramètres pour les assemblages pré-qualifiés

Éléments	Paramètres	Domaine d'application
Poutre	Hauteur	≤ 600mm
	Rapport portée / hauteur	entre 10 et 23
	Épaisseur de semelle	≤ 19mm
	Acier	De S235 à S355
Poteau	Hauteur	≤ 550mm
	Épaisseur de semelle	≤ 31mm
	Acier	De S235 à S355
Rapport des hauteurs poutre / poteau		0,65 - 2,15
Platine	Épaisseur	18-25mm
	Acier	De S235 à S355
Raidisseurs transversaux	Épaisseur	Tableau 2.12
	Acier	De S235 à S355
Fourrures	Épaisseur	Tableau 2.12
	Acier	De S235 à S355
Boulons	Diamètre	Tableau 2.12
	Nuance	10.9 (HR de préférence ou HV)
	Nombre de rangées	Tableau 2.12
	Rondelles	D'après l'EN 14399-4
	Trous	D'après l'EN1993-1-8
Soudures	Semelle de poutre sur platine	Soudure renforcée à pleine pénétration (Figure 2.7)
	Raidisseurs transversaux sur semelle de poteau	Soudure à pleine pénétration (Figure 2.7)
	Fourrure sur semelle de poteau	
	Autres soudures	Soudures d'angle possible, avec gorge de soudure au moins égale à 0,55 fois l'épaisseur de la tôle assemblée.

Tableau 2.12 : **Aide au choix des valeurs initiales pour la définition des assemblages – Géométrie et aciers**

Eléments	Hauteur des poutres		
	Faible (\approx IPE360)	Moyenne (\approx IPE450)	Forte (\approx IPE600)
Acier des boulons	10.9 de préférence HR		
Diamètre boulons	M27	M30	M36
Nombre de rangées de boulons	4	4	6
Platine	<p><i>Epaisseur :</i></p> <p>$t_p = (1/2 \text{ à } 2/3) \times d$ pour les assemblage à résistance partielle ;</p> <p>$t_p = (2/3 \text{ à } 5/6) \times d$ pour les assemblages à résistance équivalente ; mais doit rester inférieure à l'épaisseur des semelles de poteau.</p> <p><i>Dimensions :</i></p> <p>La largeur doit être égale à celle des semelles de poteau. La hauteur de la partie débordante doit permettre l'emplacement d'une rangée de boulons conformément aux règles de l'EN 1993-1-8 (§ 3.5).</p>		
Fourrures	<p>Pour des poteaux avec profilés HEB et des poutres en IPE, les fourrures ne sont à considérer que lorsque des panneaux d'âme forts sont requis. L'épaisseur et les dimensions des fourrures doivent respecter les règles de l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.6.1).</p>		
Raidisseurs transversaux	Tableau 2.11		
Soudures			
Note : t_p représente l'épaisseur de la platine et d le diamètre nominal des boulons.			

2.4. Assemblages de poutres à section réduite

Le programme expérimental pour les assemblages de poutres à section réduite comprend les 2 essais indiqués au Tableau 2.13.

Tableau 2.13 : Désignation et paramètres des spécimens d'assemblages de poutres à section réduite

Spécimen	Poutre	Poteau	Double plaques	Découpe des semelles		
				A	B	C
SP2	W44×230	W14×342	None	7,90 in [201 mm]	27,89 in [708 mm]	2,69 in [68 mm]
SP4	W44×408	W40×503	None	12,00 in [305 mm]	37,40 in [950 mm]	3,36 in [85 mm]

NdT: Les dimensions des profilés américains utilisés pour ces essais sont rappelées dans le tableau suivant :

Profilé	W14x342	W40x503	W44x230	W44x408
Hauteur (mm)	446	1068	1090	1138
Largeur de semelle (mm)	416	417	400	410
Epaisseur de semelle (mm)	62,7	70,0	31,0	55,0
Epaisseur de l'âme (mm)	39,1	39,0	18,0	31,0
Rayon du congé de rac. (mm)	15	30,0	30,0	30,0

Toutes les poutres sont réalisées avec des aciers de la nuance américaine 50 et les poteaux avec des aciers de nuance 65, ce qui permet de garantir la formation des rotules plastiques dans les poutres.

NdT: Les nuances américaines 50 et 65 sont approximativement équivalentes aux nuances européennes S355 et S460.

La géométrie des deux assemblages testés est représentative des bâtiments multi-étagés aux Etats-Unis. En particulier, les sections des profilés ont été extraites d'une structure de référence, correspondant à un bâtiment de bureaux de 15 étages conçu pour les accélérations sismiques élevées rencontrées à San Francisco. Cette structure est de type « Special Moment Frame » au sens des normes américaines (ossature dissipative en portique), avec des poutres à section réduite telles qu'elles sont utilisées dans les ossatures parasismiques. Ces portiques sont situés en périphérie du bâtiment et les dimensions de leurs profilés sont choisies pour que les déplacements inter-étages restent dans les limites acceptables. De gros profilés sont ainsi nécessaires dans les étages inférieurs, la plupart d'entre eux étant hors du domaine d'application de la pré-qualification pour les assemblages de poutres à section réduite.

3. Banc d'essais et instrumentation

3.1. Banc d'essai

Chaque banc d'essais a été mis au point par les partenaires du projet chargés du programme expérimental (Université de Naples, Université de Timisoara, Université de Liège et ArcelorMittal) pour être compatibles avec leur laboratoire et assurer une certaine homogénéité dans les chargements et les mesures de tous les spécimens. En pratique, les assemblages avec jarrets ont été testés verticalement avec introduction de la force au sommet du tronçon de poteau (Figure 3.1a) tandis que tous les autres types d'assemblages ont été testés dans le plan horizontal, les forces étant appliquées aux extrémités des tronçons de poutres (Figure 3.1b)

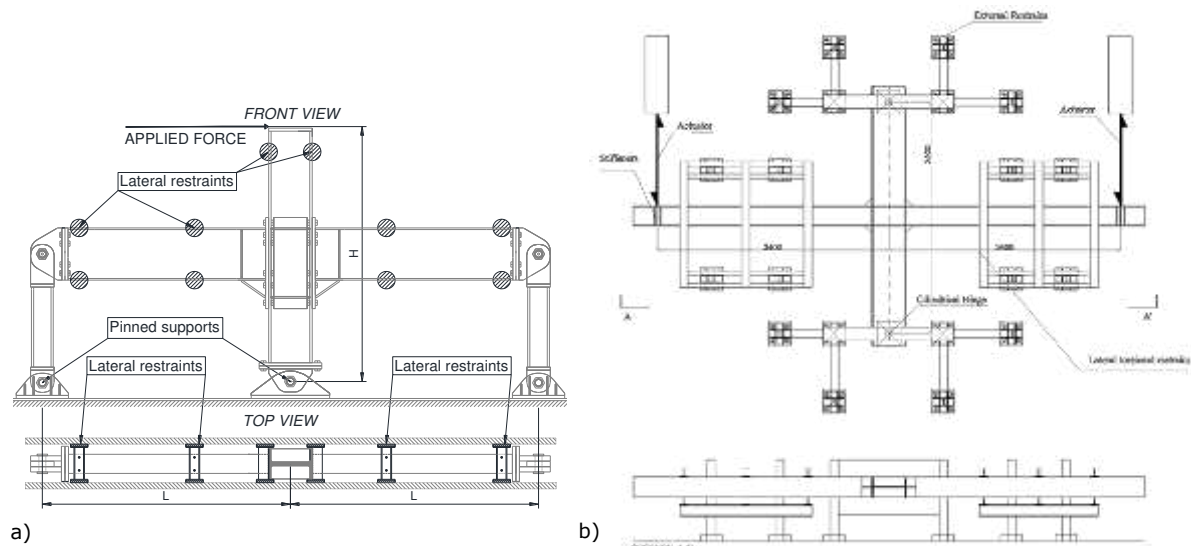


Figure 3.1 : Bancs d'essais (a) pour les assemblages testés verticalement et (b) pour ceux testés horizontalement

En ce qui concerne l'instrumentation, des capteurs de déplacement ont été utilisés pour mesurer les déformations des spécimens pendant les essais. La Figure 3.2 représente la position de des capteurs pour les essais réalisés à Naples. Cette disposition permet de mesurer les déformations nécessaires à la caractérisation du comportement des assemblages, avec en détail :

- les capteurs 1 et 2 sont situés au niveau des appuis cylindriques pour mesurer les rotations d'ensemble au droit des pieds de poteau ;
- les capteurs 3 et 4, placés le long du poteau, permettent d'évaluer les déplacements dus à la rotation élastique de poteau ;
- la rotation au droit des panneau d'âme est mesurée par les capteurs 5 et 6, fixés en diagonale ;

- le capteur 7 à l'extrémité supérieure de la platine doit évaluer le glissement au droit de la platine ;
- la rotation au droit de l'assemblage est mesurée par les capteurs 8 et 9, fixés aux extrémités des raidisseurs ;
- les capteurs 10 et 11 sont situés dans la zone de la poutre où la formation de la rotule plastique est attendue, ils doivent permettre d'évaluer le cas échéant la valeur de la rotation plastique ;
- des capteurs aux extrémités des poutres mesurent les déplacements de ces dernières.

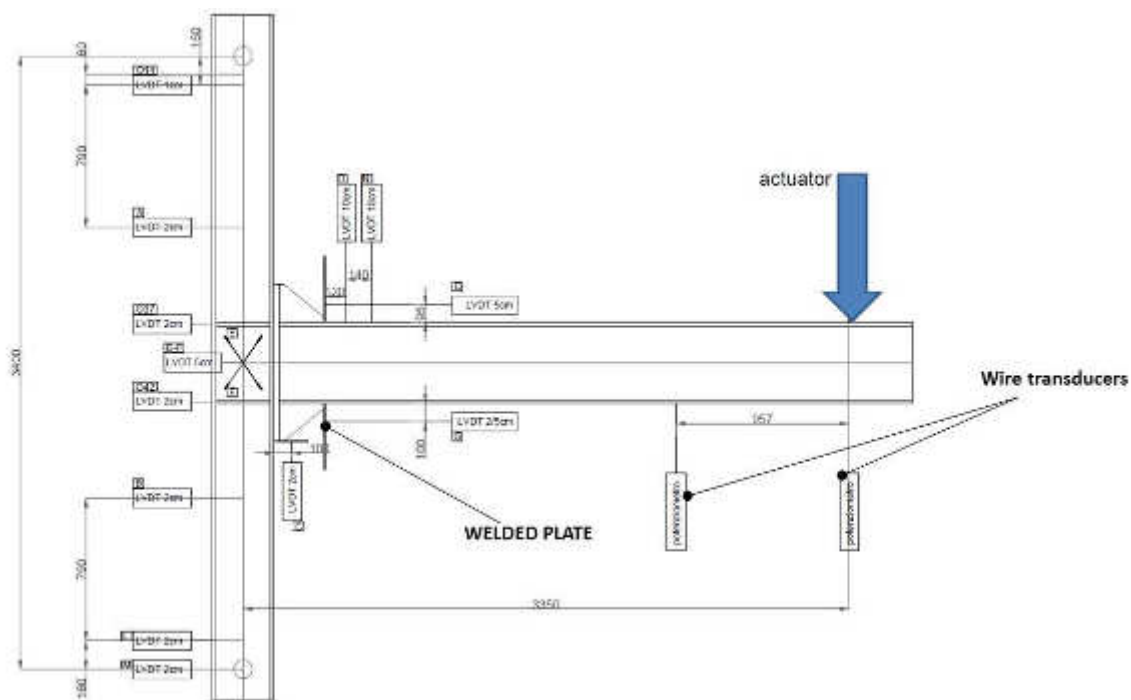


Figure 3.2 : Capteurs utilisés pour les essais réalisés par l'Université de Naples

3.2. Procédure de chargement

3.2.1. Paramètres de contrôle

Les paramètres permettant de piloter les essais des assemblages poteaux-poutres sont la valeur de la rotation θ représentant le déplacement latéral et celle du moment M dans l'axe des poteaux. On peut remarquer que ces paramètres θ et M sont utilisés pour l'introduction des efforts : ils sont en effet directement liés respectivement au déplacement latéral à l'extrémité du poteau ou de la poutre δ et

à la force dans le vérin F , paramètres qui sont généralement utilisés. D'autres mesures permettent d'étudier la réponse du spécimen.

Pour les essais sur les assemblages avec jarrets, le vérin applique une force à l'extrémité du tronçon de poteau. Ces paramètres de contrôle sont définis par les équations suivantes (cf. Figure 3.3 a) :

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

Eq. (3.1)

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

Eq. (3.2)

$$\delta_{\text{beam}} = \delta \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{column}}$$

Eq. (3.3)

$$F_{\text{beam}} = F \cdot L_{\text{column}} / L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.4)

avec : θ : angle représentant le déplacement latéral ;
 M : moment fléchissant dans l'axe du poteau ;
 δ : déformation de l'assemblage poteau-poutre, définie comme le déplacement latéral à l'extrémité du tronçon de poteau, libre de toute entrave ;
 L_{beam} : longueur du tronçon de poutre mesurée à l'axe du poteau ;
 F_{beam} : réaction à l'extrémité du tronçon de poutre.

Les chargements sont appliqués par pilotage en déplacement. Cependant, dans le domaine élastique, un pilotage en force peut être utilisé.

Pour les bancs d'essais dans lesquels la force de vérin est appliquée aux extrémités des tronçons de poutres, les paramètres utilisés pour contrôler le déroulement de l'essai sont la rotation de l'assemblage θ et le moment fléchissant définis par (cf. Figure 3.3b) :

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

Eq. (3.5)

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

Eq. (3.6)

avec : θ : angle de rotation de l'assemblage
 M : moment fléchissant dans l'axe du poteau ;

δ : déformation de l'assemblage poteau poutre, définie comme le déplacement latéral à l'extrémité du tronçon de poutre, les effets éventuels de la déformabilité des appuis étant déduits ;

L_{beam} : longueur du tronçon de poutre mesurée à l'axe du poteau ;

F : force appliquée à l'extrémité du tronçon de poutre.

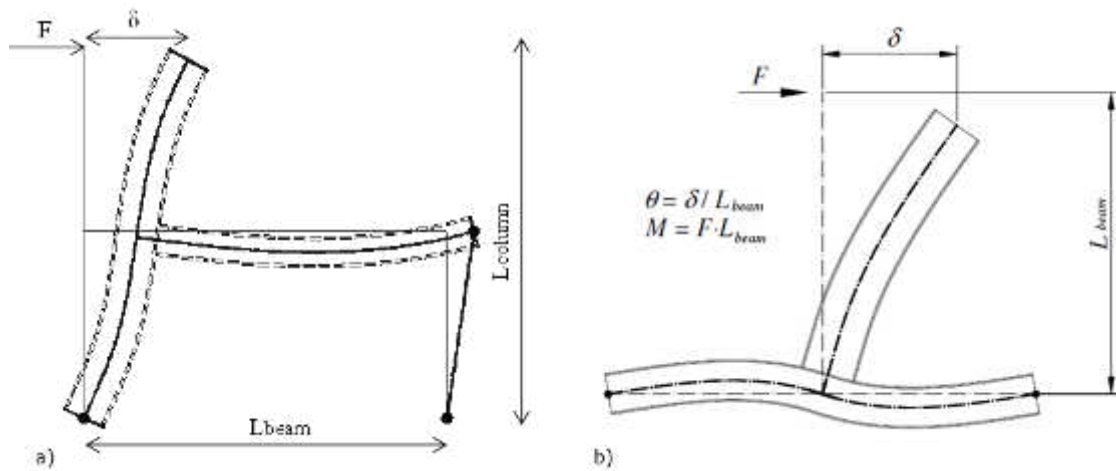


Figure 3.3 : Définition des paramètres de contrôle des essais dans lesquels la force est appliquée (a) à l'extrémité du tronçon de poteau ou (b) à l'extrémité du tronçon de poutre

3.2.2. Vitesse de chargement

Un chargement quasi-statique est appliqué lors des essais. La vitesse de chargement est suffisamment faible pour que la vitesse de déformation n'affecte pas les résultats. Il faut noter que la question de la vitesse de chargement dans les essais d'assemblages poteau poutre n'est apparemment pas traitée correctement dans les normes actuelles.

L'EN ISO 6892-1 (2009) indique les valeurs suivantes pour les essais en traction :

- dans le domaine élastique : 6 à 6,60 MPa/s (quand un pilotage en contraintes est utilisé) ;
- sur le plateau plastique : 0,00025 à 0,0025 s⁻¹ (pilotage en déformation).

3.2.3. Chargements Initiaux

Avant l'essai proprement dit, une série de chargements cycliques est appliquée au spécimen afin de stabiliser le système et de vérifier l'opérabilité du banc et des capteurs. Il est recommandé d'appliquer deux ou trois cycles alternés avec une amplitude de 25 % de la charge amenant la fin du domaine élastique.

3.2.4. Chargements monotones

Un chargement monotone est appliqué par accroissement progressif du déplacement imposé en tête du tronçon de poteau. Plusieurs phases de chargement-déchargement sont prévues, afin d'estimer la raideur initiale, même si le spécimen a déjà atteint la fin du domaine élastique. Il est recommandé de procéder aux déchargements pour des angles représentant le déplacement latéral de $\theta = 20$ mrd et de 30 mrd.

Il est possible de stopper le chargement plusieurs fois lors de l'essai, en maintenant constant le déplacement imposé, ceci afin de laisser au système le temps de se stabiliser. Il est recommandé d'appliquer ces phases de « relâchement » pour la valeur de rotation θ_y à la fin du domaine élastique, puis par palier de 0,01 rad.

3.2.5. Protocole de chargement cyclique

Deux protocoles de chargement cyclique sont utilisés dans le programme expérimental : celui de la norme américaine ANSI/AISC 341-16 (2016) et celui développé spécifiquement dans le cadre du projet EQUALJOINTS. Ces deux protocoles sont synthétisés dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : **Protocoles de chargements cycliques**

Protocole Equaljoints		ANSI/AISC 341-16 (2016)	
N° Cycles	Angle θ (rad)	N° Cycles	Angle 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		

Le protocole de la norme ANSI/AISC 341-16 a été choisi en raison de sa large diffusion auprès de la communauté scientifique. Il a déjà été utilisé pour le programme de pré-qualification des assemblages américains (ANSI/AISC 358-16). En outre, le grand nombre de résultats expérimentaux disponibles qui ont été obtenus avec ce protocole facilitent les comparaisons. Par ailleurs, le protocole du

projet EQUALJOINTS a été développé pour les besoin d'une préqualification européenne des assemblages, tout en étant plus représentatif des signaux sismiques en Europe. Sur la Figure 3.4, le protocole EQUALJOINTS et celui de la norme américaine sont comparés ainsi que la demande cumulée (CDF), qui donne la valeur cumulée des rotations imposées lors de chaque cycle.

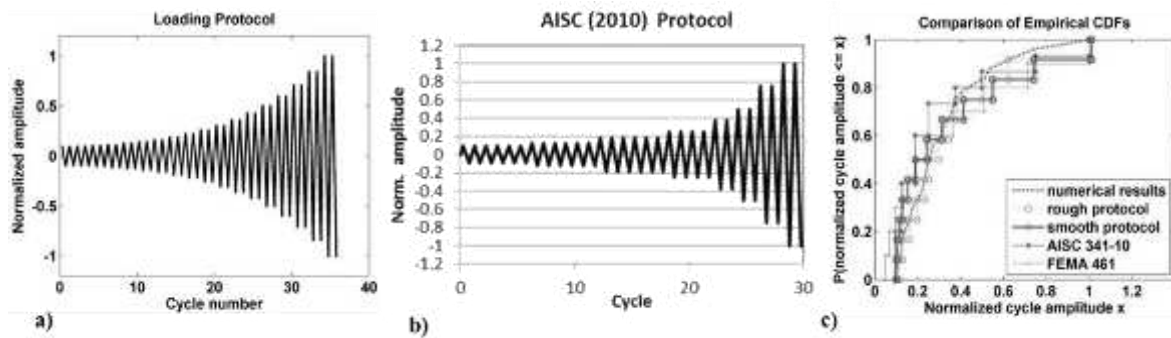


Figure 3.4 : Protocole de chargements (a) développé dans le cadre du projet EQUALJOINTS (b) suivant l'AISC 2010 (c) comparaison des demandes cumulées (CDF)

4. Conception des assemblages pré-qualifiés

Cette partie donne la procédure de conception et de calcul des assemblages pré-qualifiés, développée dans le cadre du projet EQUALJOINTS

4.1. Objectifs généraux

4.1.1. Critère de résistance

D'après l'EN1998-1, les structures parasismiques conçues suivant le concept de structures dissipatives doivent permettre l'apparition de déformations plastiques dans des zones spécifiques pour absorber l'énergie du séisme. Inversement, les parties dites non-dissipatives doivent rester dans le domaine élastique sous l'action sismique pour éviter toute ruine brutale. Le principe fondamental permettant ce comportement repose sur la hiérarchie des résistances, par laquelle on assure que les parties non dissipatives puissent reprendre les charges qui se développent lorsque se développent les résistances plastiques dans les éléments dissipatifs.

Dans le cadre du projet EQUALJOINTS, cette hiérarchie des résistances est appliquée aux divers sous-ensembles d'un assemblage (panneau d'âme du poteau, attache, poutre et poteau) ainsi qu'aux composants eux-mêmes (platine, boulons, soudures, etc). Dans cette optique, il faut considérer chaque assemblage comme étant constitué de 3 sous-ensembles (panneau d'âme, zone de l'attache et zone de la poutre – voir Figure 4.1), chacun d'eux étant dimensionné à partir d'hypothèses spécifiques. Les principes du dimensionnement en capacité sont alors appliqués en fonction des objectifs de performance de l'assemblage : (i) pleine résistance, (ii) résistance équivalente et (iii) résistance partielle.

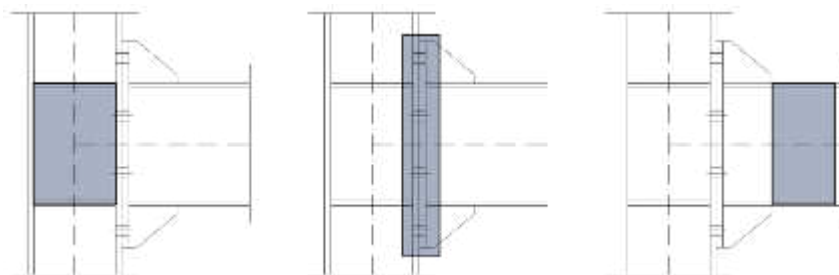


Figure 4.1 : Différentes zones de plastification possibles en fonction des objectifs de performance :
a) panneau d'âme, b) attache et c) poutre

(i) Les assemblages à pleine résistance sont conçus pour que toutes les déformations plastiques n'apparaissent que dans la poutre seule, ce qui correspond

parfaitement avec les principes de dimensionnement en capacité de l'EN 1998-1, poutre faible et poteau fort.

(ii) Les assemblages à résistance équivalente sont théoriquement conçus pour que tous les sous-ensembles plastifient à peu près en même temps (panneau d'âme, attache et poutre) ;

(iii) Les assemblages à résistance partielle concentrent généralement toutes les déformations plastiques dans la seule attache, mais qui n'excluent toutefois pas une plastification de l'âme.

On notera que le cas des assemblages à résistance équivalente n'est prévu ni par l'EN 1993-1-8 ni par l'EN 1998-1. Ce cas est introduit dans le cadre du projet EQUALJOINTS. Avec les Eurocodes actuels, il devrait être traité comme un assemblage à résistance partielle.

Les principes du dimensionnement en capacité sont respectés en satisfaisant au critère suivant :

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

Eq. (4.1)

où $M_{wp,Rd}$ est la résistance en flexion associée au panneau d'âme du poteau, $M_{con,Rd}$ est la résistance à la flexion de l'attache et $M_{con,Ed}$ est le moment de calcul dans la poutre au niveau de la semelle du poteau. α est un paramètre qui dépend de l'objectif de performance. Il est égal à $\gamma_{sh} \gamma_{ov}$ pour les assemblages à pleine résistance (γ_{ov} étant le coefficient de sur résistance tenant compte de la variabilité du matériau acier et γ_{sh} le coefficient de sur résistance représentant l'écroutissage, ici égal au rapport entre le moment ultime et le moment plastique de la poutre. α est égal à 1 pour les assemblages à résistance équivalente et il est pris inférieur à 1 pour ceux à résistance partielle. Afin d'éviter une concentration trop grande des dommages dans la zone de l'attache, la valeur de α pour les assemblages à résistance partielle peut uniquement être égale à 0,6 ou 0,8. $M_{B,Rd}$ est la résistance plastique de la poutre assemblée. s_h est la distance entre la face externe du poteau et l'extrémité du raidisseur ou du jarret, où se forme la rotule plastique. $V_{B,Ed}$ est l'effort tranchant de calcul correspondant à la formation des rotules plastiques dans la poutre, obtenu par :

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

Eq. (4.2)

où $V_{B,Ed,M}$ est l'effort tranchant dû à la formation des rotules plastiques aux extrémités de la poutre, obtenu par la formule suivante :

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

Eq. (4.3)

$V_{B,Ed,G}$ est l'effort tranchant sous l'effet des charges non sismiques, sans prendre en compte la partie entre la face externe du poteau et la position de la rotule plastique. L_h est la distance approximative entre rotules plastiques.

Pour les coefficients de sur-résistance, il est nécessaire d'apporter quelques précisions supplémentaires. Le coefficient γ_{ov} est considéré ici égal à 1,25, c'est-à-dire la valeur recommandée de l'EN 1998-1. Le coefficient γ_{sh} prenant en compte l'écroûissage ne prend pas les mêmes valeurs dans l'EN 1993-1-8 et dans l'EN 1998-1. Dans l'EN 1993-1-8, il est recommandé de prendre 1,2 pour les assemblages à pleine résistance tandis que l'EN 1998-1 recommande une valeur de 1,1. Plusieurs équations empiriques sont disponibles dans la littérature pour ce coefficient dans le cas de poutres en acier. D'après les principales observations de Mazzolani et Piluso (1992), de D'Aniello et al. (2012) et de Güneyisi et al. (2013, 2014), on peut retenir que la valeur de γ_{sh} est comprise entre 1,1 et 1,2 pour les profilés européens couramment utilisés pour les poutres (IPE). Cette valeur est donc généralement plus élevée que celle proposée par l'EN 1998-1 mais elle correspond bien à la norme américaine qui considère la formule suivante :

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

Eq. (4.4)

NdT : Les valeurs utilisées dans ce rapport sont celles recommandées par l'EN 1998-1. Les Annexes Nationales peuvent imposer d'autres valeurs.

C'est pourquoi dans le cadre de la procédure proposée ici une valeur de conservative de 1,20 est prise en compte, laquelle correspond bien aux valeurs caractéristiques des limites d'élasticité et de résistance à la traction des aciers de construction européens.

Enfin, en fonction des résistances respectives de l'attache et du panneau d'âme de poteau pour les assemblages à résistance équivalente ou partielle, les comportements suivants sont observés :

- Panneau d'âme fort : les déformations plastiques se concentrent dans l'attache (résistance partielle) ou se répartissent entre l'attache et la poutre (résistance équivalente) ;
- Panneau d'âme intermédiaire : les déformations plastiques se répartissent entre l'attache et le panneau d'âme (résistance partielle) ou entre l'attache, le panneau d'âme et la poutre (résistance équivalente) ;

- Panneau d'âme faible : toutes les déformations plastiques se concentrent dans le panneau d'âme (résistance partielle) ou se répartissent entre le panneau d'âme et la poutre (résistance équivalente).

4.1.2. Critère de ductilité

La ductilité de l'assemblage dépend du type de mécanisme de ruine prépondérant et des capacités de déformation plastique dans le composant activé par ce mécanisme. La Figure 4.2 montre la relation entre les modes de ruine d'une part et les dimensions et le rapport de résistance entre platine et boulons d'autre part (Jaspart, 1997). En abscisse figure le rapport β entre la résistance plastique à la flexion ($M_{pl,Rd}$) et la résistance axiale des boulons ($F_{t,Rd}$). Sur l'axe des ordonnées, le coefficient η est le rapport entre la résistance du tronçon en Té (F) sur $F_{t,Rd}$, déjà défini. La résistance pour le mode 1 et pour les modes de ruine non circulaires dépend du rapport $v = n / m$, où m est la distance entre l'axe des boulons et la position attendue de la rotule plastique au droit du raccordement semelle sur âme, et n est le minimum entre d'une part la distance de l'axe des boulons au bord de la semelle et d'autre part $1,25 m$.

D'après la Figure 4.2, deux critères de ductilité peuvent être adoptés pour éviter le mode 3 :

Niveau 1 : $\beta \leq 1$: cette condition correspond au mode de ruine 1 voire au mode de ruine 2 (tout en restant très proche du 1) et donne une grande ductilité ;

Niveau 2 : $\beta < 2$ et $\eta < 0,95$, cette condition étant associée au mode de ruine 2 avec une ductilité limitée, mais sans être fragile.

Le niveau de ductilité visé dépend évidemment de l'objectif de performance. Il est essentiel de procurer une grande ductilité pour les assemblages à résistance partielle ou équivalente, tandis qu'une ductilité limitée est acceptable en pleine résistance.

D'après l'EN 1993-1-8, la capacité de rotation plastique de l'assemblage doit être vérifiée si $M_{j,Rd}$ est inférieure à $M_{B,pl,Rd}$. A cet effet, deux options sont possibles :

- soit réaliser des essais ;
- soit vérifier que l'épaisseur t de la platine ou de la semelle de poteau reste inférieure à la limite suivante, dans la mesure où la résistance de l'assemblage est gouvernée par ces composants :

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

Eq. (4.5)

où d est le diamètre nominal des boulons, f_y la limite d'élasticité du composant considéré et f_{ub} la résistance à la traction de l'acier des boulons.

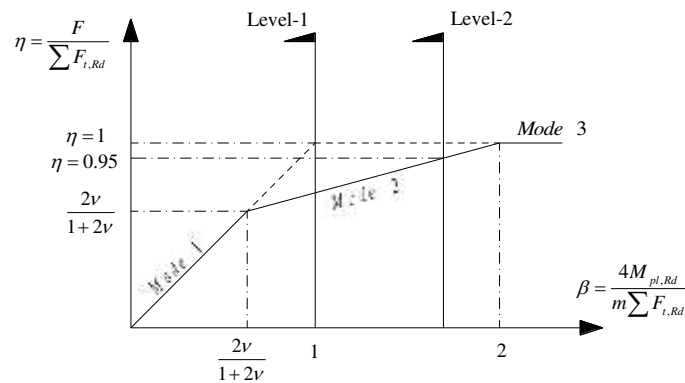


Figure 4.2 : Critère de ductilité: résistance d'un tronçon en T et mécanismes de ruine associés

L'équation (4.5) correspond théoriquement au niveau de ductilité 1 de la Figure 4.2, car elle repose sur le fait que la résistance de chaque boulon ($F_{t,Rd}$) est supérieure à la résistance des tôles assemblées (platine ou semelle de poteau). Pour rappel, la résistance de calcul à la traction d'un boulon est définie par l'équation suivante :

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

Eq. (4.6)

où A_s est l'aire de résistance à la traction du boulon et γ_{M2} est le coefficient partiel associé (pour lequel l'Eurocode recommande une valeur de 1,25).

En outre, l'équation (4.5) prend en compte la résistance de calcul $F_{p,Rd}$ associée aux modes de ruine circulaire des platines, qui se calcule de la manière suivante :

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

Eq. (4.7)

où t est l'épaisseur de la plaque et γ_{M0} est le coefficient partiel associé (pour lequel l'Eurocode recommande une valeur de 1,0).

Les équations (4.6) et (4.7) supposent un comportement parfaitement plastique de l'acier des plaques. Cependant, comme déjà mentionné auparavant, il faut encore tenir compte, dans le niveau de ductilité 1 appliqué aux assemblages à résistance

partielle, de la variabilité des propriétés de l'acier et de l'érouissage. Finalement, l'inégalité suivante peut être utilisée :

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

Eq. (4.8)

Dans cette équation (4.8), le coefficient de sur-résistance γ peut être pris égal à 1,5, dans la mesure où la valeur recommandée par l'EN 1998-1 pour γ_{ov} vaut 1,25, la valeur de γ_{sh} est prise égale à 1,2 et le coefficient partiel γ_{M0} vaut 1,0. En réarrangeant l'équation (4.8) avec la (4.6), la condition de ductilité pour le dimensionnement en capacité peut s'exprimer de la manière suivante :

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

Eq. (4.9)

En ce qui concerne les assemblages à pleine résistance, la ductilité requise est faible voire nulle. Cependant, il est recommandé malgré tout d'établir une hiérarchie locale des modes de ruine afin d'éviter l'apparition prématurée des modes fragiles en raison de la variabilité des propriétés de l'acier. Aussi, en retenant un niveau 2 de ductilité, la résistance des boulons doit vérifier la condition suivante :

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

Eq. (4.10)

Cette équation (4.10) peut être réarrangée et conduit finalement à un critère similaire à celui donné par l'équation (4.5).

Il faut enfin souligner que la rupture des soudures doit absolument être empêchée, en raison de son caractère fragile, quel que soit le critère de ductilité considéré.

4.2. Hypothèses de conception pour l'attache

L'attache (cf. Figure 4.1 b) comprend les tronçons en T_e associés aux rangées de boulons et relatifs à la platine et aux semelles du poteau.

4.2.1. Rangées de boulons travaillant en traction

A la différence de la méthode des composants proposée dans l'EN 1993-1-8, dans laquelle les rangées de boulons travaillant en traction sont définies par équilibre de l'assemblage prenant en compte la compression interne, le nombre de rangées de boulons en traction peut a priori être fixée dans la mesure où la contribution des rangées sous l'axe central peut être négligée en flexion simple (d'après Maris et al. 2005, Stratan et al., D'Aniello et al. 2017, Tartaglia et D'Aniello, 2017).

4.2.2. Centre de compression et bras de levier

Pour les assemblages par platines d'about calculés en conformité avec l'EN 1993-1-8, le centre de compression est situé à mi-épaisseur de la semelle inférieure de la poutre, ou le cas échéant à l'extrémité du jarret. Les résultats expérimentaux et numériques ont en fait montré que cette position dépend à la fois du type d'assemblage et de la demande en rotation imposée par la formation des modes de ruine plastiques associés aux composants mobilisés. A partir des résultats disponibles dans la littérature (Lee, 2002 ; Lee et al., 2005 ; Abidelah et al., 2012) et de ceux obtenus dans le cadre de ce projet (Maris et al. 2005, Stratan et al., D'Aniello et al. 2017, Tartaglia et D'Aniello, 2017), la position du centre de compression d'un assemblage peut être déterminée de la manière suivante :

- pour les assemblages par platines d'about débordantes non raidies, à mi-épaisseur de la semelle de la poutre (cf Figure 4.3a) ;
- pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies, au centre de gravité de la section en té constituée de la semelle de poutre et du raidisseur (cf. Figure 4.3b) ;
- pour les assemblages par platines d'about avec jarrets, à mi-hauteur du jarret sous flexion négative (cf. Figure 4.3c).

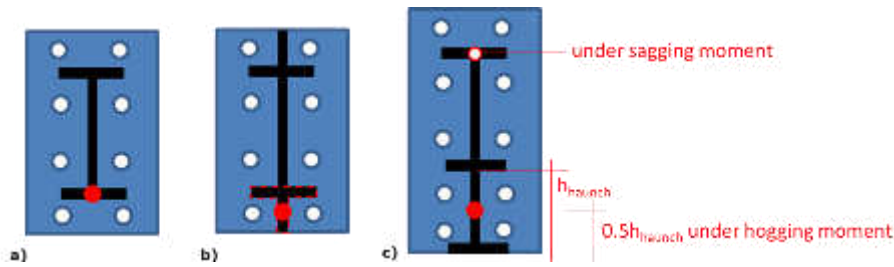


Figure 4.1 : Position du centre de compression (cercle rouge) pour les assemblages par platines d'about (a) débordantes non raidies, (b) débordantes raidies et (c) avec jarrets

4.2.3. Raidisseurs des platines d'about raidies

Dans la version actuelle, la présence d'un raidisseur de platine n'est pas traitée explicitement par l'Eurocode. Aussi la méthode de dimensionnement proposée ici s'appuie-t-elle sur les formulations analytique et semi-empirique proposées par la littérature et confirmées par simulations numériques. La résistance et la raideur d'un raidisseur sont estimées sur la base d'un modèle constitué par une bielle équivalente, proposé par Lee (2002) (voir Figure 1.2). Dans ce modèle, l'aire de la bielle équivalente, A_e , est définie par :

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

Eq. (4.11)

où η est le coefficient d'aire pour la bielle équivalente, défini par $\eta = 1,5$; t est l'épaisseur du raidisseur ; h_e est la largeur du raidisseur mesurée perpendiculairement à la bielle équivalente (cf. Figure 1.2 a), qui peut être calculée par l'équation suivante :

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

Eq. (4.12)

où a , b et c sont les dimensions de raidisseurs définies sur la Figure 1.2 a. A partir des données expérimentales disponibles (Lee, 2002 ; Lee et al, 2005 ; Abidelah et al., 2012 ; Tartaglia et al., 2016 ; D'Aniello et al., 2017), il est raisonnable d'adopter pour l'inclinaison θ du raidisseur une valeur comprise entre 30° et 40° . La borne inférieure de 30° est imposée par la norme AISC 358-10, tandis que la borne supérieure de 40° est prise en compte dans le cadre de cette étude pour limiter les effets de la flexion.

Les efforts de calcul à prendre en compte comme agissant dans le raidisseur au droit de l'interface entre le raidisseur et la poutre (cf. Figure 1.2 b) peuvent être obtenus par l'équation suivante :

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

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)

où d_b et I_b sont respectivement la hauteur et l'inertie de la poutre ; $V_{B,Ed}$ est l'effort tranchant de calcul.

La présence du raidisseur influence la formation des mécanismes de ruine des tronçons en té, de même que le nombre de rangées de boulons dans la partie du jarret par l'éventuel effet de groupe. On considère la présence d'une ou deux rangées de boulons dans la partie débordante raidie de la platine. Dans le premier cas, on considère que la longueur efficace se calcule comme pour une rangée de boulons dans une semelle de poteau raidie. Dans le second, il faut tenir compte de l'effet de groupe et la longueur efficace est obtenue d'après les formulations du Green Book P398.

La présence du raidisseur modifie aussi la résistance de la partie d'âme de poutre comprimée. D'après l'EN 1993-1-8, la résistance de la partie d'âme de poutre comprimée est donnée par :

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

Eq. (4.15)

où $M_{b,Rd}$ est la résistance en flexion de la section droite de la poutre, d_b est la hauteur de la poutre et t_{fb} son épaisseur de semelle.

L'équation (4.15) correspond au cas des platines débordantes non raidies, pour lequel le moment maximum est égal à la résistance plastique de la poutre. Pour une platine raidie, l'effort de compression dans l'âme de la poutre peut être obtenu de manière plus rationnelle par l'expression suivante :

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

Eq. (4.16)

où ξb est la position du centre de compression telle que définie sur la Figure 4.3 b.

4.2.4. Dimensionnement du panneau d'âme du poteau

L'effort de cisaillement de calcul $V_{wp,Ed}$ agissant sur le panneau d'âme du poteau dépend de la position du centre de compression ainsi que du bras de levier z_{wp} . Comme déjà vu, ces derniers dépendent eux-mêmes du type d'assemblages et des mécanismes plastiques des composants.

Le fonctionnement en bielle comprimée du raidisseur augmente la valeur du bras de levier z_{wp} . Le panneau d'âme impliqué dans le transfert du cisaillement est donc plus large que dans le cas d'une platine non raidie, ce qui contribue à réduire l'effort de cisaillement à reprendre. Dans cette étude, l'effort de cisaillement dans le panneau d'âme est calculé de la manière suivante :

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

Eq. (4.17)

où $\sum M_{j,Ed}$ est la somme de moments fléchissants dans la poutre au niveau de la semelle du poteau ; V_c est l'effort tranchant dans le poteau ; z est le bras de levier. Il a été constaté dans le cadre du projet que la formulation du bras de levier proposée par la Figure 6.15 de l'EN 1993-1-8 et rappelée ci-dessous, ne correspond effectivement aux valeurs réelles que dans le cas des assemblages avec platines raidies ou avec jarrets.

$z_{wp} \Pi (d_b + \xi b - 0.5t_{f,b})$ pour les assemblages testés avec platine raidie ou avec jarret

$z_{wp} \neq (d_b - t_{f,b})$ pour les assemblages testés avec platine non raidie

Eq. (4.18)

Ce constat provient du fait que pour les assemblages avec raidisseurs ou avec jarrets, les rangées de boulons intérieures ne participent pratiquement pas à la résistance de l'assemblage. Le bras de levier de la Figure 6.15 est donc bien représentatif, pour peu que le centre de compression soit correctement positionné. Inversement, pour les assemblages testés avec une platine non raidie, il y a plus de

rangées intérieures et leur interaction avec le panneau d'âme du poteau ne peut pas être négligée. Il est donc nécessaire pour les assemblages avec platines non raidies traités ici, de prendre en compte cette interaction, c'est-à-dire le comportement global de l'assemblage pour la résistance au cisaillement et les bras de levier internes d'après l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.7.2).

NdT : On rappelle que la Figure 6.15 de l'EN 1993-1-8 impose en fait une approche plus complexe que celle mentionnée dans le texte quand plus de deux rangées de boulons sont tendues. La position équivalente de la résultante en traction s'obtient d'après le § 6.3.3.1 de l'EN 1993-1-8.

La résistance de calcul au cisaillement $V_{wp,Rd}$ du panneau d'âme du poteau mérite aussi des explications. D'après l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.6.1), $V_{wp,Rd}$ est calculée par l'équation suivante :

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

Eq. (4.19)

où $V_{wp,add,Rd}$ correspond à la contribution des rotules plastiques pouvant se former dans les semelles du poteau ou dans les raidisseurs transversaux. Cette contribution permet d'envisager des déformations plastiques dans le panneau d'âme, ce qui peut être accepté pour des états limites ultimes en situation non sismique, ainsi que pour une situation sismique où des assemblages dissipatifs sont pris en compte. L'EN 1998-1 (clause 6.6.4 (4)) accepte en effet que le panneau d'âme puisse contribuer jusqu'à 30% de la capacité de rotation plastique de l'assemblage, mais cela doit être confirmé par des essais. Cela semble par contre en contradiction avec la clause 6.6.1(1) P qui indique clairement que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres ou dans les assemblages des poutres sur les poteaux. Dans les deux cas, les règles générales de l'Eurocode 8 impliquent que pour un assemblage dimensionné par le calcul (c'est-à-dire non qualifié par l'expérimentation), des incursions dans le domaine plastique sont acceptées pour la poutre et pour l'attache, tandis que le panneau d'âme du poteau doit rester dans le domaine élastique. En conséquence, la contribution additionnelle $V_{wp,add,Rd}$ doit être négligée quand on cherche à garder le poteau libre de tout dommage, car cette contribution ne peut être atteinte que pour des déformations du panneau excédant largement les limites du domaine élastique, la distorsion en cisaillement étant environ 4 fois plus élevée que la rotation élastique du panneau d'âme (Brandonisio et al., 2012). De plus, autoriser les déformations du panneau d'âme nécessaires pour obtenir le terme $V_{wp,add,Rd}$, revient à introduire des déformations résiduelles

importantes dans les poteaux, avec les défauts d'aplomb correspondants, ce qui conduit à des coûts de réparation très élevés.

Il est clair dans ces conditions que le panneau d'âme doit être renforcé dans la plupart des cas. Cependant ce renforcement peut s'avérer difficile à réaliser dans la mesure où l'EN 1993-1-8 limite l'épaisseur des fourrures à celle de l'âme renforcée et néglige toute contribution supplémentaire d'une fourrure plus épaisse ou d'une fourrure sur la seconde face de l'âme. Cette limite n'est pas imposée par l'AISC 358-16. Les essais cycliques réalisés par Ciutina et Dubina (2008) ont montré que la résistance du panneau d'âme est proportionnelle à son aire de cisaillement. Il est donc possible de prendre en compte la totalité de l'aire des fourrures renforçant l'âme. De plus un panneau d'âme renforcé par des fourrures se comporte de manière très stable, avec une bonne ductilité et une rotation supérieure à 35 mrd. A la suite de ce raisonnement, la méthode de dimensionnement proposée par ce document, le terme $V_{wp,add,Rd}$ est toujours négligé pour les assemblages à pleine résistance ainsi que pour ceux à résistance équivalente. De plus, l'aire de cisaillement A_v est prise comme la somme de l'aire de cisaillement du panneau d'âme seul $A_{v,c}$ et de l'aire brute des éventuelles fourrures $A_{v,p}$.

4.3. Dispositions constructives, fabrication, exécution

Dans les structures situées en zones sismiques, il est préférable de concevoir les assemblages de telle sorte que les modes de ruine fragile soient évités et que leur résistance soient associées à des modes ductiles.

En Europe, la conception parasismique des structures doit suivre les prescriptions de l'EN 1998, lequel renvoie vers l'EN 1993 pour la conception des structures en acier et plus particulièrement vers l'EN 1993-1-8 pour leurs assemblages.

L'EN 1993-1-8 permet la conception des assemblages, leur résistance et leur rigidité étant prises en compte. Les assemblages peuvent être soudés, boulonnés, ou une combinaison des deux.

Les assemblages boulonnés sont dimensionnés suivant la section 3 de l'EN 1993-1-8. Le Tableau 3.1 de la norme donne les limites d'élasticité nominales et les résistances ultimes à la traction des différentes classes de boulons. Le Tableau 3.3 impose les pinces et les entraxes minimaux permettant de garantir une résistance suffisante à la pression diamétrale. Les assemblages sont calculés suivant la méthode des composants. Dans ce calcul, il est souhaitable de favoriser les modes

ductiles comme mécanismes imposant la résistance finale de l'assemblage (pression diamétrale, plastification des semelles).

Les assemblages soudés sont calculés suivant la section 4 de l'EN 1993-1-8. En construction parasismique, les soudures doivent généralement reconstituer la résistance des tôles assemblées, ce qui permet d'éviter leur ruine fragile.

En spécifiant les dimensions et les nuances d'acier, l'ingénieur d'étude prendra en compte, dans la mesure du possible, les facilités et possibilités d'approvisionnement du constructeur.

L'EN 1993-1-10 permet théoriquement le choix des qualités d'acier, à travers les critères de ténacité à la rupture fragile et en prenant en compte les propriétés des aciers dans le sens de l'épaisseur des éléments soudés qui présentent un risque important d'arrachement lamellaire durant la fabrication. Bien entendu, ces structures sont fabriquées suivant l'EN 1090-2.

Le choix de la classe d'acier se fait d'après le Tableau 3.1 de l'EN 1993-1-10, en fonction des conséquences d'un arrachement lamellaire. En fonction de la classe retenue, les propriétés de l'acier dans le sens de l'épaisseur doivent être spécifiées à partir de la norme EN 10164, ou bien des contrôles post fabrication doivent permettre de vérifier l'absence d'arrachement lamellaire. L'EN 1011-2 donne des indications pour éviter l'arrachement lamellaire pendant le soudage.

Des informations détaillées sont données par Nussbaumer et al (2011) concernant l'application de l'EN 1993-1-10 pour le choix des qualités d'acier. En particulier, d'après ce manuel, la valeur $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y$ correspond à la valeur maximale des contraintes fréquentes, pour lesquelles une plastification des fibres extrêmes de la section sont admises (la valeur de 0,75 étant en fait l'inverse de 1,35). En conséquence, la valeur $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y$ de l'EN 1993-1-10 correspond à une plastification de la section et peut donc être utilisée pour le choix de la qualité d'acier en fonction des épaisseurs, pour la situation sismique.

Les plans doivent refléter les exigences spécifiques concernant les assemblages et les zones dissipatives. La clause 6.11 (2) impose en particulier d'indiquer sur les plans de fabrication et d'exécution les dispositions constructives relatives aux assemblages, aux dimensions et qualités des boulons et des soudures, ainsi que les nuances d'acier des éléments, en notant la limite d'élasticité maximale admise $f_{y,max}$ de l'acier devant être utilisé par le fabricant dans les zones dissipatives.

Les structures doivent être fabriquées et montées selon les normes d'exécution appropriées, l'EN 1090-2 en Europe et l'AISC 303-10 aux Etats-Unis.

5. Courbes de réponse non linéaire moment rotation d'après l'EN 1993-1-8

5.1. Introduction

Il est possible à partir de la méthode des composants de l'EN 1993-1-8 de prédire la courbe de réponse en flexion des assemblages. Cette méthode consiste à calculer pour chaque composant sa résistance et sa raideur, un composant pouvant être représenté par un ressort élastique parfaitement plastique, caractérisé par la courbe associée force-déplacement $F-\Delta$. La réponse de l'assemblage est construite à partir de la réponse individuelle de chaque composant du modèle équivalent, ce qui permet finalement de déterminer la résistance et la raideur globales de l'assemblage. Dans cette méthode, le centre de compression est supposé positionné à mi-épaisseur de la semelle inférieure, en flexion négative. En outre, l'écroûissage et les non-linéarités géométriques ne sont pas prises en considération.

En pratique, le calcul de la résistance d'un assemblage boulonné suivant l'EN 1993-1-8 nécessite de procéder en trois étapes distinctes :

- calcul de la résistance de chaque rangée de boulons tendue ;
- limitation de la résistance cumulée des rangées de boulons tendues à la valeur limite imposée soit par le cisaillement du panneau d'âme du poteau, soit par la résistance de la partie comprimée de l'assemblage (semelle comprimée de la poutre ou compression de l'âme du poteau) ;
- calcul de la résistance en flexion $M_{j,Rd}$ par sommation des résistances des rangées de boulons tendues multipliée par leur bras de levier, ce qui se traduit par l'expression suivante :

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

Eq. (5.1)

où $F_{tr,Rd}$ est la résistance de calcul effective à la traction de la rangée de boulon d'indice r ; h_r est la distance entre la rangée de boulon r et le centre de compression. La résistance à la traction d'une rangée de boulon peut être limitée par les effets de groupe avec les rangées voisines. La résistance des rangées de boulons doit être déterminée suivant une séquence qui commence par la rangée la plus éloignée du centre de compression, jusqu'à ce que le cumul des résistances en traction permette d'équilibrer la résistance des composants en compression. De plus, la résistance effective à la traction d'une rangée de boulon tendue vérifie l'équation suivante :

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

Eq. (5.2)

où $F_{t,fc,Rd}$ est la résistance associée à la flexion de la semelle du poteau et à la résistance à la traction des boulons ; $F_{t,ep,Rd}$ est la résistance pour le mécanisme impliquant la flexion de la platine et la traction des boulons ; $F_{t,wb,Rd}$ est la résistance à la traction du tronçon d'âme de poutre.

En outre, pour garantir une distribution plastique interne des forces, la résistance totale à la traction $\sum F_{tr,Rd}$ doit vérifier la condition suivante :

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

Eq. (5.3)

où $V_{wp,Rd}$ est la résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau ; $F_{c,wc,Rd}$ est la résistance de l'âme du poteau en compression ; $F_{c,fb,Rd}$ est la résistance de l'âme et de la semelle de poutre en compression.

Dans le cas d'un assemblage boulonné par platines d'about, la réponse en rotation est généralement le fruit de la déformation de la partie tendue de l'attache (semelle du poteau, platine, élongation des boulons). La zone tendue est représentée par les tronçons en Té équivalents. La correspondance entre le modèle en Té et l'élément correspondant de l'assemblage se fait par le biais des longueurs efficaces l_{eff} , reliant les modèles de ruine plastique circulaire et non circulaire et le Té équivalent. En fonction de la géométrie de l'attache, plusieurs modes de ruine plastique sont possibles, chacun étant caractérisé par une longueur efficace dans le modèle en Té. La plus petite des longueurs efficaces correspond à la résistance la plus faible. La distance entre le boulon et le raidisseur voisin (c'est-à-dire l'âme ou la semelle de poutre, le raidisseur de platine, etc) a beaucoup d'influence sur la résistance du tronçon en Té équivalent. Plus le boulon est proche de la paroi faisant office de raidisseur, plus grande est la résistance du tronçon en Té. Inversement, les boulons proches d'un bord libre non raidi conduisent à une longueur efficace plus courte et donc une résistance plus faible. Dans tous les cas, l'Eurocode 3 donne les longueurs efficaces pour les rangées de boulons isolées et pour celles en groupe. Le cas de la rangée de boulon en partie débordante d'une platine d'about raidie n'est pas très explicitement traitée, mais ne pose pas de difficulté particulière pour le praticien averti.

Quand la longueur efficace a été obtenue, la résistance du tronçon en Té équivalent est calculée comme la valeur minimale des résistances associées aux trois modes de ruine suivants :

- Le mode 1 correspond à la plastification complète de la platine tandis que les boulons restent intacts (cf. Figure 5.1a) ;
- Le mode 2 est un mode combinant à la fois la plastification de la platine et la rupture des boulons (cf. Figure 5.1b) ;
- Le mode 3 enfin ne concerne que la seule rupture des boulons, la platine n'ayant pas atteint sa réserve de résistance plastique (cf. Figure 5.1c).

L'Eurocode 3 permet aussi le calcul de la résistance initiale $S_{j,ini}$ de l'assemblage, par la formule suivante combinant les raideurs des composants de base :

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

Eq. (5.4)

où E est le module d'Young de l'acier ; k_i est la coefficient de raideur pour le composant d'indice i dans l'assemblage ; μ est un coefficient de raideur qui dépend du rapport entre le moment appliqué et le moment résistant de l'assemblage.

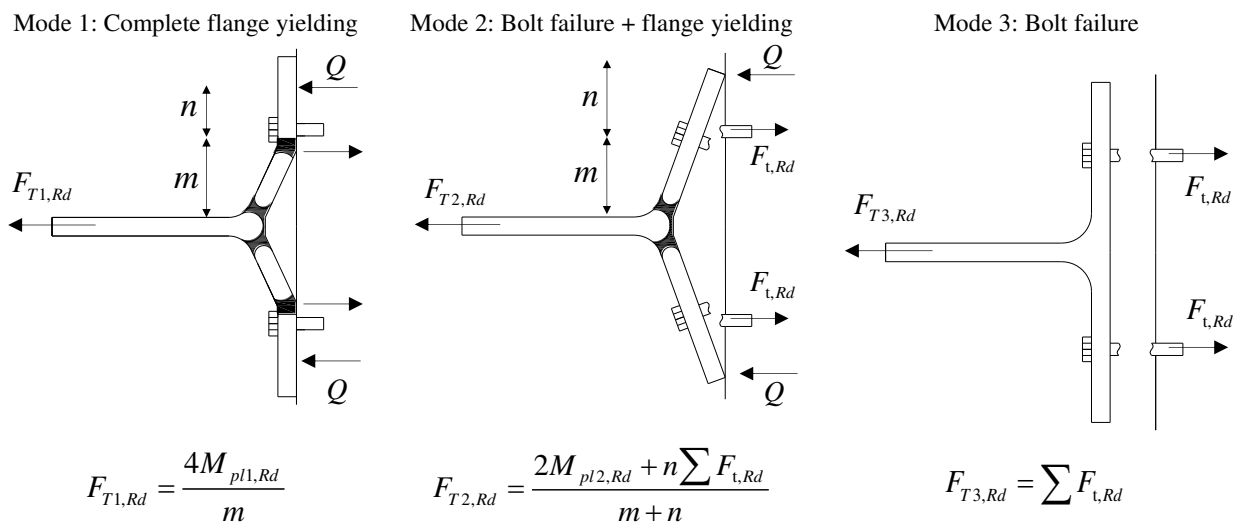


Figure 5.1 : Modes de ruine des tronçons en T

5.2. Courbes moment-rotation des assemblages avec jarrets

Les courbes moment rotation prévues par l'EN 1993-1-8 pour les assemblages avec jarrets sont déterminées afin de pouvoir les comparer avec celles issues des essais. En outre, une nouvelle approche issue du projet EQUALJOINTS et basée sur une adaptation de la méthode des composants de l'EN 1993-1-8 est utilisée. Les principales différences de cette nouvelle méthode concernent :

- la position du centre de compression ;
- le nombre de rangées de boulons actives ;
- la résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau ;
- la résistance à la compression du composant représentant la semelle de la poutre et l'âme.

D'après l'EN 1993-1-8, dans le cas d'un assemblage boulonné par platine d'about avec jarret sous moment négatif, le centre de compression se situe à mi-épaisseur de la semelle du jarret. Les dernières simulations numériques (Maris et al., 2015 ; Stratan et al., 2016) ont permis d'observer que le centre de compression est en fait situé plus haut, environ à mi-hauteur du jarret. Dans l'approche modifiée, le centre de compression sous moment négatif est considéré à mi-hauteur du jarret. Sous moment positif, le centre de compression reste bien par contre à mi-épaisseur de la semelle supérieure de la poutre.

La seconde modification porte sur les rangées de boulons actives. Dans l'approche modifiée, seules les rangées de boulons situées au-dessus de la mi-hauteur de la section (sans le jarret) sont considérées comme active sous l'effet d'un moment négatif. Sous moment positif, les seules rangées actives sont celles situées sous l'axe à mi-hauteur de la section de poutre, y compris celles dans la zone du jarret. Pour le panneau d'âme du poteau en cisaillement, la section 6.2.6.1 (6) de l'EN 1993-1-8 stipule que l'aire de cisaillement A_{vc} peut être augmentée du terme $b_s t_{wc}$ (où b_s est la largeur de la fourrure et t_{wc} l'épaisseur de l'âme du poteau). De plus, une éventuelle fourrure additionnelle sur l'autre face de l'âme n'est pas prise en compte dans le modèle de résistance. Dans le cadre du projet EQUALJOINTS, l'aire complète associée à toutes les fourrures d'âme additionnelles est prise en compte. Pour les poutres avec jarrets, l'EN 1993-1-8 définit la résistance à la compression de l'ensemble semelle et âme de poutre comme celle correspondant à la section de poutre incluant le jarret représenté par la coupe 1-1 de la Figure 5.2, tout en négligeant la présence de la semelle intermédiaire. Cependant cette hypothèse ne prend pas en compte la résistance de la poutre à l'extrémité du jarret (section 2-2 de la Figure 5.2), où se situe théoriquement la rotule plastique. Dans la procédure modifiée, ce n'est plus le terme $M_{c,Rd}$ défini en 6.2.6.7 de l'EN 1993-1-8 qui est considéré, mais le moment plastique de la poutre, projeté sur la semelle du poteau, $M_{pl,Rd}^*$, calculé par les expressions suivantes :

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

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

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

Eq. (5.5)

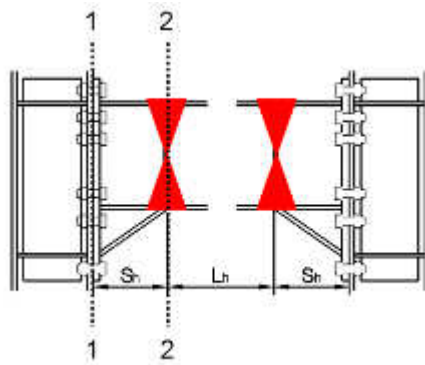


Figure 5.2 : Position des rotules plastiques dans les poutres avec jarrets

A titre de simplification, il est possible de considérer que la rotule plastique est située à l'extrémité du jarret. Les essais montrent cependant une position réelle à une distance de l'extrémité du jarret d'environ 0,3 fois la hauteur de la poutre.

En considérant pour les assemblages avec jarrets un comportement élastique de l'attache et du panneau d'âme, il n'est possible de comparer les résultats analytiques avec ceux enveloppes issus des essais pour chacun de ces composants, que sur la simple raideur. Il a donc été choisi de comparer les résultats analytiques avec ceux expérimentaux pour ce qui concerne les courbes $M_{cf}-\theta$ (moment - rotation de déplacement latéral). L'angle θ a été obtenu de manière analytique en ajoutant la rotation de l'assemblage, telle que prévue par la méthode de l'EN 1993-1-8, à la rotation élastique des bancs d'essais due aux raideurs en flexion et en cisaillement des éléments. La résistance en moment de l'assemblage a été calculée selon les règles de l'EN 1993-1-8, à partir des dimensions et des propriétés matériaux mesurées, tous les coefficients partiels étant pris égaux à 1.

Les Figures 5.3, 5.4 et 5.5 présentent les enveloppes expérimentales comparées aux prédictions analytiques pour les spécimens EH2-TS35 et EH2-TS45. On peut ainsi observer que le modèle de l'EN 1993-1-8 (« EC3 » sur les Figures) conduit à des résistances d'assemblages nettement surestimées, aussi bien sous moments positif que négatif. Cela provient du fait que l'EN 1993-1-8 ignore la résistance en flexion de la poutre à l'extrémité du jarret. L'approche modifiée (« EC3-M » sur les Figures) donne des résultats mieux adaptés, en bonne correspondance avec ceux des essais pour ce qui est de la résistance en flexion. Pour les deux approches, une bonne concordance de résultats est obtenue pour la raideur initiale. Par contre, la perte de raideur entre $2/3 \times M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$ n'est pas bien appréhendée pour les assemblages à pleine résistance.

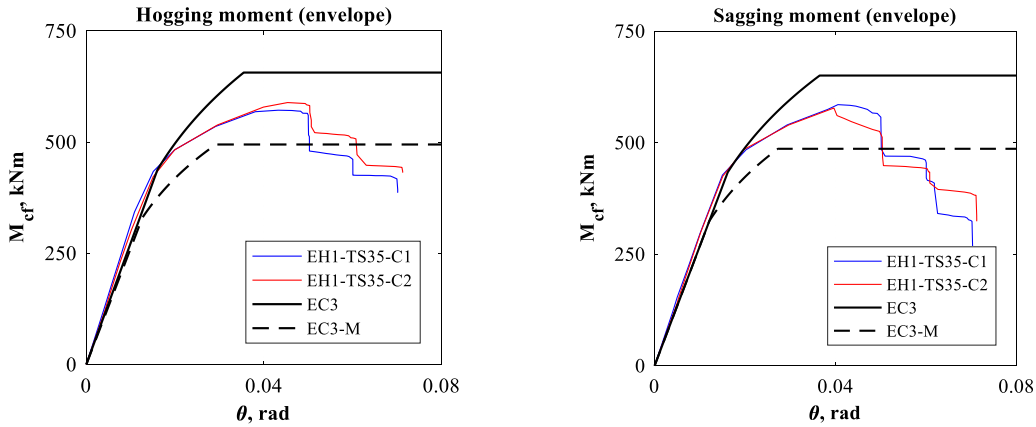


Figure 5.3 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens EH1-TS35

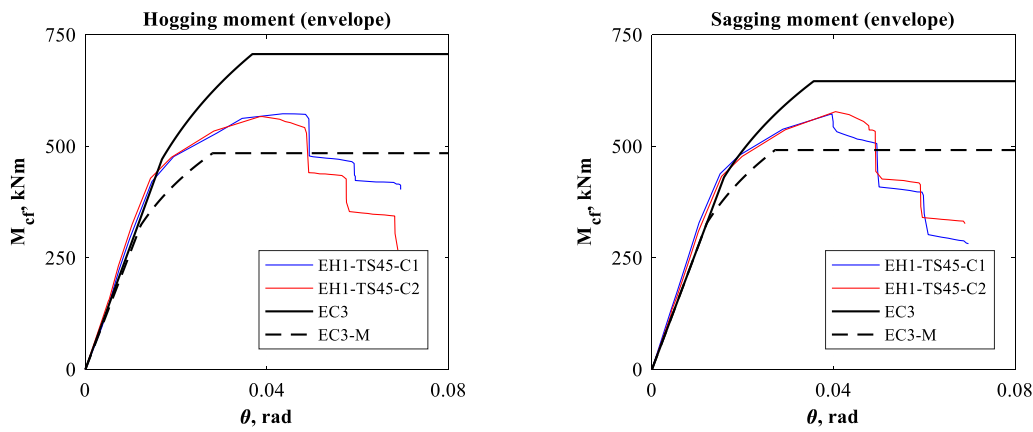


Figure 5.4 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens EH1-TS45

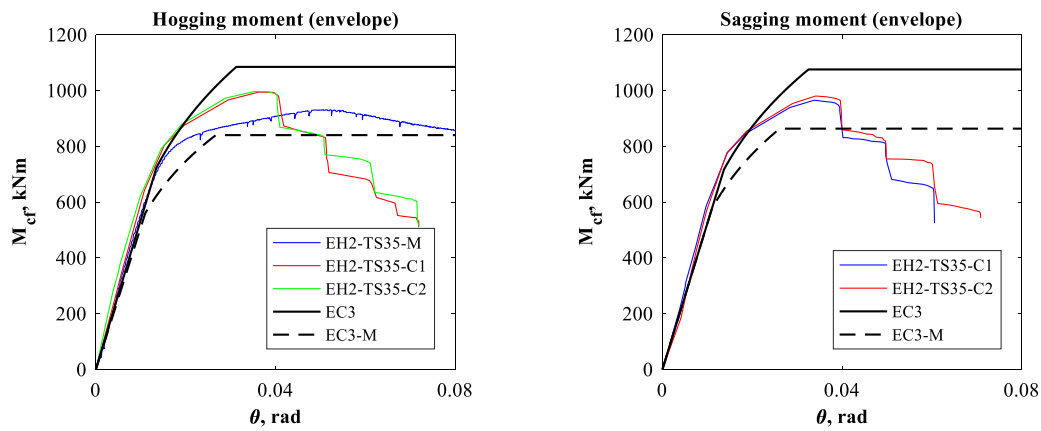


Figure 5.5 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens EH2-TS35

5.3. Courbes moment-rotation des assemblages par platines d'about raidies

Les essais ont été réalisés sur des configurations unilatérales ou bilatérales, impliquant une ou deux attaches. Les prédictions analytiques des courbes de réponse moment-rotation de déplacement latéral (ou rotation de corde) ont été comparées avec celles issues des résultats expérimentaux. Le moment retenu est celui à l'interface entre la semelle du poteau et la platine. La résistance de l'assemblage est calculée en considérant comme actives toutes les rangées de boulons situées au-dessus l'axe de symétrie horizontale de l'assemblage (c'est-à-dire une seule des rangées intérieures, immédiatement sous la semelle de la poutre).

En outre, le cisaillement du panneau d'âme du poteau (cf. § 4.2.4) constitue une source importante de déformabilité de l'assemblage. La réponse de l'assemblage (courbe $M_{b,Ed-\varphi}$), conformément aux définitions de l'EN 1993-1-8, est obtenue par addition des angles φ_c et γ (ce qui donne φ_j). La rotation φ_j , aussi notée θ , correspond à cette rotation de déplacement latéral, ou rotation de corde, obtenue en divisant la flèche par la longueur physique de la poutre. Dans ce cas, la prédiction analytique s'obtient en ajoutant la rotation de la poutre et la rotation élastique φ_c . Dans tous les cas, la résistance de la poutre à l'extrémité du raidisseur $M_{pl,Rd}^*$, où la rotule plastique est censée se former, a été considérée, puis projetée au droit de la semelle des poteaux, comme pour les assemblages avec jarrets.

Les courbes de réponse analytiques des assemblages concordent de manière satisfaisante à celles obtenues expérimentalement aussi bien pour la raideur que pour la résistance, comme illustré sur les Figures qui suivent.

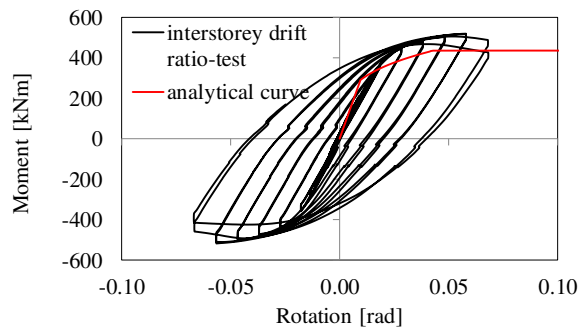


Figure 5.6 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-TS-E - Essai C1

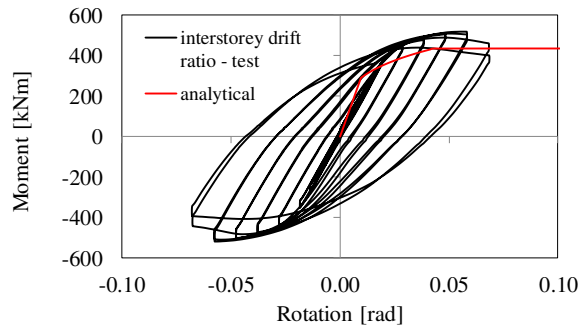


Figure 5.7 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-TS-E joints - Essai C2

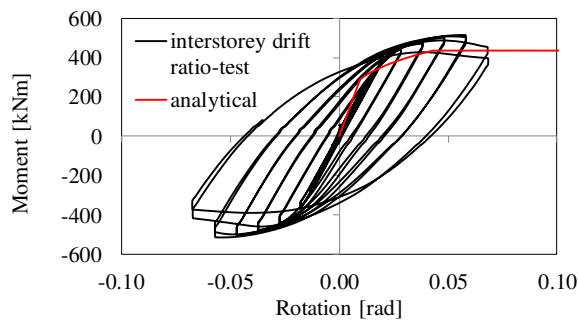


Figure 5.8 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-TS-Esp - Essai C

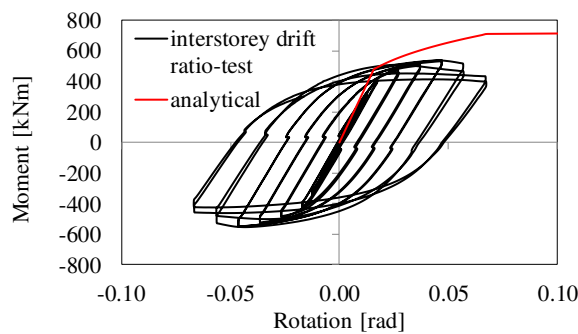


Figure 5.9 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-TS-F - Essai C1

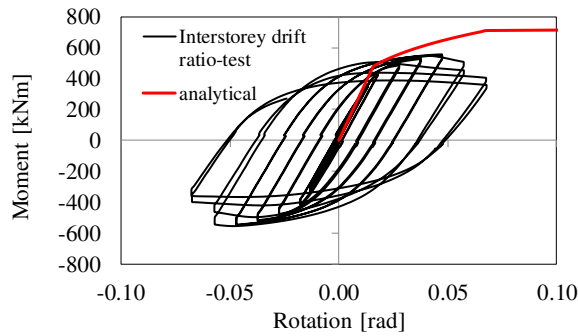


Figure 5.10 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-TS-F - Essai C2

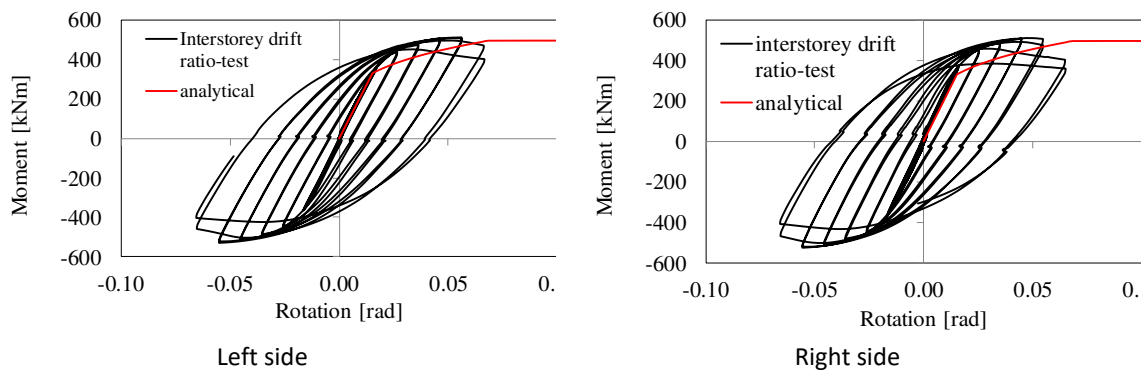


Figure 5.11 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-XS-E - Essai C1

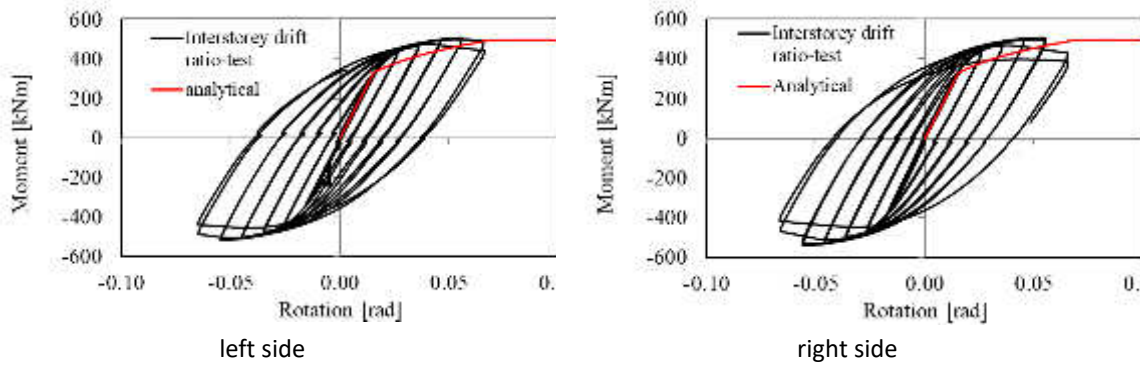


Figure 5.12 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES1-XS-E - Essai C2

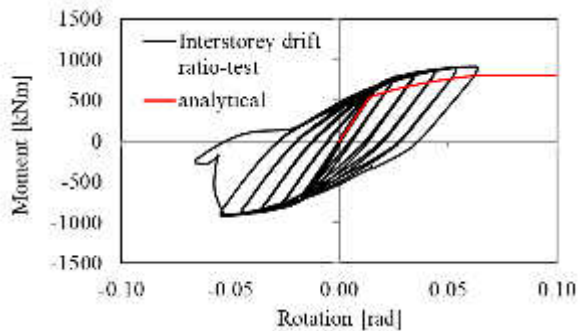


Figure 5.13 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-E - Essai C1

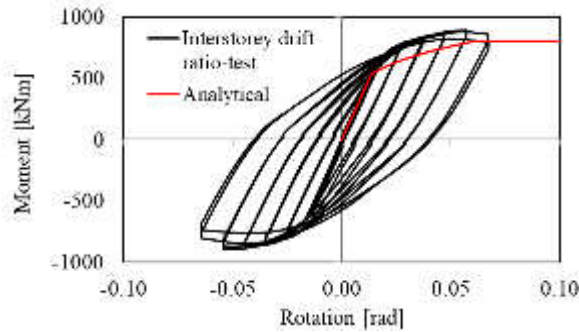


Figure 5.14 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-E joints - Essai C2

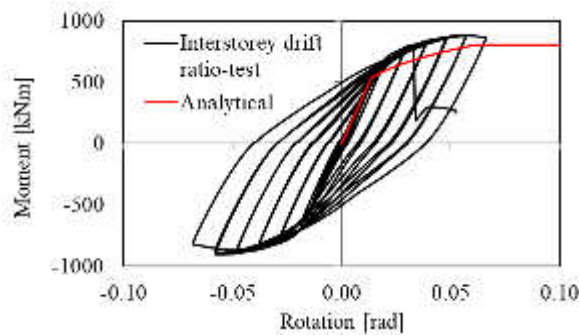


Figure 5.15 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-Esp - Essai C

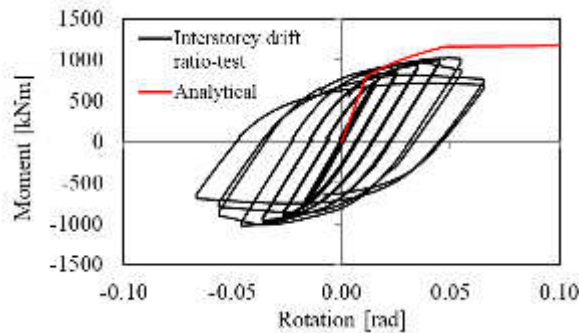


Figure 5.16 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-F - Essai C1

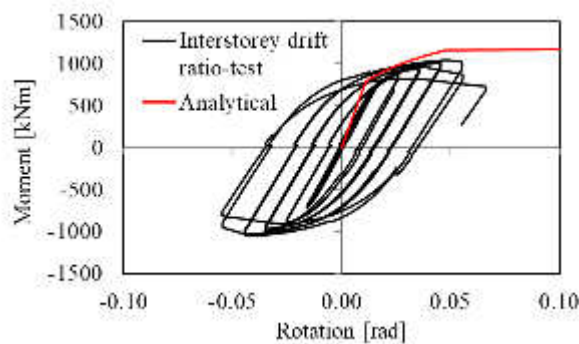


Figure 5.17 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-F - Essai C2

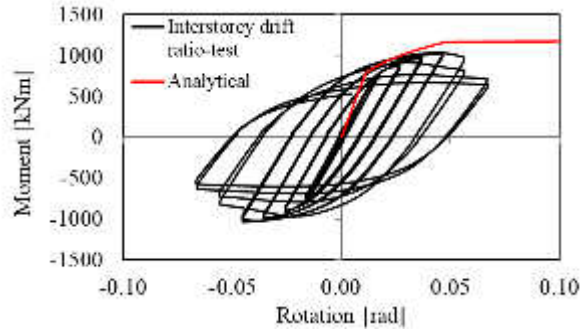


Figure 5.18 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-TS-F - Essai CA

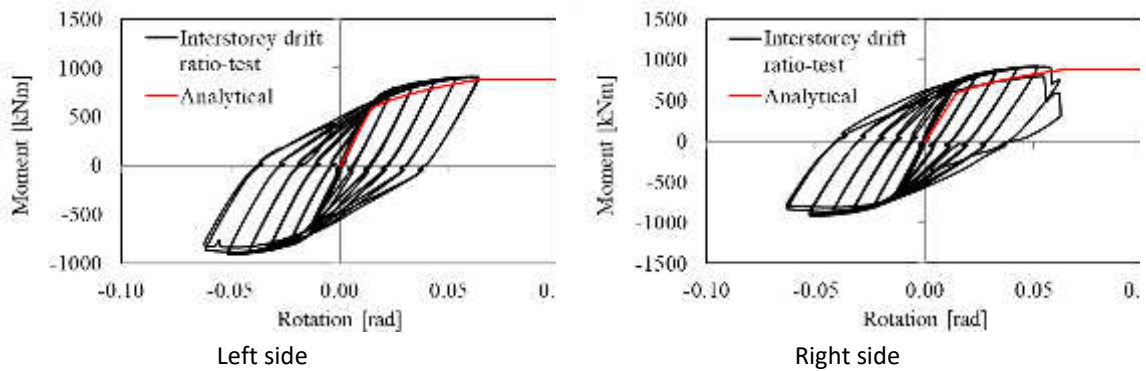


Figure 5.19 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-XS-E - Essai C1

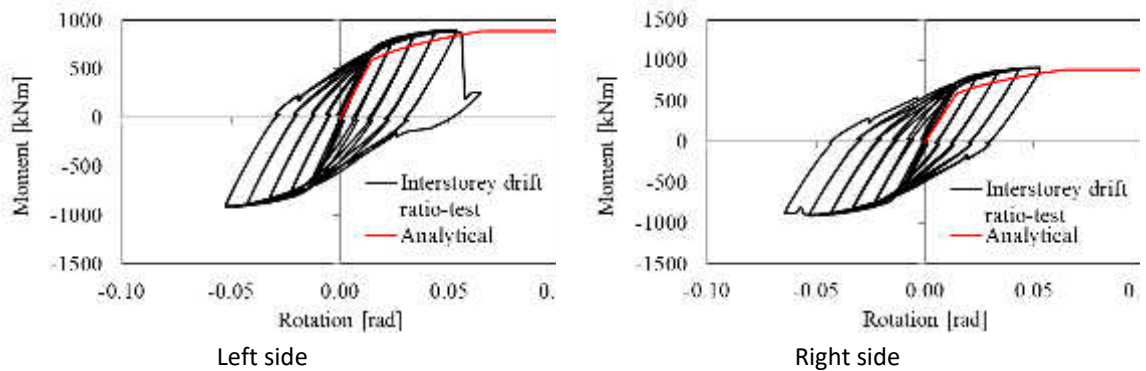


Figure 5.20 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES2-XS-E - Essai C2

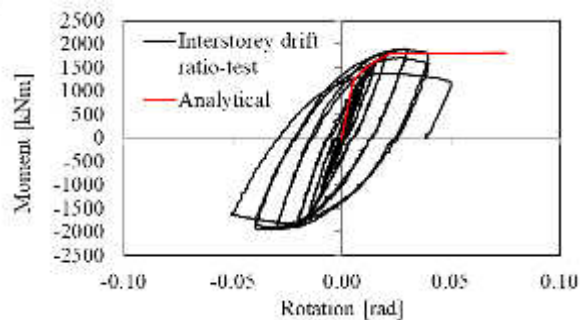


Figure 5.21 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-E - Essai C1

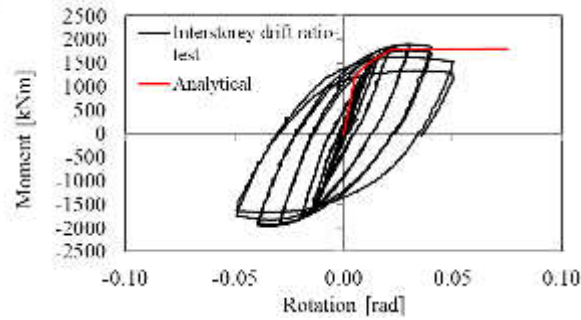


Figure 5.22 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-E - Essai C2

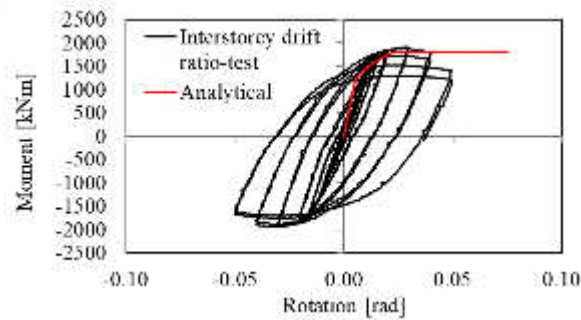


Figure 5.23 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-Esp - Essai C

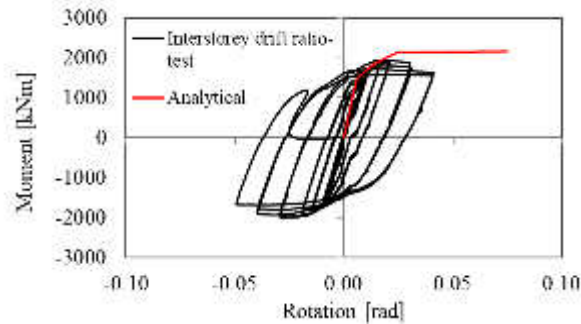


Figure 5.24 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-F - Essai C1

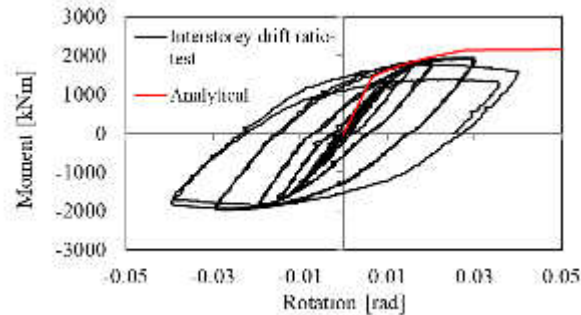


Figure 5.25 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-F - Essai C2

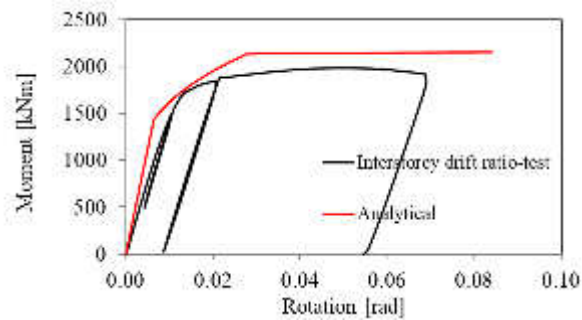


Figure 5.26 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens ES3-TS-F - Essai M

5.4. Courbes moment-rotation des assemblages par platines d'about non raidies

Les essais ont été réalisés sur des configurations unilatérales ou bilatérales, impliquant une ou deux attaches. Les prédictions analytiques des courbes de réponse moment-rotation de déplacement latéral (of rotation de corde) ont été comparées avec celles issues des résultats expérimentaux. Le moment retenu est celui à l'interface entre la semelle du poteau et la platine. La résistance de l'assemblage (attache et panneau d'âme du poteau) est calculée d'après l'EN 1993-1-8 (§ 6.2.7.2). La rotation de l'assemblage est obtenue en appliquant le § 6.3.1 de la même norme.

Finalement, les réponses des assemblages caractérisant les spécimens testés sont représentés sous la forme de courbes $M_{b,Ed} - \theta$, où θ représente la rotation de déplacement latéral, dite aussi rotation de corde, obtenue en divisant la flèche du tronçon de poutre au droit du point de chargement par la longueur du tronçon. La prédiction analytique est calculée en sommant la flèche de la poutre, la rotation élastique du poteau et la rotation de l'assemblage φ_c .

Les courbes de réponse analytiques des assemblages concordent de manière satisfaisante à celles obtenues expérimentalement aussi bien pour la raideur que pour la résistance, comme illustré sur les Figures qui suivent.

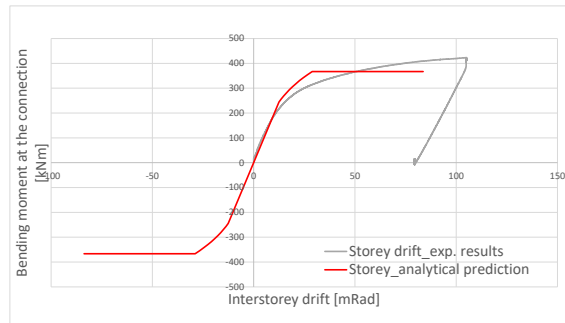


Figure 5.27 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-E - Chargement monotone

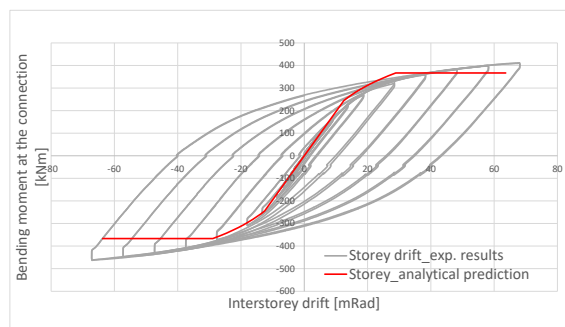


Figure 5.28 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-E - Chargement cyclique 1

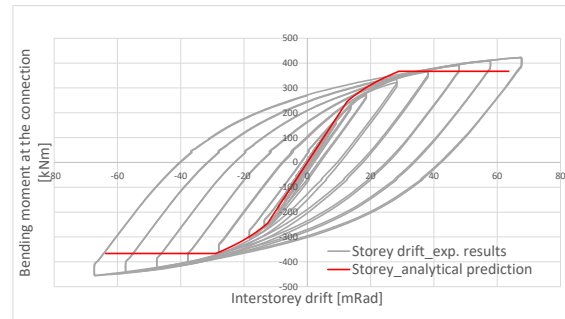


Figure 5.29 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-E - Essai cyclique 2

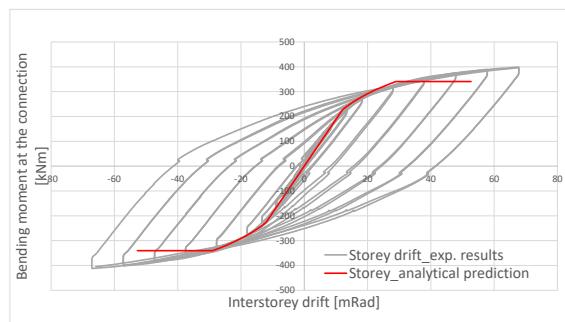


Figure 5.30 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-P - Essai cyclique 1

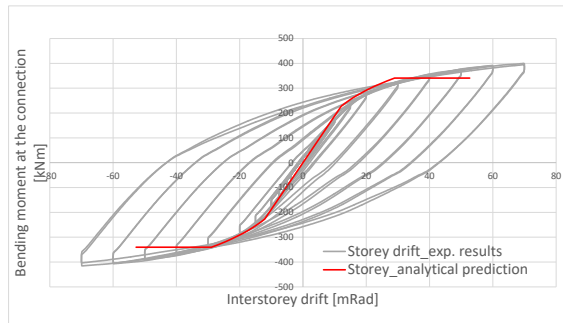


Figure 5.31 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-P - Essai cyclique 2

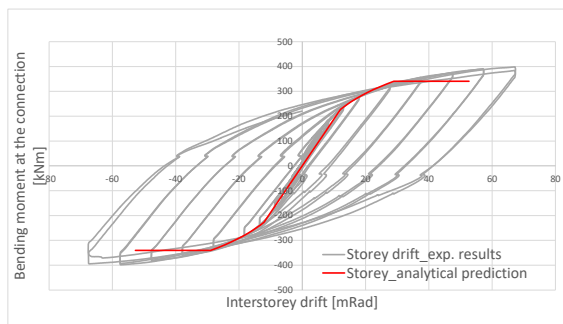


Figure 5.32 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-TB-PP - Essai cyclique

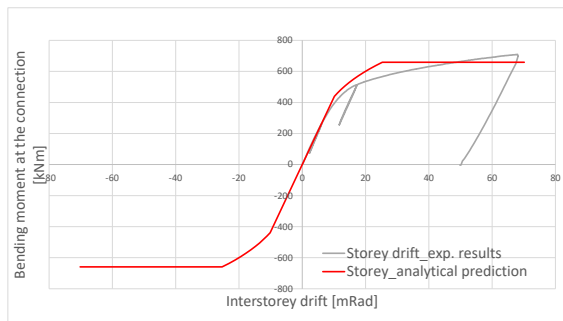


Figure 5.33 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-E - Essai monotone

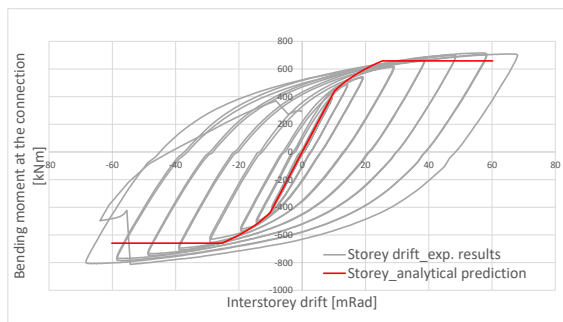


Figure 5.34 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-E - Essai cyclique 1

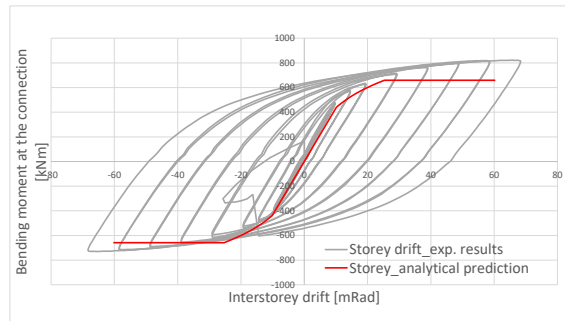


Figure 5.35 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-E - Essai cyclique 2

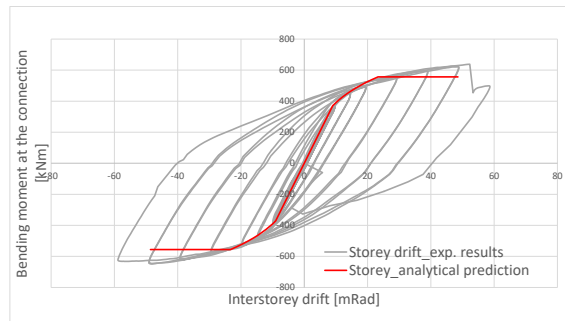


Figure 5.36 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-P - Essai cyclique 1

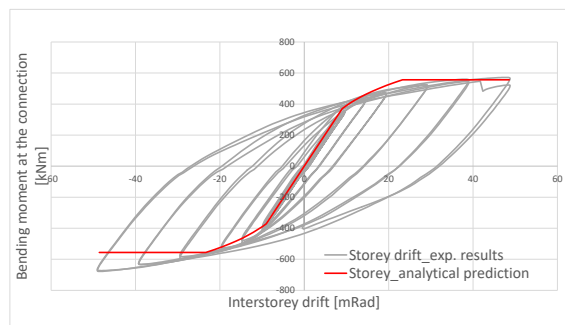


Figure 5.37 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-P - Essai cyclique 2

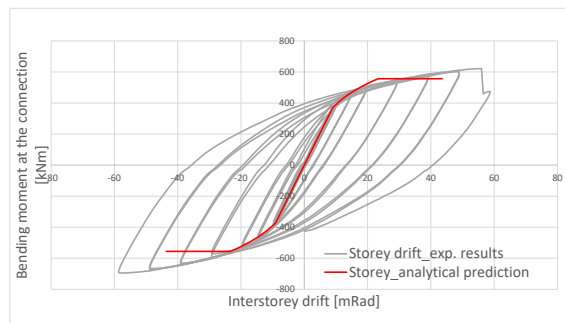


Figure 5.38 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-TB-P - Essai cyclique - Soudures avec grenailage

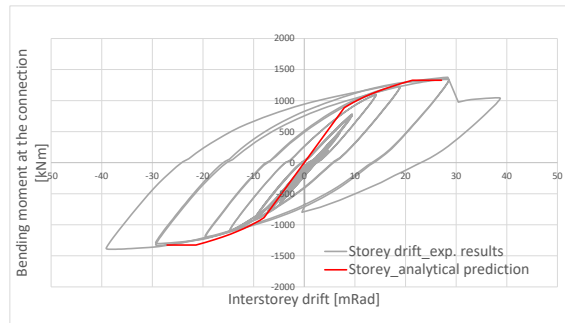


Figure 5.39 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-E - Essai cyclique 1

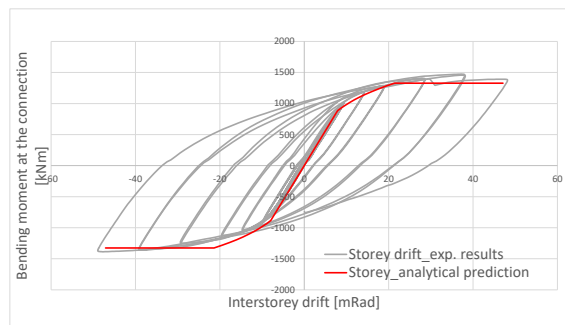


Figure 5.40 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-E - Essai cyclique 2

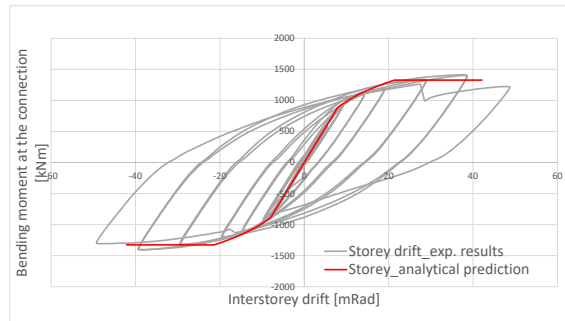


Figure 5.41 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-E - Essai cyclique avec le protocole Equaljoint

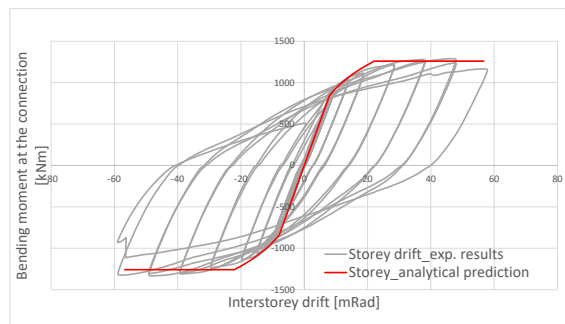


Figure 5.42 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-P – Essai cyclique 1

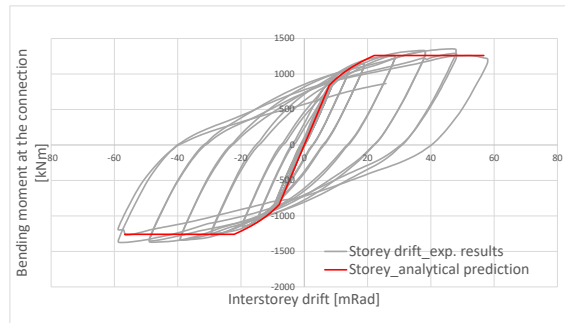


Figure 5.43 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-P - Essai cyclique 2

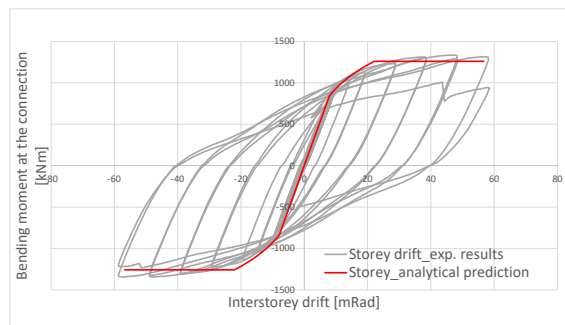
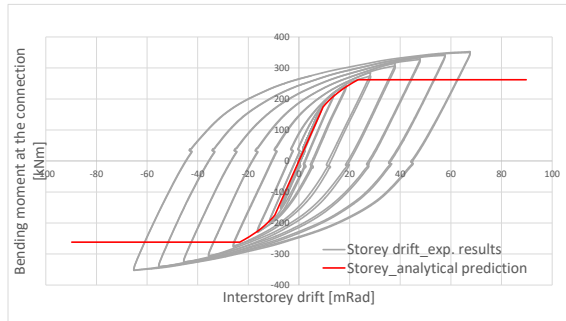
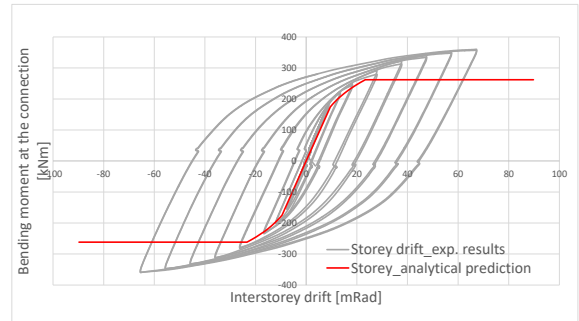


Figure 5.44 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-TB-P - Essai cyclique – Soudures avec grenailage

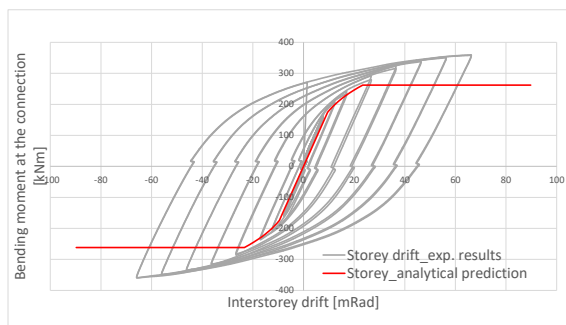


Left side

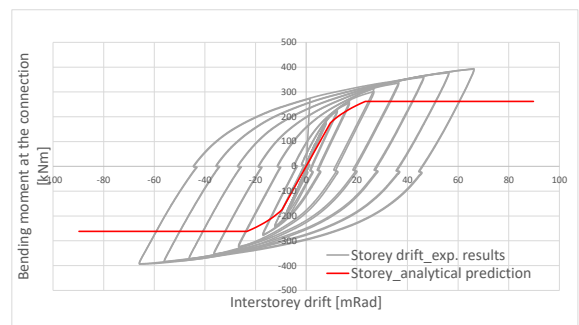


Right side

Figure 5.45 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-XW-P - Essai cyclique 1



Left side



Right side

Figure 5.46 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E1-XW-P - Essai cyclique 2

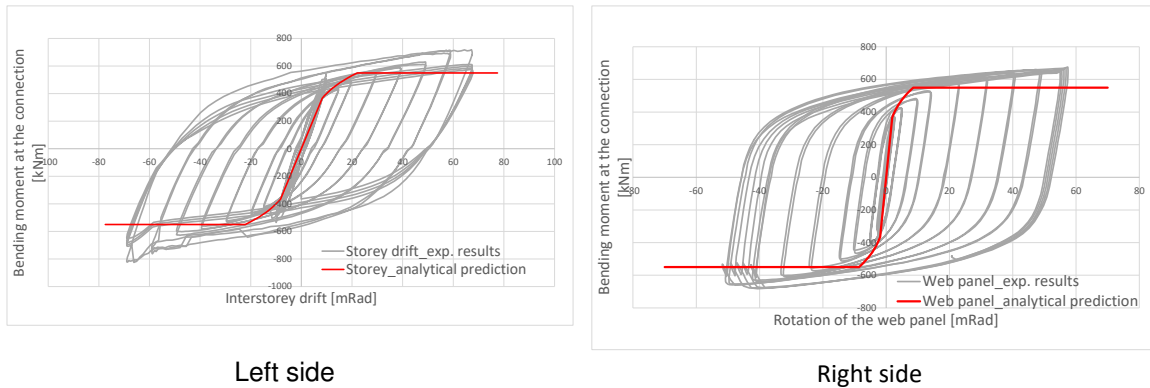


Figure 5.47 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E2-XW-P - Essai cyclique 2

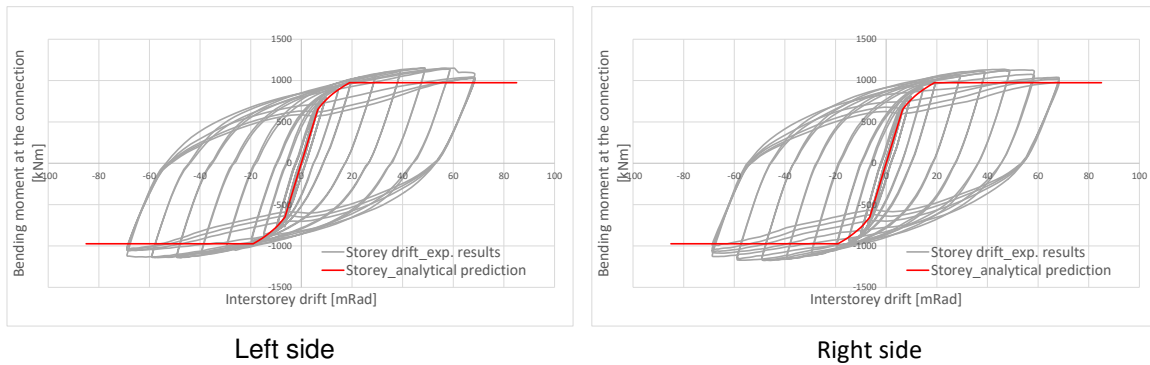


Figure 5.48 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-XW-P- Essai cyclique 1

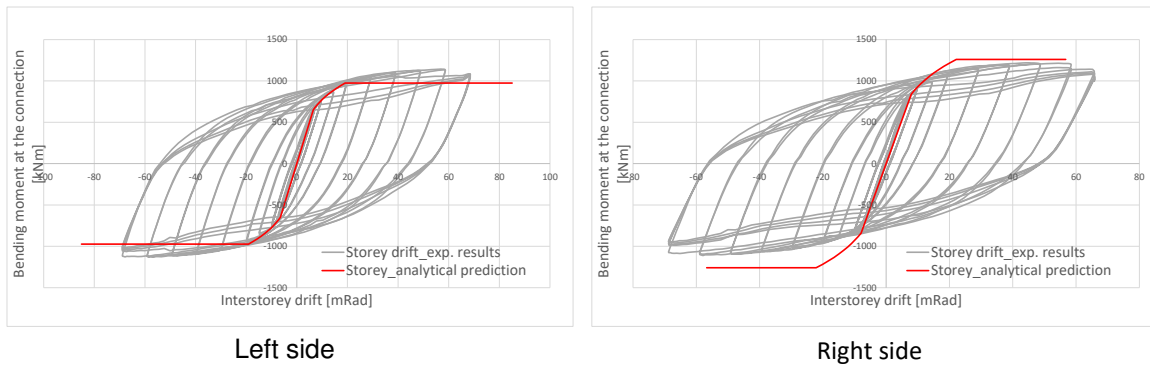


Figure 5.49 : Comparaison des enveloppes expérimentales avec les prédictions analytiques, pour les spécimens E3-XW-P - Essai cyclique 2

On peut observer d'une manière générale que les prédictions analytiques d'après l'EN 1993-1-8 concordent assez bien avec les résultats expérimentaux, aussi bien en ce qui concerne la résistance que la raideur, et ceci pour tous les assemblages. Une conclusion similaire peut être tenu pour les panneaux d'âme de poteau, tant que le bras de levier est estimé correctement. Inversement, une estimation ne plaçant pas du côté de la sécurité est constatée lorsque la résistance du panneau d'âme est calculée avec une hauteur de panneau égale à la distance entre centre de gravité des semelles de poutre, d'après l'EN 1993-1-8 Figure 6.15). Ce résultat

illustre le fait que pour les assemblages dans lesquels les rangées de boulons intérieures ont une contribution importante, l'approche simplifiée de la Figure 6.15 n'est plus de mise.

5.5. Courbes moment-rotation des assemblages de poutres à section réduite

Comme déjà mentionné, les assemblages de poutres à section réduite ont été étudiés. Ils représentent un cas particulier qui ne peut être rattaché directement aux autres assemblages traités dans le cadre de ce guide (assemblages boulonnés par platines d'about avec ou sans jarret, avec ou sans raidisseur). Cependant, afin d'illustrer le comportement typique de ces assemblages, les Figures 5.50 et 5.51 représentent les courbes moment-rotation pour les spécimens SP2 et SP4 (moment dans l'axe du poteau et déplacement latéral représenté en pourcentage de la hauteur entre étages).

NdT : le guide peut conduire ici à une certaine confusion dans la mesure où la section réduite de la poutre est assimilée à l'assemblage lui-même. Cette facilité doit être vue dans une optique d'interprétation des résultats expérimentaux.

Pour le spécimen SP2, une force maximale de 293 kips (1303 kN) a été atteinte lors des cycles correspondant à un déplacement inter-étages de 4 %. La raideur élastique était approximativement de 75 k/in (13,13 kNm). Le spécimen est resté principalement dans le domaine élastique pour des déplacements excédant 1% et les déformations plastiques ne sont réellement apparues que pour des déplacements de 2%. Le voilement local de l'âme de la poutre apparaît à 3% tandis que le voilement des semelles commence vers 4%. A l'issue des deux cycles à 4% effectués pour la pré-qualification, 5 cycles complets ont été réalisés pour un déplacement de 5%, accompagnés d'une dégradation notable de la résistance avec des voilements sévères dans l'âme et les semelles, jusqu'à l'apparition d'une rupture par fatigue oligo-cyclique. Durant le dernier cycle, la rupture est apparue simultanément dans les semelles supérieure et inférieure de la poutre, au droit de la réduction de section, en raison des fortes déformations de voilement local.

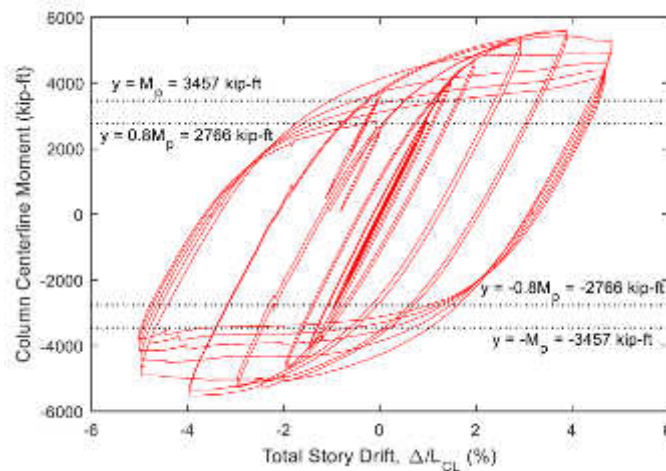


Figure 5.50 : Courbe de réponse moment-rotation d'un assemblage et d'une poutre avec réduction de section - Spécimen SP2

Pour le spécimen SP2, lors des cycles à 4% de déplacement latéral, le moment dans la poutre dépasse 80% de la résistance plastique nominale, de même que pour un déplacement de 5%. Cela permet de satisfaire au critère des « *special moment frames* » dans la section E3.6 de l'AISC 341-10 (2010). Après quelques cycles dans l'essai, la plus grande partie du déplacement latéral provient des déformations plastiques. Lorsque la section réduite plastifie, une rotule plastique se forme localement qui contribue alors principalement à la rotation au droit de l'assemblage (pris au sens large en incluant la section réduite). Il faut aussi noter, que dans les premières phases de l'essai, où la réponse reste largement dans le domaine élastique, la contribution du panneau d'âme de poteau à la déformation est significative. Cependant, celle-ci diminue progressivement lorsque s'accroît le niveau de déformation plastique et que la dissipation se concentre principalement dans la section réduite.

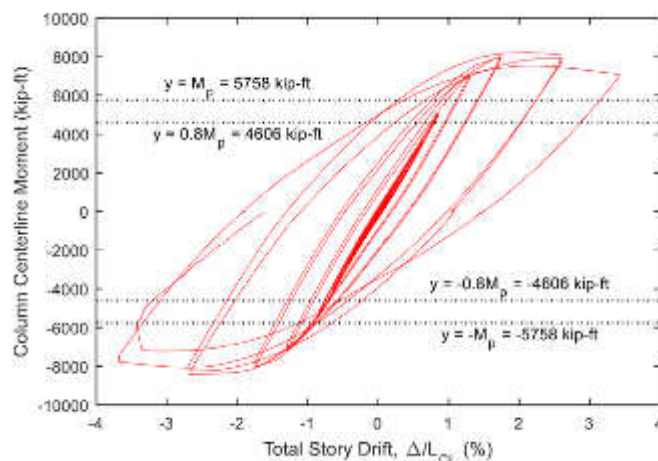


Figure 5.51 : Courbe de réponse moment-rotation d'un assemblage et d'une poutre avec réduction de section - Spécimen SP4

Un comportement quasiment similaire a été observé pour le spécimen SP4. Ce dernier, comme le spécimen SP2, a été testé suivant la procédure basée sur l'AISC 341-10 (2010). L'essai a été réalisé jusqu'à un déplacement latéral approchant 4%, à partir duquel l'arrêt fût imposé par des problèmes de stabilité latérale, caractérisé par d'importantes déformations hors plan et des déformations en torsion significatives dans la section du poteau.

Le spécimen est resté dans le domaine élastique pour des déplacements supérieurs à 1%, tandis que les déformations plastiques ne sont apparues réellement que pour des déplacements latéraux d'environ 2%. La plastification et le voilement local de l'âme ont été constatés à partir de 3%, alors que le voilement de semelle est intervenu pour les déplacements de 4%, avec une dégradation importante de la résistance et un voilement encore plus prononcé de l'âme. L'essai fût stoppé à environ 4% en raison des limitations du système de maintien latéral dans le banc d'essai.

Comme pour le SP2, la résistance de l'assemblage SP4 est resté au-dessus de 80% de la valeur nominale de sa résistance plastique pour les cycles à 4% de déplacement latéral. On doit cependant remarquer que sur la Figure 5.18, le moment affiché est calculé au niveau de l'axe du poteau, d'après l'AISC 341-10 : il apparaît ainsi nettement plus élevé que le moment plastique alors que les marges de sur-résistance sont en réalité plus faibles. Le rapport entre le moment appliqué au niveau de la section réduite et le moment résistant de cette section réduite reste supérieur à 80% de la résistance plastique nominale.

Dans la section K2.8 de l'AISC 341-10 (2010), il est important de remarquer que les critères de pré-qualification d'une assemblage poteau-poutre imposent de satisfaire à des exigences concernant aussi bien la résistance que l'angle relatif au déplacement latéral. Pour un portique de type « *special moment frame* », l'exigence sur le déplacement latéral impose que le spécimen soit capable de subir au minimum un cycle complet avec un déplacement d'au moins 4%. L'exigence en résistance est que pour un déplacement latéral de 4%, l'assemblage soit capable de transmettre un moment au moins égal à 80% de la résistance plastique. Sur cette base, le comportement du spécimen SP2 est compatible avec ces exigences.

Il faut enfin observer que la présence d'un maintien latéral au droit de la section réduite peut engendrer des effets négatifs sur la pré-qualification du spécimen. L'AISC 358-10 définit les limites pour les poutres avec réduction de section et traite du maintien latéral au § 5.3.1 (7). D'après cette référence, il est possible de ne pas disposer d'un maintien latéral au droit de la section réduite en présence d'une dalle béton au droit de cette même section.

6. Comportement des assemblages testés sous chargement cyclique

La caractérisation du comportement des assemblages décrite dans cette section est obtenue selon la procédure décrite en Figure 6.1. En particulier, la Figure 6.1 a) concerne les assemblages avec jarrets et ceux avec platines d'about raidie, en conformité avec l'EN 1998-1. Pour ces assemblages, la principale source de dissipation d'énergie provient de la poutre, le raidissage (jarret, raidisseurs) ayant une influence sur le comportement d'ensemble. Les résultats issus de ces courbes expérimentales permettent d'évaluer le comportement sismique des assemblages poteau poutres.

Pour les assemblages par platines d'about non raidies, les principales sources de déformation proviennent des attaches et des panneaux d'âme de poteaux. Comme les éléments attachés n'ont pratiquement pas d'influence sur le comportement d'ensemble, la seule rotation de l'assemblage, en conformité avec l'EN 1993-1-8 peut être choisi comme le paramètre représentatif des performances de l'assemblage, comme illustré sur la Figure 6.1 b). Ceci explique aussi les symboles différents utilisés sur les deux courbes.

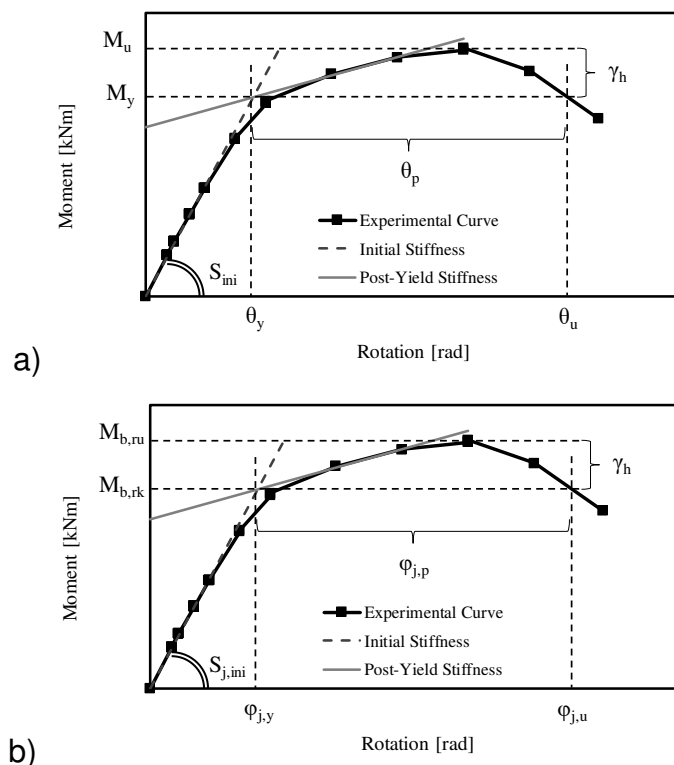


Figure 6.1 : Paramètres de comportement des assemblages : a) rotation de corde totale (rotation de déplacement latéral) selon AISC341-16 et EN 1998-1; b) rotation d'assemblage (attache et panneau d'âme) selon EN 1993-1-8

6.1. Assemblages avec jarrets

La modélisation proposée pour les assemblages avec jarrets (type a) est illustrée sur les schémas suivants. Trois cas sont traités : (a1) pour les assemblages unilatéraux, (a2) pour les assemblages bilatéraux dans les systèmes en portiques et (a3) pour les assemblages bilatéraux pour les systèmes combinés en portiques avec contreventement, centré ou excentré. La hauteur du panneau d'âme est prise égale à h_b+h_h , où h_h est la hauteur de section du poteau et h_b celle de la poutre (voir Figure 6.2). Les poutres sont modélisées à leur extrémités par des éléments avec une grande raideur en flexion, sur une longueur s_h à compter des semelles de poteaux, où s_h est la longueur de jarret. La diagonale, le cas échéant, est reliée au point de pivot du modèle « en ciseaux », c'est-à-dire à l'extrémité du tronçon rigide représentant les dimensions du panneau d'âme.

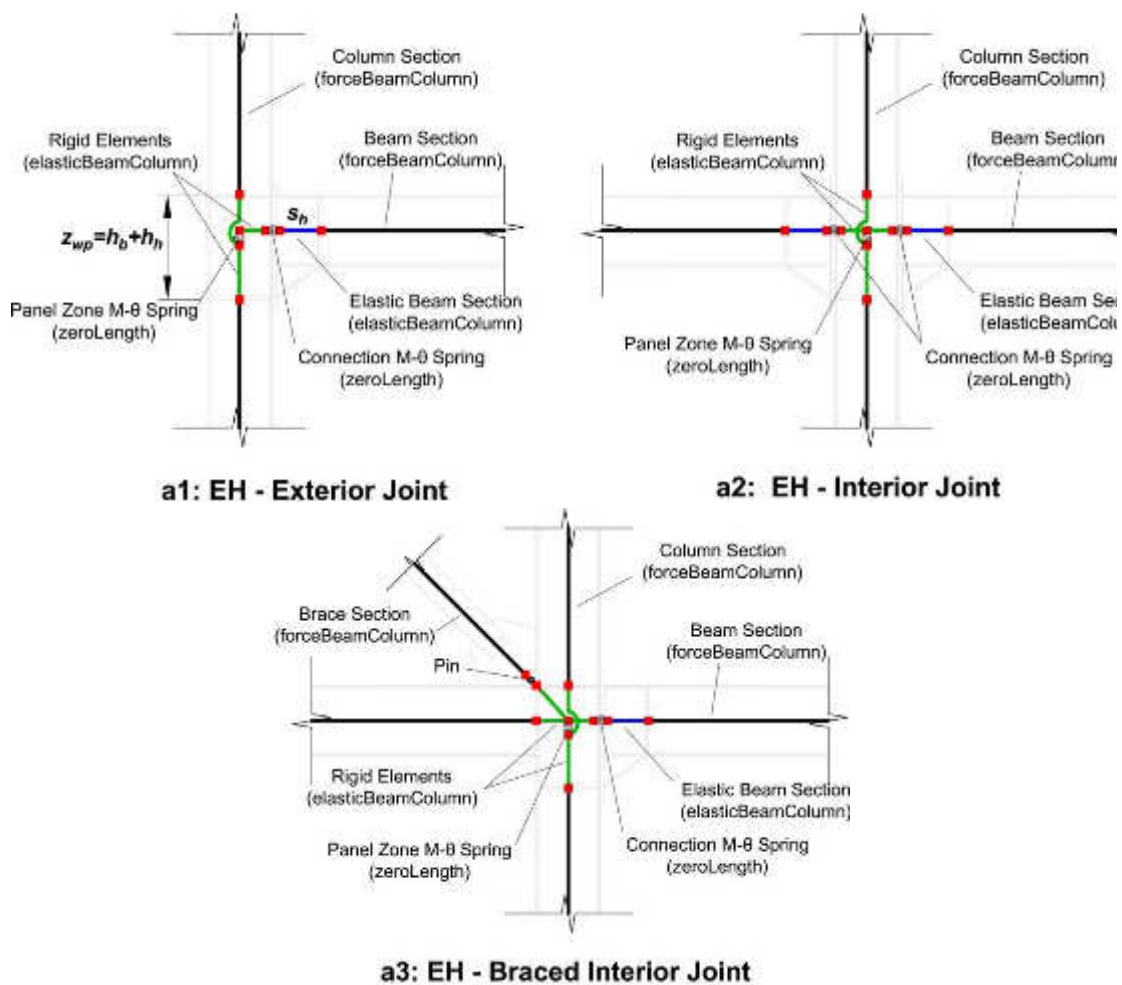


Figure 6.2 : Modélisation des assemblages avec jarrets

Une bonne estimation des propriétés en raideur et en résistance des assemblages avec jarrets est donnée par la suite. Les valeurs proposées ont été obtenues sur la base de simulations numériques et de données expérimentales sur les assemblages pré-qualifiés, au sein d'un ensemble de bâtiments représentatifs. La validité de ces valeurs est limitée au domaine d'application, à savoir des bâtiments avec ossatures en portiques dont la portée est comprise entre 6 et 8 m, la hauteur inter-étages est limitée entre 3,5 et 4 m et le profilé des poutres varie de IPE 360 à IPE 600. Cette première estimation doit cependant être actualisée une fois connue la géométrie définitive afin d'obtenir une évaluation plus précise du comportement de la structure.

La résistance est normalisée par rapport à la résistance plastique de la poutre calculée au niveau de la semelle du poteau, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$. La raideur est normalisée par rapport à la raideur flexionnelle de la poutre : $S_b = E I_b / L_b$. La résistance normalisée est compatible avec les principes de dimensionnement en capacité. Les valeurs de raideurs normalisées sont les moyennes pour chaque groupe d'assemblages.

Type d'assemblage	Géométrie	Résistance		Raideur	
		Attache	Panneau d'âme	Attache	Panneau d'âme
EH-S: Pleine résistance avec panneau d'âme fort	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$S_{con,ini} = 80$ S_b	Nœud ext. : $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 55$
			Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nœud int. : $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 55$
EH-B: Pleine résistance avec panneau d'âme intermédiaire	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$S_{con,ini} = 65$ S_b	Nœud ext. : $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 31$
			Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nœud int. : $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 31$

Notes :

i) Les ressorts modélisant les assemblages ont un comportement non linéaire élasto-plastique, avec une pente de 1% sur le plateau plastique représentant l'écroûissage. La capacité de rotation plastique est prise égale à 18 mrad selon ASCE 41-13, Tableau 9.6, plastification des boulons. Il est possible d'intégrer le comportement de l'assemblage dans l'analyse globale en assignant un modèle de type Ibarra-Medina-Krawinkler au degré de liberté en rotation du ressort.

ii) Le ressort représentant le panneau d'âme est issu du modèle tri-linéaire bien connu (!) de Krawinkler (cf. Gupta et Krawinkler, 1999). La valeur de résistance proposée correspond à la première plastification (panneau). Une pente d'écroûissage post-élastique de 1,5 % est considérée. Dans le logiciel OpenSEES, le comportement du panneau d'âme peut être pris en compte en sélectionnant un matériau « Hysteretic » ou « Steel02 » pour le ressort en rotation.

iii) Quand le panneau d'âme est modélisé (a) sous la forme d'un parallélogramme avec des côtés rigides et des articulations ou (b) avec un macro-modèle Joint2D, les comportements cinématiques et les propriétés des ressorts en rotation sont identiques. Dans ce cas, la raideur élastique vaut :

$$S_{wp} = (V_{wp}/\gamma) z_{wp}$$

iv) Quand le panneau d'âme est modélisé avec un modèle ciseaux, les valeurs en raideurs et résistances du ressort en rotation (calculées par l'approche de Krawinkler) doivent être modifiées (voir par exemple Charney et Downs, 2004).

6.1.1. Caractérisation du comportement des assemblages testés

Afin d'établir les premiers résultats sur le comportement des assemblages, les enveloppes expérimentales des spécimens testés sous charges cycliques sont établies en premier lieu. Jusqu'à l'atteinte du moment maximal, l'enveloppe a été construite en reliant les points aux pics de moments pour chaque cycle de chargement, tandis qu'après le moment maximal, les points correspondant aux plus grandes valeurs de moment pour une déformation donnée ont été utilisés. La Figure 6.3 a) montre les enveloppes sous moments positifs et négatifs établies pour le spécimen EH2-TS35-C1 (assemblage unilatéral). La Figure 6.4 a) montre les enveloppes sous moments positifs et négatifs établies pour le spécimen EH2-XB35-C1 (assemblage bilatéral). La raideur initiale (S_{ini}) est obtenue en ajustant une droite correspondant au mieux aux points de l'enveloppe pour des valeurs de moments inférieures à 0,7 fois la valeur maximale (M_{max}).

Le moment limite (M_y) a été trouvé comme l'intersection des droites de raideur initiale et de raideur tangente (Figures 6.3 b et 6.4 b). La droite de raideur tangente est déterminée en ajustant au mieux les points de la courbe $M_{cf}-\theta$ situés entre $0,8 \times M_{max}$ et M_{max} . La déformation ultime enfin est obtenue comme le point de la courbe $M_{cf}-\theta$ à partir duquel la perte de résistance à compter de la résistance maximale est supérieure à 20% (Figures 6.3 b et 6.4 b).

Pour chaque essai cyclique, les paramètres définis précédemment sont calculés pour les enveloppes positive et négative. Pour la raideur initiale (S_{ini}), le moment limite (M_y) et le moment maximal (M_{max}), les valeurs moyennes pour les enveloppes positive et négative ont été déterminées. Quant au déplacement latéral ultime (θ_u), c'est la valeur minimale qui a été retenue.

Tous les résultats ainsi obtenus sont reportés dans le Tableau 6.1. En outre, le coefficient d'écroûissage (γ_h) a été calculé comme le rapport entre le moment maximal M_{max} et le moment limite M_y . De même, la déformation plastique ultime ($\theta_{pl,u}$) est obtenue comme la différence entre la déformation ultime (θ_u) et la déformation associée au moment limite M_y (estimée à partir de la raideur initiale).

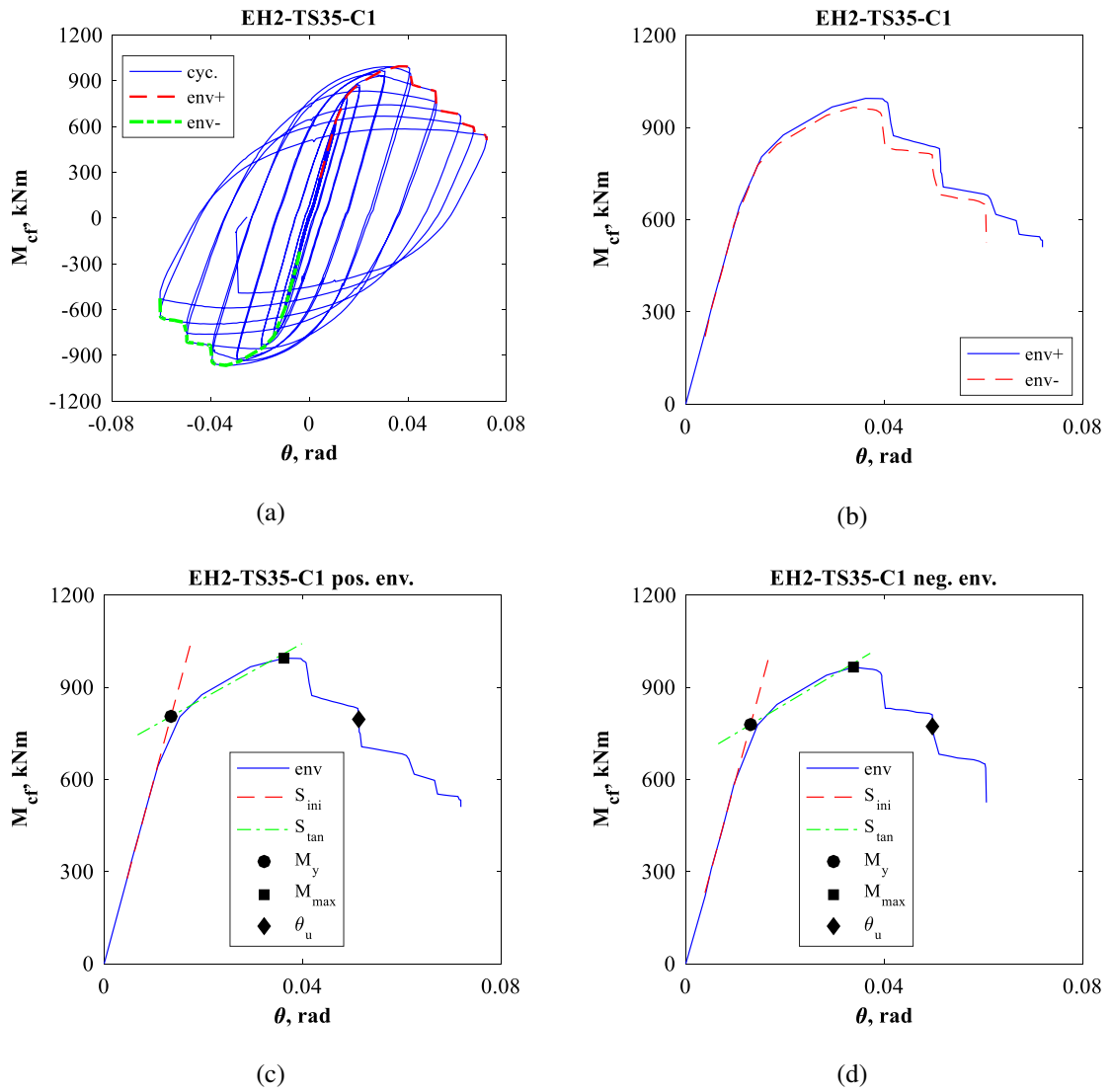


Figure 6.3 : EH2-TS35-C1:

- a) Cycles hystériques et enveloppe ; b) enveloppes positive et négative ;
 c) Courbe M_{cf} - θ pour l'enveloppe positive ; d) Courbe M_{cf} - θ pour l'enveloppe négative

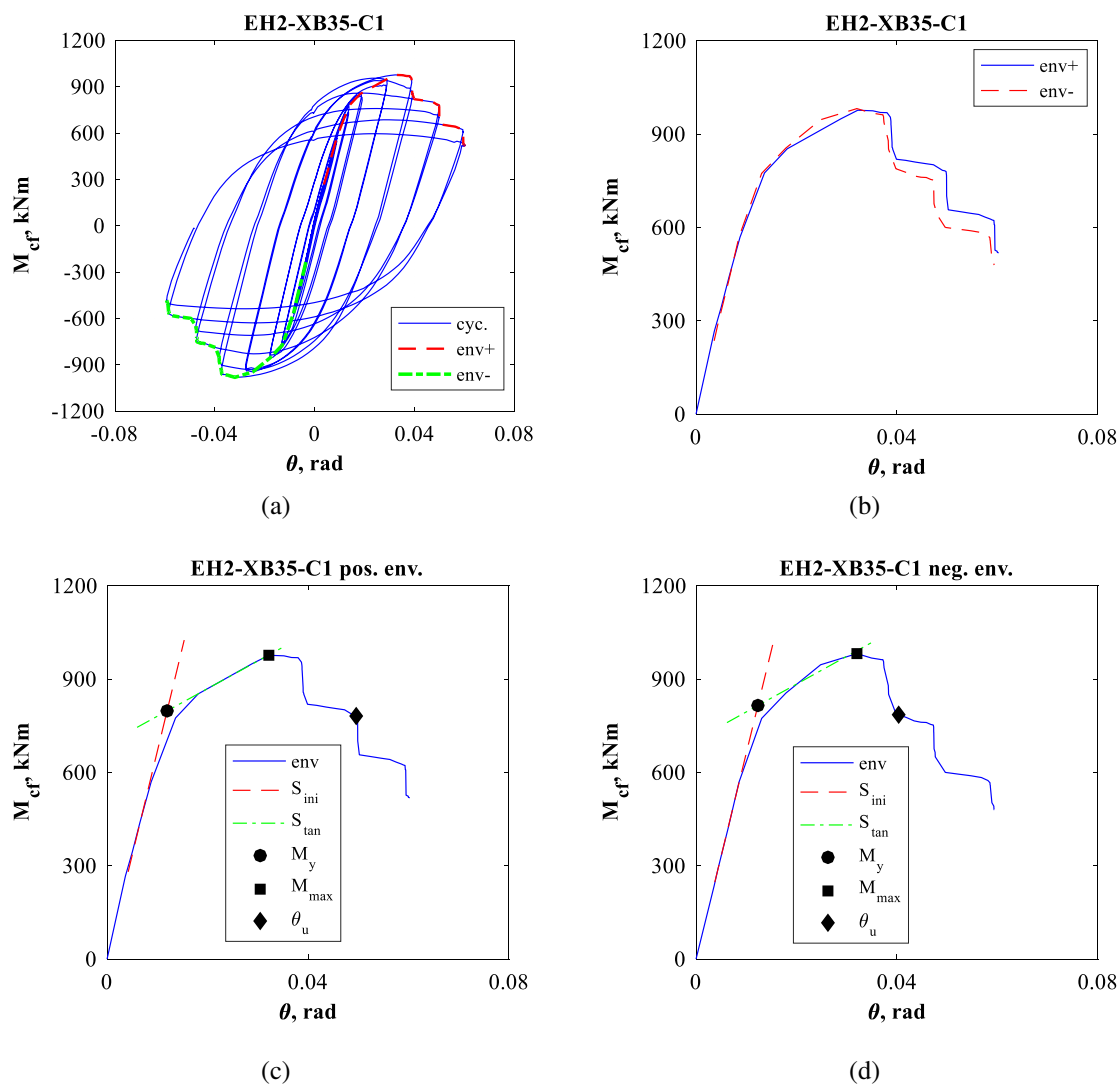


Figure 6.4 : EH2-XB5-C1 :

- a) Cycles hystériques et enveloppe ; b) enveloppes positive et négative ;
 c) Courbe $M_{cf} - \theta$ pour l'enveloppe positive ; d) Courbe $M_{cf} - \theta$ pour l'enveloppe négative

On peut remarquer que le coefficient d'écroissage γ_h prend des valeurs relativement uniformes pour tous les spécimens, avec une valeur moyenne de 1,21. Le déplacement latéral ultime θ_u est généralement supérieur à 40 mrd (cette valeur étant l'exigence minimale spécifiée dans l'ANSI/AISC 341-16 pour les portiques de type « *special moment frames* »). Le déplacement latéral ultime décroît progressivement quand la hauteur de la poutre augmente. De plus, pour les poutres avec les sections les plus hautes et des jarrets à 45° (EH3-TS45-C1 et EH3-TS45-C2), le déplacement latéral ultime, d'environ 37 mrd, devient inférieur à l'exigence minimale. De même, la rotation plastique (θ_p) reste généralement supérieure à 30 mrd, à l'exception des spécimens avec des poutres de grande hauteur et des jarrets de 45°, pour lesquels la valeur atteinte

fut de 27 mrd. De plus pour le spécimen EH2-XB35-C1 (assemblage bilatéral avec une poutre en IPE 450 et un jarret à 35°) des rotations ultimes plus faibles ont été obtenues ($\theta_u = 40$ mrd et $\theta_p = 38$ mrd). Ce résultat est attribué au fait que le spécimen comprenne un poteau de grande section, que le ratio hauteur de poutre sur portée ait diminué, ce qui augmente l'influence des efforts tranchants. Le Tableau 6.1 donne les valeurs moyennes pour les enveloppes positive et négative de la raideur initiale (S_{ini}), du moment limite (M_y) and du moment maximal (M_{max}). Les valeurs minimales des rotations ultimes et plastiques de la zone de l'assemblage sont aussi affichées. Des valeurs plus détaillées de ces deux paramètres sont aussi données dans le Tableau 6.2. Les rotations ultimes sous cycles négatifs sont en général légèrement inférieures que celles pour les cycles positifs.

Tableau 6.1 : Paramètres caractérisant le comportement des assemblages avec jarrets issus des essais (EN 1998-1)

Specimen	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

**Table 6.2 : Rotations ultimes et plastiques pendant les essais
des assemblages avec jarrets**

Spécimen	θ_u [rad]			θ_u [rad]		
	M > 0	M < 0	min	M > 0	M < 0	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. Influence de la hauteur de poutre

L'influence de la hauteur de poutre sur la réponse des assemblages peut être discutée à partir de la Figure 6.5 pour les configurations unilatérales avec des jarrets à 35° et de la Figure 6.6 pour les configurations unilatérales avec des jarrets à 45°. Quand la hauteur de la poutre augmente, le voilement intervient plus tôt et la pente de la courbe après l'atteinte de la valeur maximale s'accroît. Ce même phénomène est observé pour les jarrets à 45°. En outre, la rotation ultime diminue avec l'augmentation de la hauteur de poutre.

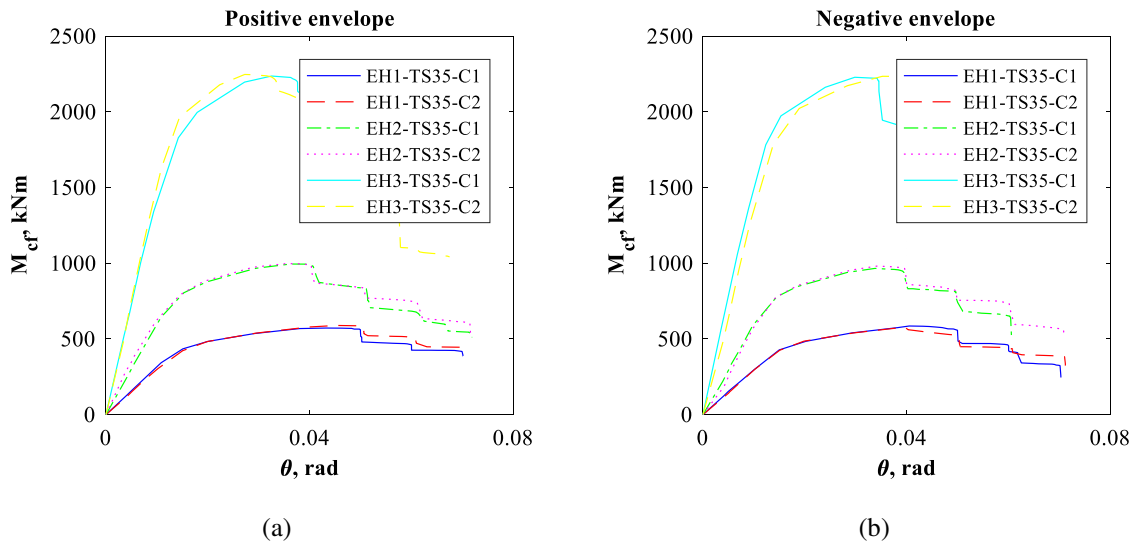


Figure 6.5 : Influence de la hauteur de poutre pour des assemblages unilatéraux avec des jarrets à 35° : a) enveloppes positives et b) enveloppes négatives

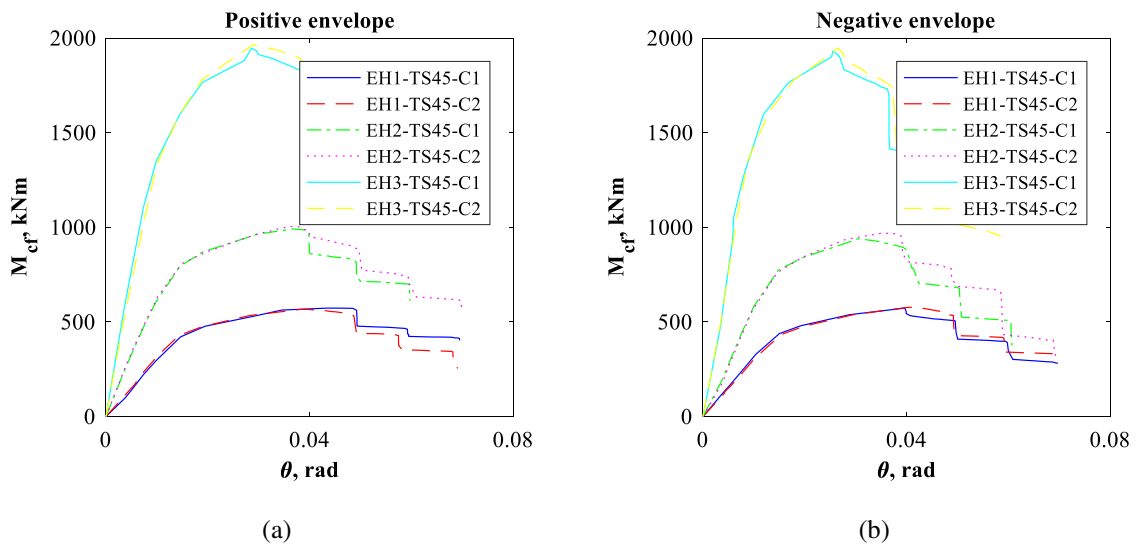


Figure 6.6 : Influence de la hauteur de poutre pour des assemblages unilatéraux avec des jarrets à 45° : a) enveloppes positives et b) enveloppes négatives

6.1.3. Influence de la hauteur du jarret

L'influence de la hauteur du jarret peut être analysée par comparaison des spécimens des groupes 1 et 2 (Tableau 2.3). A partir des enveloppes représentées sur les Figures 6.7 et 6.8 et des résultats du Tableau 6.1, on peut observer que les assemblages avec des jarrets à 45° se caractérisent par des dégradations de résistance plus rapides après l'atteinte du moment maximal, ainsi que par des rotations ultimes plus faibles. Si cet écart reste peu marqué pour les spécimens avec des poutres IPE 360, il devient important pour ceux avec des hauteurs de poutres croissantes (IPE 450 et IPE 600). La résistance plus importante du spécimen EH3-TS35, par comparaison avec le EH3-TS45, que l'on peut observer sur la Figure 6.9, s'explique par le fait que les deux séries ont été fabriquées à partir de lots différents, la limite d'élasticité de l'acier du lot pour le premier spécimen étant plus importante.

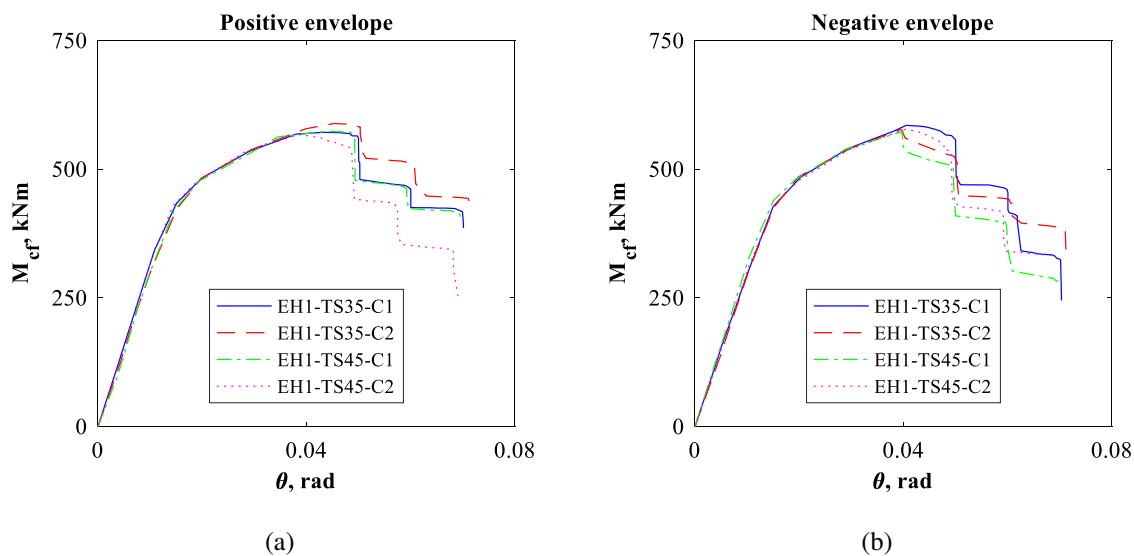


Figure 6.7 : Influence de la hauteur de jarret pour des spécimens avec IPE360 :
a) enveloppes positives et b) enveloppes négatives

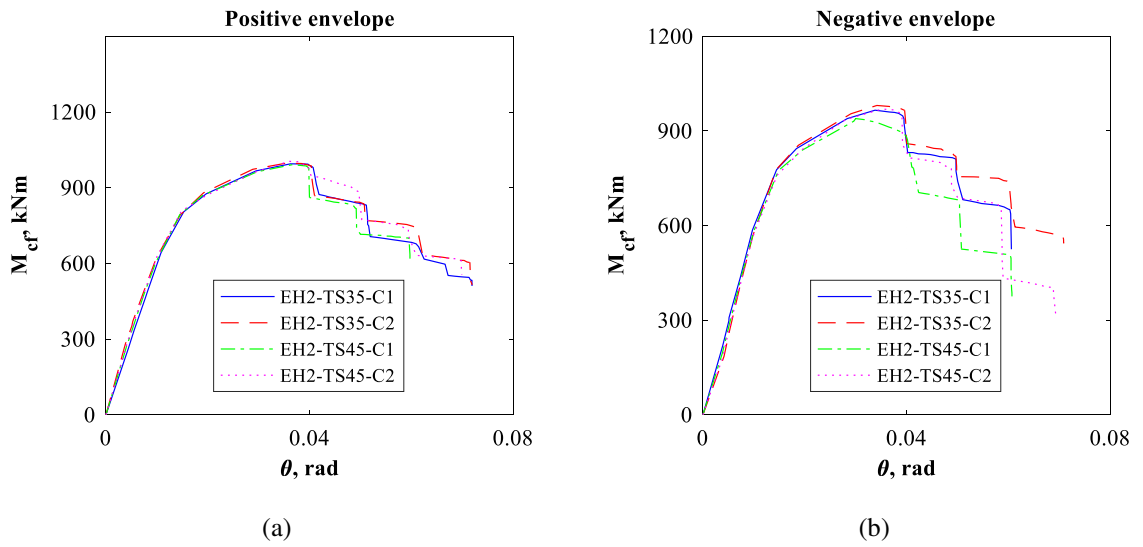


Figure 6.8 : Influence de la hauteur de jarret pour des spécimens avec IPE450 :
a) enveloppes positives et b) enveloppes négatives

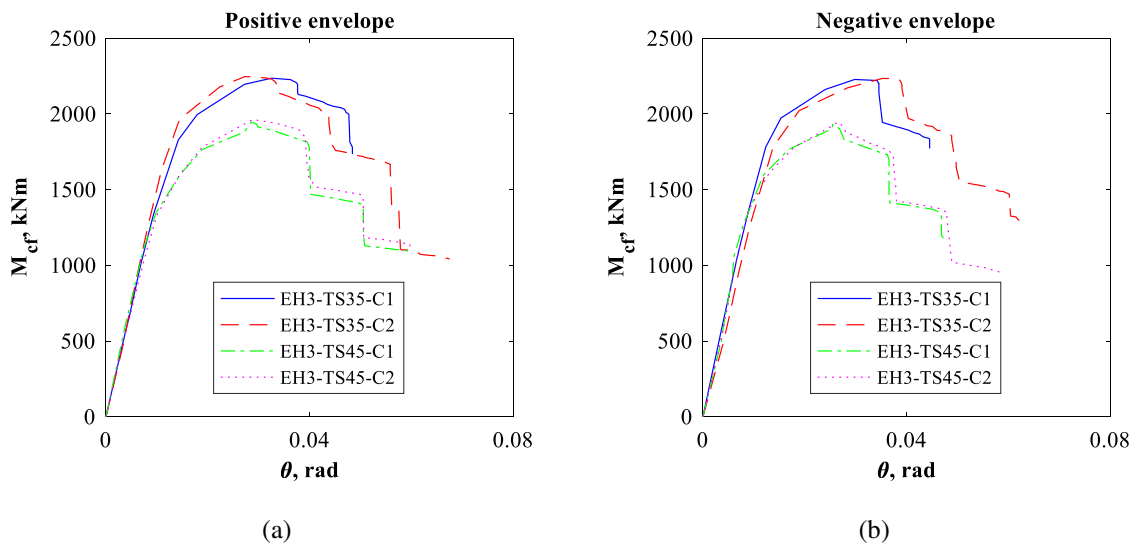


Figure 6.9 : Influence de la hauteur de jarret pour des spécimens avec IPE600 :
a) enveloppes positives et b) enveloppes négatives

6.1.4. Influence du protocole de chargement

La Figure 6.10 montre une comparaison entre les chargements monotone et cyclique pour les spécimens EH2-TS35. Une augmentation du moment maximal (due à l'écroutissage isotrope) et une diminution de la capacité de rotation ultime peut être constatée pour le chargement cyclique. Dans les deux cas, la raideur initiale reste identique.

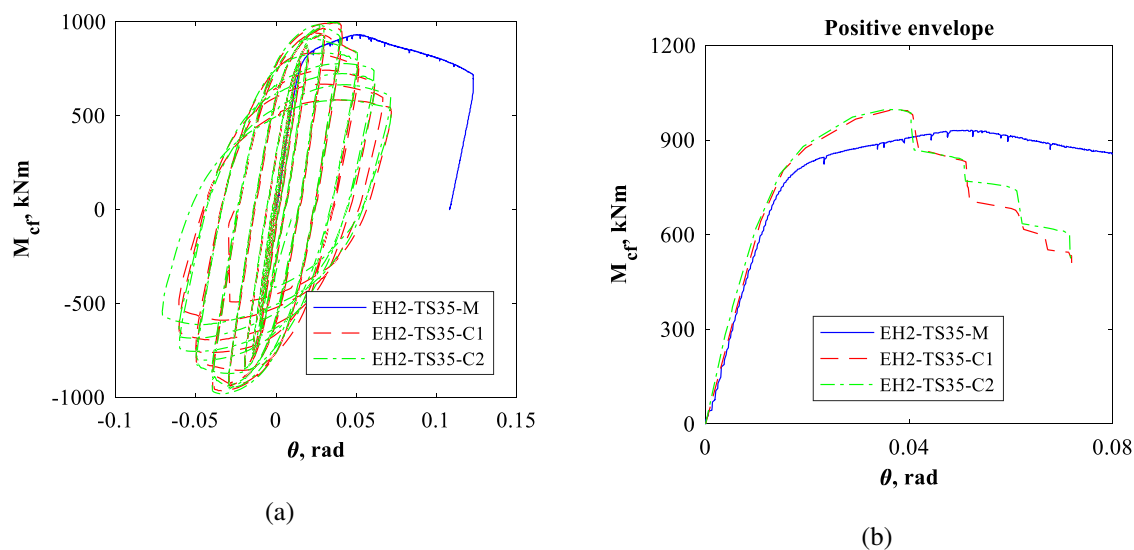


Figure 6.10 : Chargements cyclique et monotone : a) cycles hystérétiques et chargement monotone ; b) enveloppe positive et courbe monotone

Il y a très peu de différence pour les chargements cycliques entre les protocoles de l'ANSI/AISC 341 et du projet EQUALJOINTS (cf. Figure 6.11). On observe seulement que dans le protocole EQUALJOINTS les cycles sont légèrement moins élastiques.

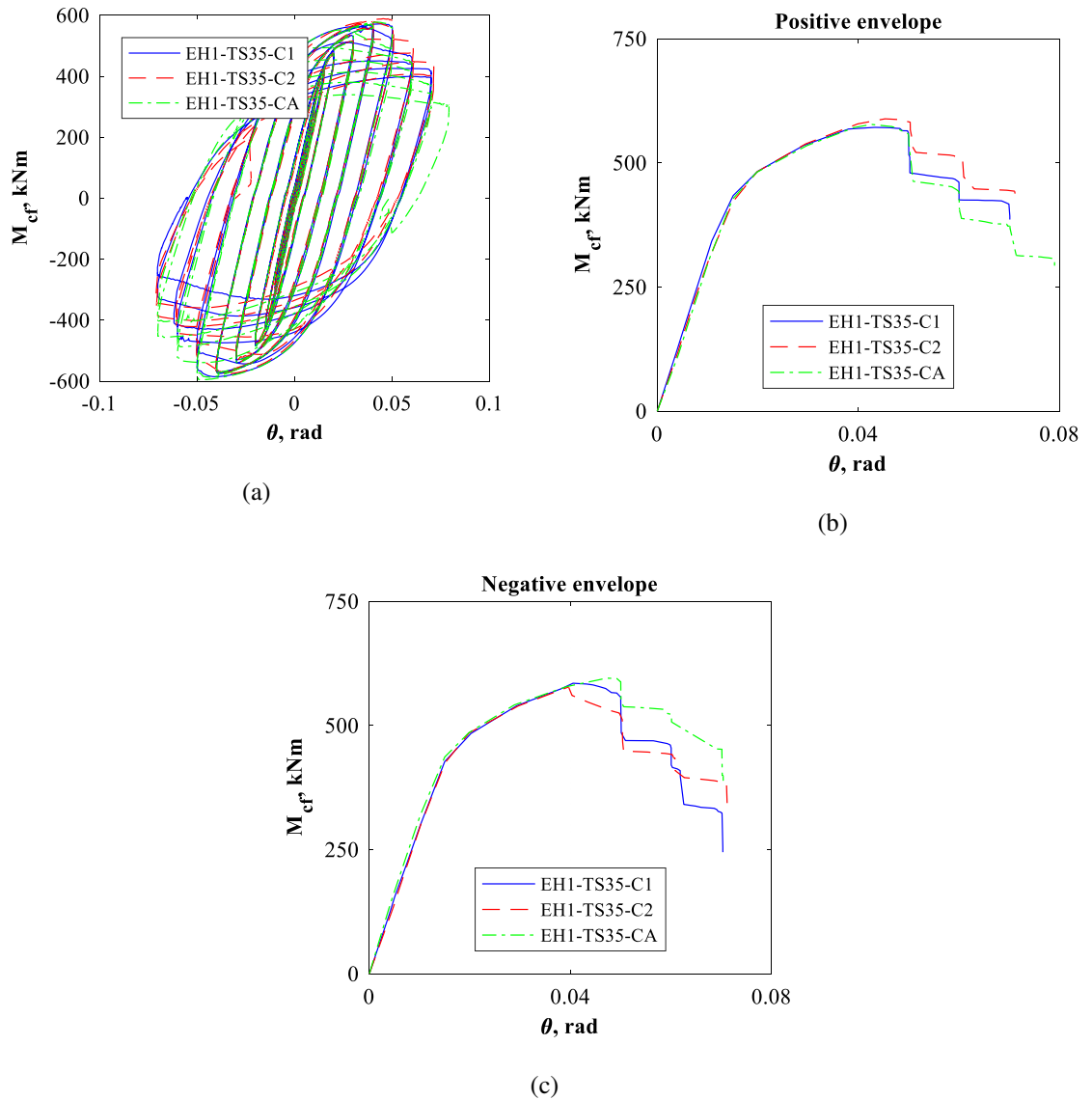


Figure 6.11 : Protocole de chargement ANSI/AISC 341 (EH1-TS35-C1 et EH1-TS35-C2), protocole alternatif (EH1-TS35-CA) :

- a) cycles hystériques pour les 2 protocoles ;
- b) comparaison entre les enveloppes positives ;
- c) comparaison entre les enveloppes négatives

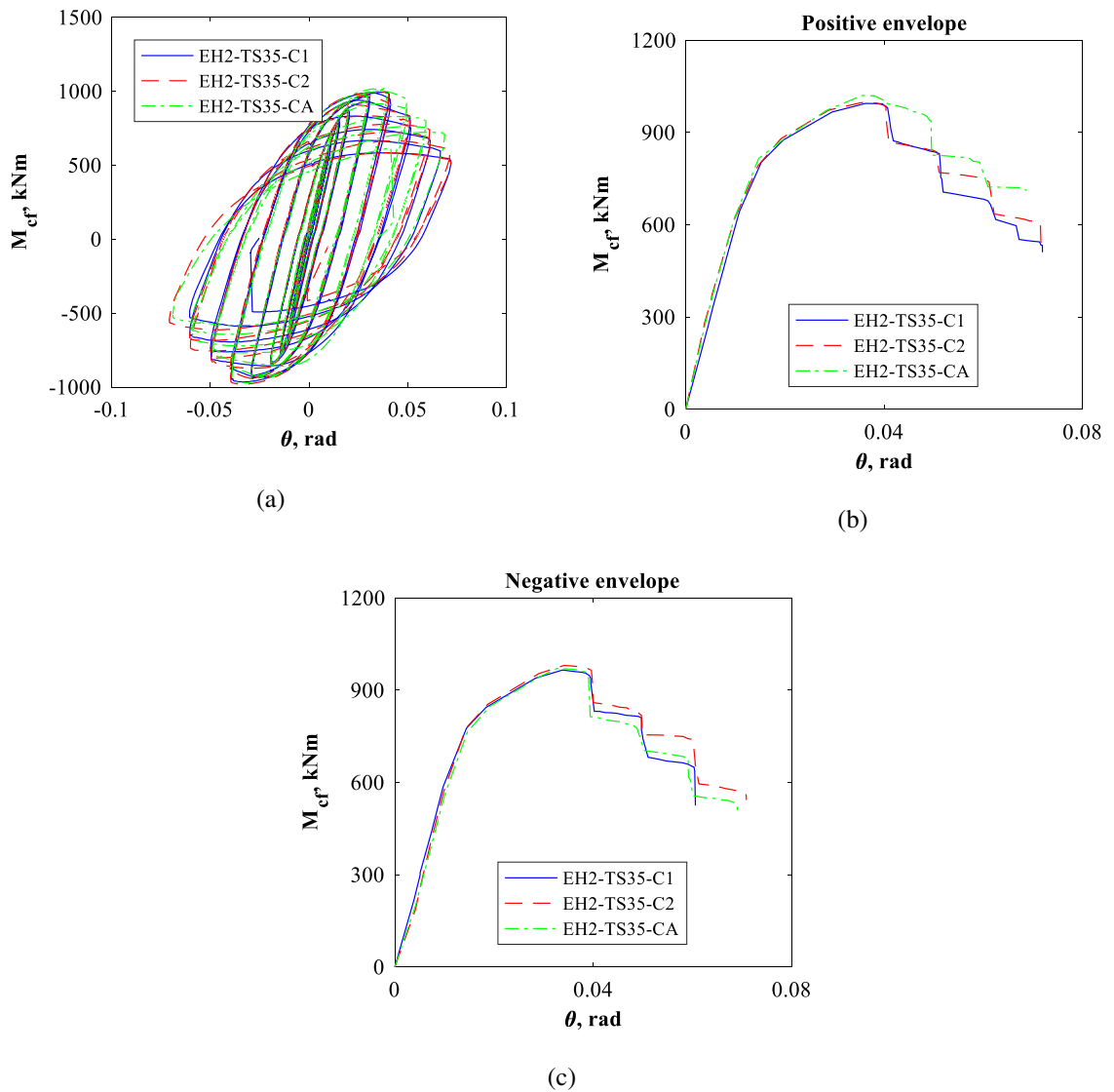


Figure 6.12 : Protocole de chargement ANSI/AISC 341 (EH2-TS35-C1 et EH2-TS35-C2), protocole alternatif (EH2-TS35-CA) :

- a) cycles hystérétiques pour les 2 protocoles ;
- b) comparaison entre les enveloppes positives ;
- c) comparaison entre les enveloppes négatives

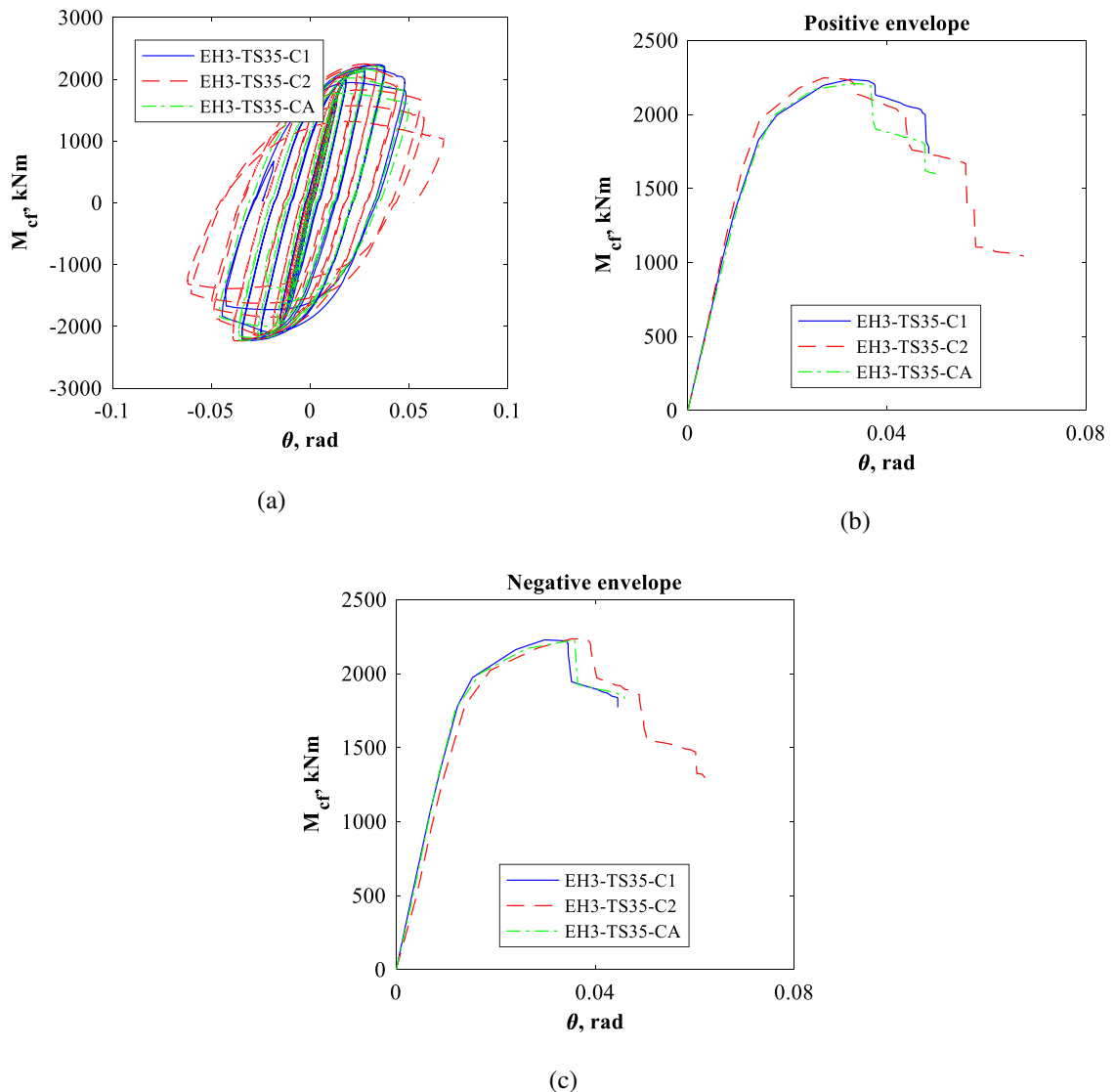


Figure 6.13 : Protocole de chargement ANSI/AISC 341 (spécimens EH3-TS35-C1 et EH3-TS35-C2), protocole alternatif (EH3-TS35-CA) :

- a) cycles hystérétiques pour les 2 protocoles ;
- b) comparaison entre les enveloppes positives ;
- c) comparaison entre les enveloppes négatives

6.1.5. Influence de la sur-résistance des poutres

Afin d'étudier la possible influence de la sur-résistance de la poutre, qui pourrait provoquer une rupture fragile de l'assemblage, deux spécimens (séries TSO) ont été réalisés pour lesquels la poutre est d'une nuance d'acier S460 au lieu de S355. Dans le cas des séries EH1 (poutres IPE360), la nuance S460 procure une sur-résistance de 1,3 par comparaison avec la nuance S355. Pour les séries EH3 par contre (poutres IPE600), la sur-résistance effectivement obtenue est restée négligeable. La sur-résistance n'a donc été atteinte que pour les séries

EH1. Dans ce cas, malgré des moments limites et maximaux plus élevés, la sur-résistance de la poutre n'a pas entraîné une réduction de la rotation ultime ni provoqué un changement de mode de ruine des spécimens. La Figure 6.14 montre les courbes enveloppes pour les séries EH1 avec des IPE 360 (figures a et b) et pour les séries EH3 avec des IPE 600 (figures c et d).

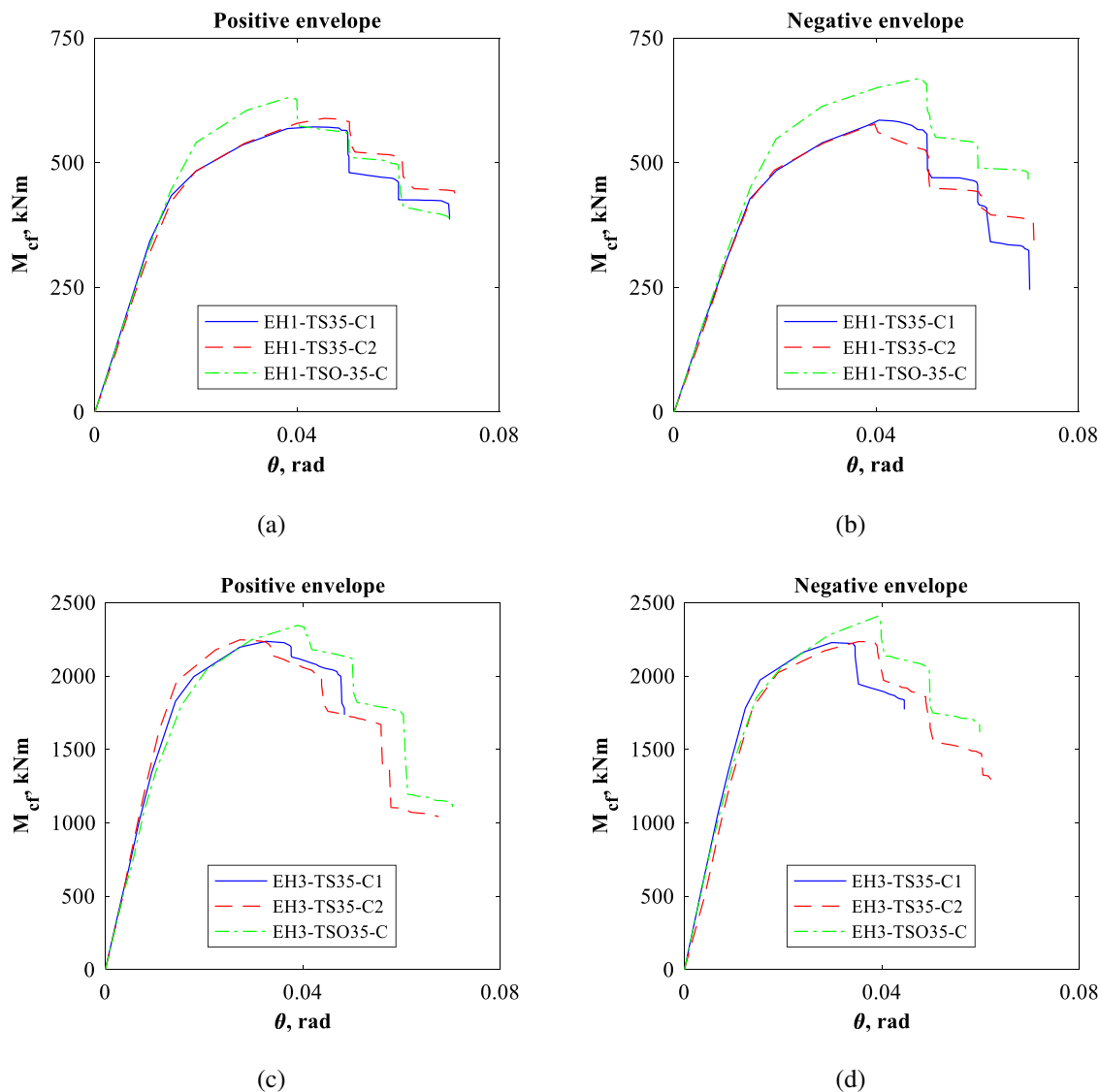


Figure 6.14 : Influence de la sur-résistance de l'acier des poutres :

- a) séries EH1, enveloppes positives ;
- b) séries EH1, enveloppes négatives ;
- c) séries EH3, enveloppes positives ;
- d) séries EH3, enveloppes négatives

6.1.6. Contribution des composants à la rotation d'ensemble

Les Figures 6.15 à 6.21 montrent la contribution des composants d'assemblages à la rotation d'ensemble θ : poutre (θ_{bhd}) ; attache (θ_{cd}) ; distorsion du panneau d'âme de poteau (γ_d) et rotation élastique d'ensemble (θ_e). C'est finalement la rotation de la rotule plastique dans la poutre qui a le plus d'influence sur la rotation d'ensemble.

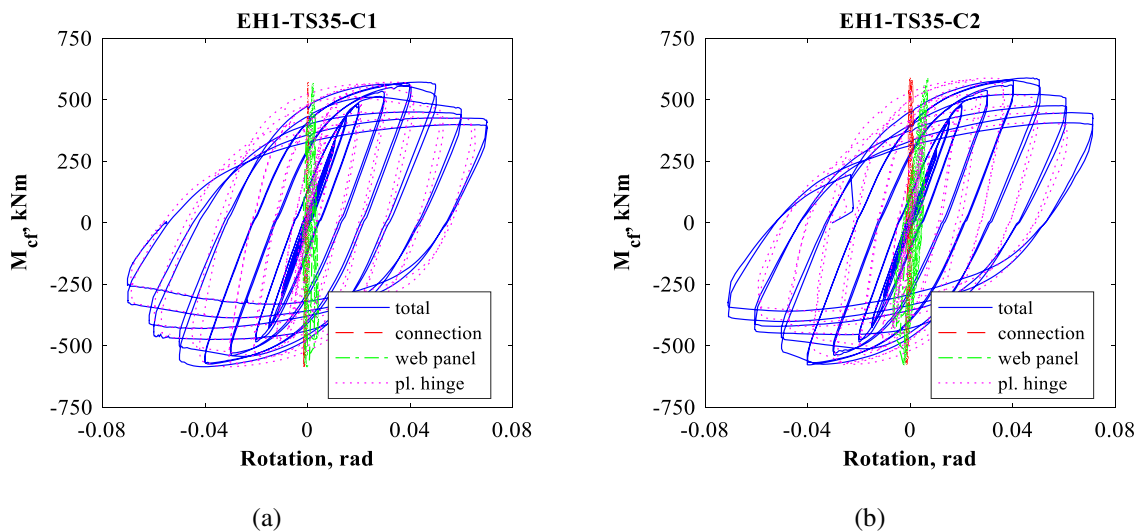


Figure 6.15 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH1-TS35-C1 et C2

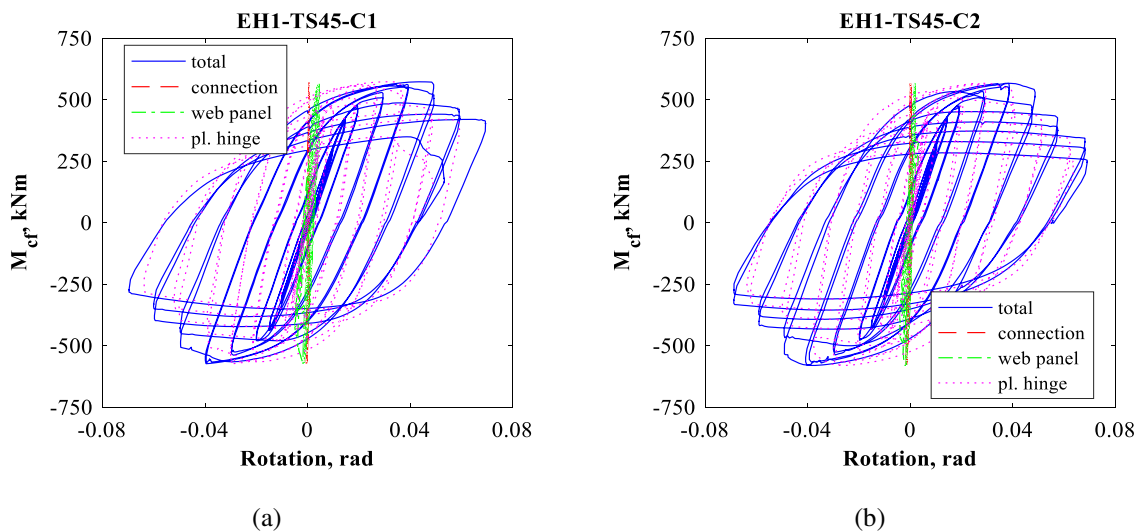


Figure 6.16 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH1-TS45-C1 et C2

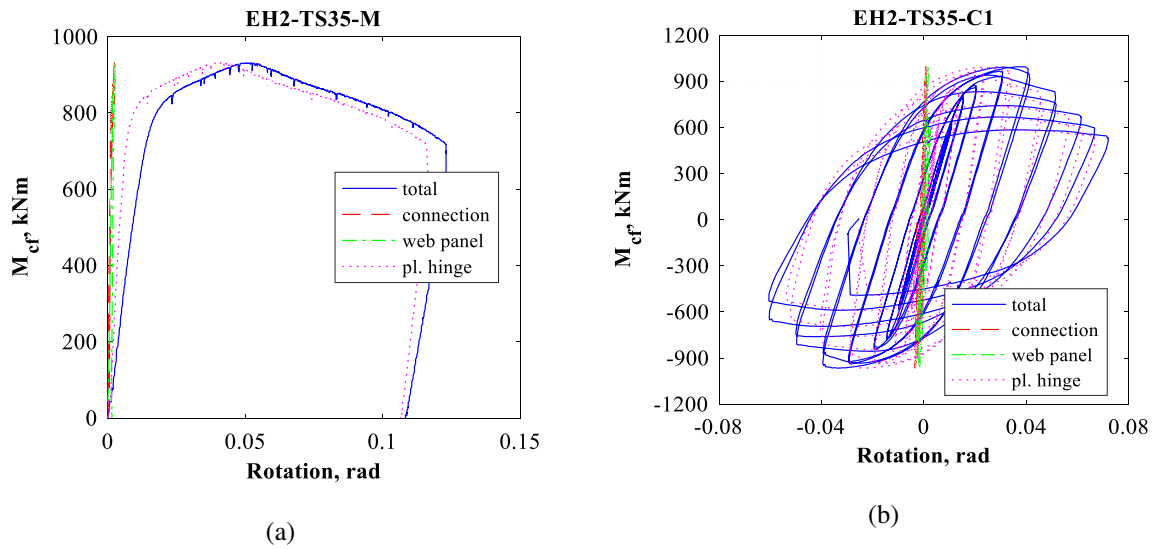


Figure 6.17 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH2-TS35-M et C1

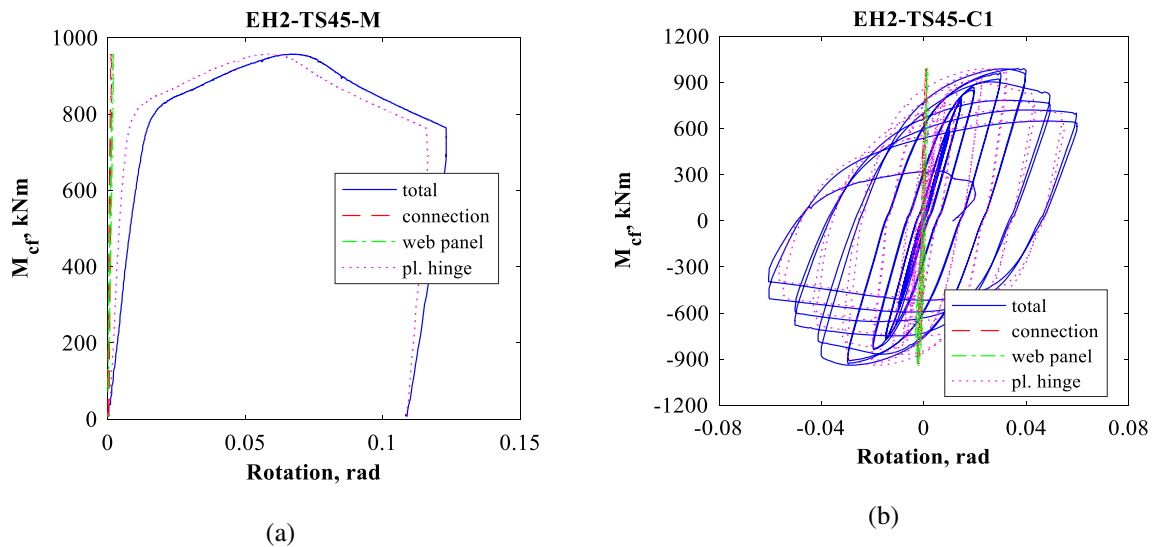


Figure 6.18 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH2-TS45-M et C1

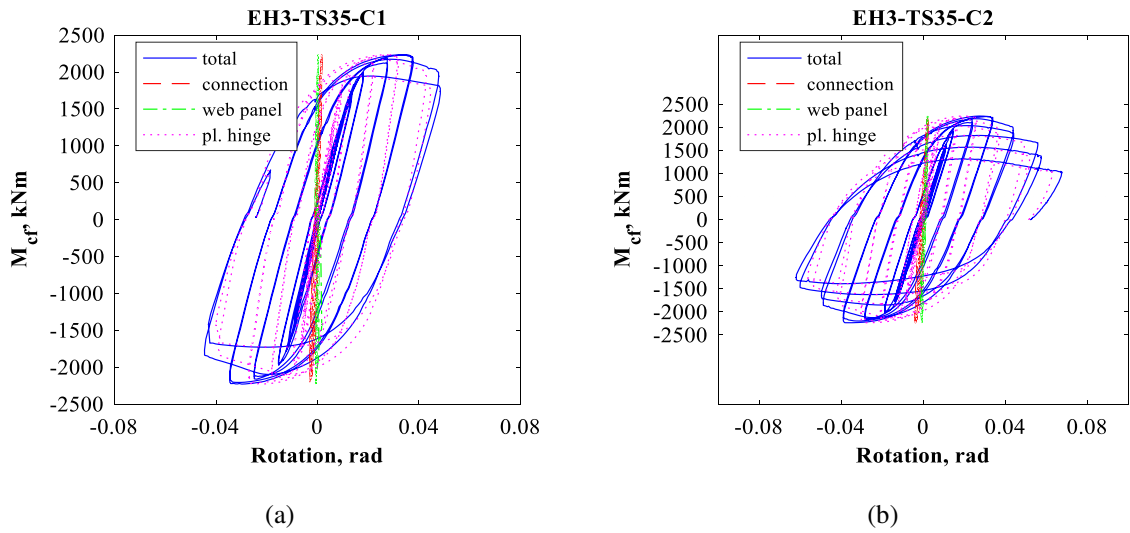


Figure 6.19 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH3-TS35-C1 et C2

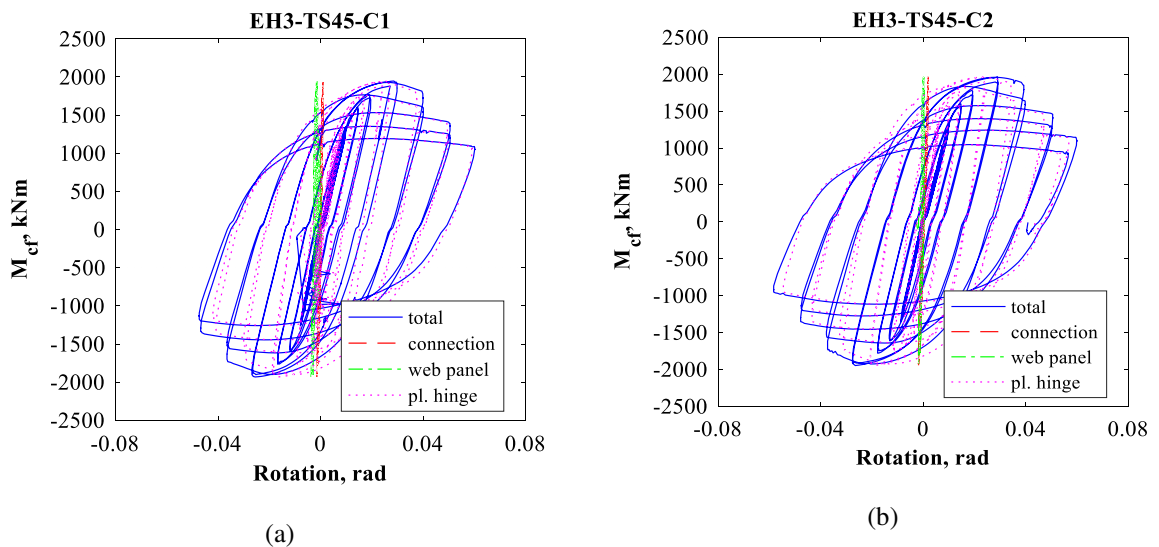


Figure 6.20 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH3-TS45-C1 et C2

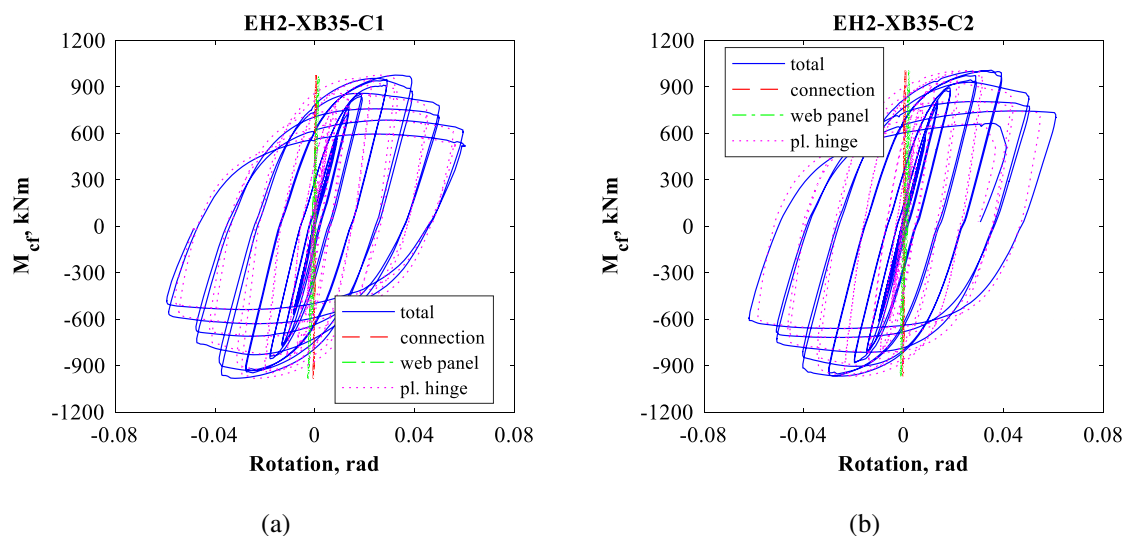


Figure 6.21 : Contribution des composants des assemblages à la rotation d'ensemble pour les spécimens EH2-XB35-C1 et C2

6.1.7. Conclusions pour les assemblages avec jarrets

Dans le cadre du programme expérimental du projet EQUALJOINTS, des assemblages poteaux-poutres boulonnés avec jarrets ont été testés. Tous les spécimens ont montré un comportement hystérétique stable, avec une déformation plastique concentrée dans la rotule plastique qui se forme dans la poutre à l'extrémité du jarret. Les mécanismes de ruine ont été caractérisés par une perte progressive de résistance due au voilement local dans la poutre. Aucune contribution notable de panneau d'âme de poteau ni de la rotation de l'attache ne fût enregistrée pour les spécimens testés. C'est le voilement local prononcé qui initie en fait une rupture de fatigue oligo-cyclique dans les semelles et l'âme de la poutre.

Tous les spécimens testés ont respecté les critères de l'ANSI/AISC 341-16 pour une application à des structures très ductiles. Ainsi, tous les assemblages furent capables de suivre une rotation de 40 mrd. En outre, la résistance de l'assemblage mesurée pendant les essais, au droit des semelles de poteaux, a atteint une valeur au moins égale à 80% du moment maximal M_p pour la rotation de 40 mrd.

La performance des assemblages a aussi été évaluée pour la déformation ultime, correspondant à une perte de résistance de 20%. Pratiquement tous les assemblages ont atteint des rotations ultimes d'au moins 40 mrd sous chargement cyclique. Des déformations ultimes inférieures à 40 mrd (tout en restant supérieures à 30 mrd) ont cependant été enregistrées dans le cas des assemblages avec des poutres de grande hauteur (IPE 600) et des jarrets à 45°.

6.2. Assemblages par platines d'about débordantes raidies

La modélisation proposée pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies est illustrée sur la Figure 6.22. Trois cas sont traités : (b1) pour les assemblages unilatéraux, (b2) pour les assemblages bilatéraux dans les systèmes en portiques et (b3) pour les assemblages bilatéraux pour les systèmes combinés en portiques avec contreventement, centré ou excentré. La hauteur du panneau d'âme est prise égale à $z_{wp} = h_b + 0,3 h_{rib}$, où h_b est la hauteur de section de la poutre et h_{rib} celle d'un raidisseur (voir la Figure 6.22). Les poutres sont modélisées à leur extrémités par des éléments avec une grande raideur en flexion, sur une longueur s_{rib} à compter des semelles de poteaux, où s_{rib} est la longueur du raidisseur. La diagonale, le cas échéant, est reliée au point d'épure

Une bonne estimation des propriétés en raideur et en résistance des assemblages par platine d'about débordante raidie est donnée par la suite. Les valeurs proposées ont été obtenues sur la base de simulations numériques et de données expérimentales sur les assemblages pré-qualifiés, au sein d'un ensemble de bâtiments représentatifs. La validité de ces valeurs est limitée au domaine d'application, à savoir des bâtiments avec ossatures en portiques dont la portée est comprise entre 6 et 8 m, la hauteur inter-étages est limitée entre 3,5 et 4 m et le profilé des poutres varie de IPE 360 à IPE 600. Cette première estimation doit cependant être actualisée une fois connue la géométrie définitive afin d'obtenir une évaluation plus précise du comportement de la structure.

La résistance est normalisée par rapport à la résistance plastique de la poutre calculée au niveau de la semelle du poteau, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$. La raideur est normalisée par rapport à la raideur flexionnelle de la poutre : $S_b = EI_b / L_b$. La résistance normalisée est compatible avec les principes de dimensionnement en capacité. Les valeurs de raideurs normalisées sont les moyennes pour chaque groupe d'assemblages.

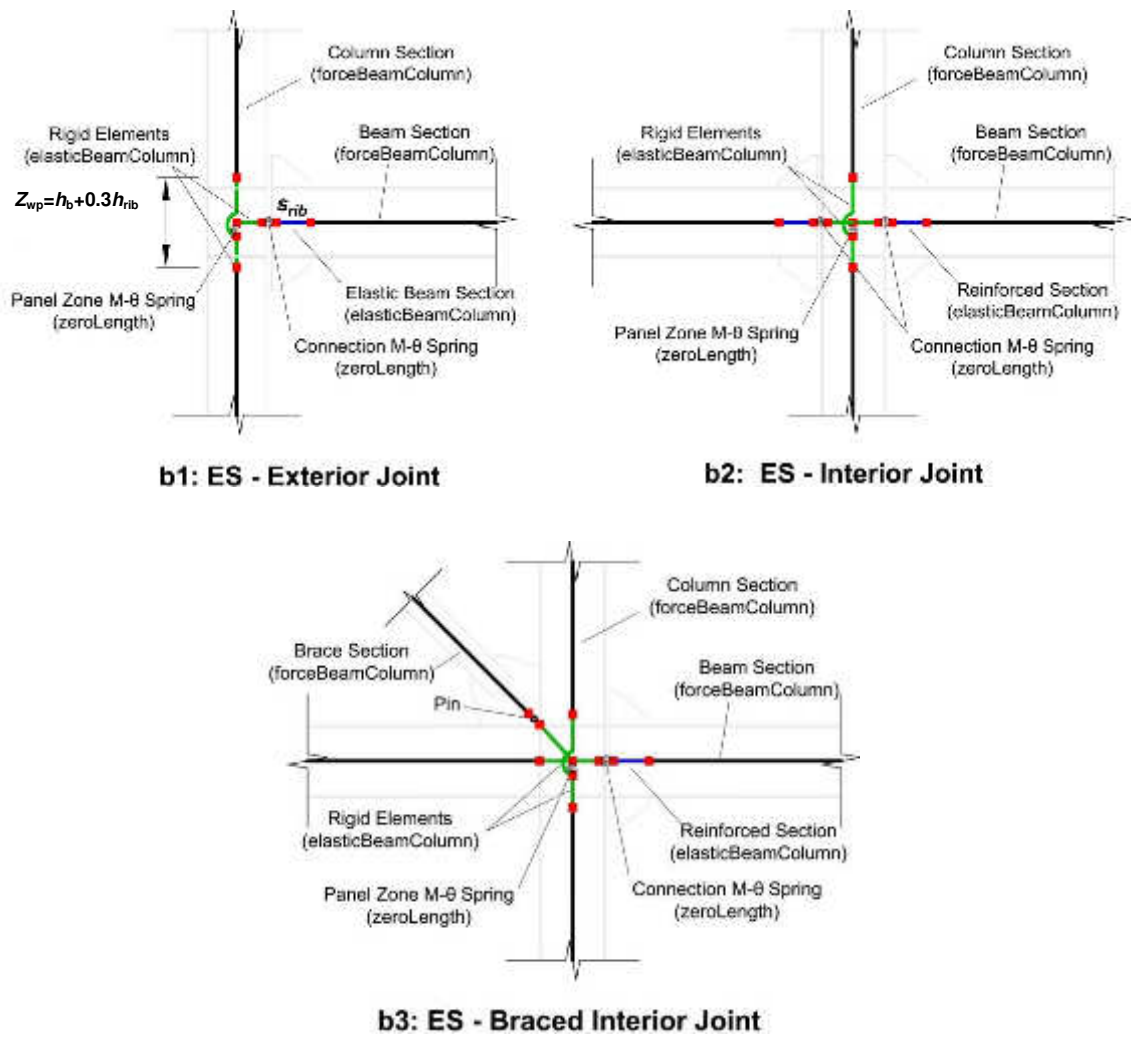


Figure 6.22 : Modélisation des assemblages par platines d'about débordantes raidies

Type d'assemblage	Géométrie	Résistance		Raideur	
		Attache	Panneau d'âme	Attache	Panneau d'âme
ES-S-E: Résistance équivalente avec panneau d'âme fort	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 34$	Nœud ext. : $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 35$
			Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$		Nœud int. : $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 35$
ES-S-F: Pleine résistance avec panneau d'âme fort	$h_{rib} / h_b = 0.45$ $s_{rib} / h_b = 0.55$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.5$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 68$	Nœud ext. : $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 56$
			Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nœud int. : $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 56$
ES-B-E: Résistance équivalente avec panneau d'âme intermédiaire	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 37$	Nœud ext. : $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 30$
			Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nœud int. : $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 30$

Notes :

i) Les ressorts modélisant les assemblages ont un comportement non linéaire élasto-plastique, avec une pente de 1% sur le plateau plastique représentant l'écroissage. La capacité de rotation plastique est prise égale à 42 mrad selon ASCE 41-13, Tableau 9.6, plastification des platines d'about). Dans le logiciel OpenSees, il est possible d'intégrer le comportement de l'assemblage dans l'analyse globale en assignant un modèle de type Ibarra-Medina-Krawinkler au degré de liberté en rotation du ressort

ii) Le ressort représentant le panneau d'âme est issu du modèle tri-linéaire bien connu de Krawinkler (cf. Gupta et Krawinkler, 1999). La valeur de résistance proposée correspond à la première plastification (panneau). Une pente d'écroissage post-élastique de 1,5 % est considérée. Dans le logiciel OpenSEES, le comportement du panneau d'âme peut être pris en compte en sélectionnant un matériau « Hysteretic » ou « Steel02 » pour le ressort en rotation.

iii) Quand le panneau d'âme est modélisé (a) sous la forme d'un parallélogramme avec des côtés rigides et des articulations ou (b) avec un macro-modèle Joint2D, les comportements cinématiques et les propriétés des ressorts en rotation sont identiques. Dans ce cas, la raideur élastique vaut :

$$s_{wp} = (V_{wp}/\gamma) z_{wp}$$

iv) Quand le panneau d'âme est modélisé avec un modèle ciseaux (!), les valeurs en raideurs et résistances du ressort en rotation (calculées par l'approche de Krawinkler) doivent être modifiées (voir par exemple Charney et Downs, 2004).

6.2.1. Caractérisation du comportement des assemblages testés

Les paramètres caractérisant le comportement des assemblages habituellement utilisés en vue de leur pré-qualification (cf. Figure 6.1 a) obtenus pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies sont indiqués au Tableau 6.3. Pour les assemblages à résistance équivalente, pour lesquels il n'est pas possible d'identifier sur les courbes de réponse une perte significative de résistance, la déformation ultime θ_u est déterminée comme la valeur minimale de la rotation de corde, pour les enveloppes négatives et en positives.

On peut noter que le coefficient d'écroûissage est relativement uniforme entre tous les spécimens, avec une valeur moyenne de 1,30. La rotation ultime θ_u est généralement supérieure à 40 mrd (valeur minimale exigée par l'ANSI/AISC 341-16 pour les portiques de type « *special moment frame* »), de même que la rotation plastique est supérieure à 35 mrd (exigence minimale de l'EN 1998-1 pour les structures dissipatives en classe de ductilité DCH). Tous les spécimens d'assemblages à platines d'about débordantes raidies, testés durant ce projet, peuvent être considérés comme qualifiés, aussi bien pour ceux à pleine résistance que pour ceux à résistance intermédiaire, à l'exception des spécimens ES3-XS-E-C1 et ES3-XS-E-C2.

Table 6.3 : Paramètres caractérisant le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about débordante raidie

Specimen	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***	-	-	-	-	-	-	-

**ce spécimen a subi une rupture fragile inattendue de la poutre, ce qui a endommagé le banc d'essai

*** en raison des dégâts provoqués sur le banc d'essai par une rupture inattendue de poutre, cet essai n'a pas eu lieu

6.2.2. Mécanismes de ruine

Les mécanismes de ruine pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies dépendent du type de conception. Pour les assemblages à pleine résistance, le même mécanisme que pour les assemblages avec jarrets est constaté sur la Figure 6.23 (rotule plastique dans la poutre avec un endommagement progressif provoqué par les voilements locaux et les ruptures de la poutre par fatigue oligo-cyclique). Au contraire, les assemblages à résistance équivalente et panneau d'âme fort subissent des mécanismes de ruine plus complexes, avec des déformations plastiques dans la poutre (voilement local des semelles) et dans l'attache (flexion de la platine), comme on peut le noter dans la Figure 6.24. Tous les assemblages bilatéraux testés ont été conçus pour avoir une résistance équivalente et un panneau d'âme fort. Leur mode de ruine constaté expérimentalement est conforme avec celui prévu par le calcul et avec celui des assemblages unilatéraux correspondants. Un exemple de mode de ruine est donné sur la Figure 6.25.

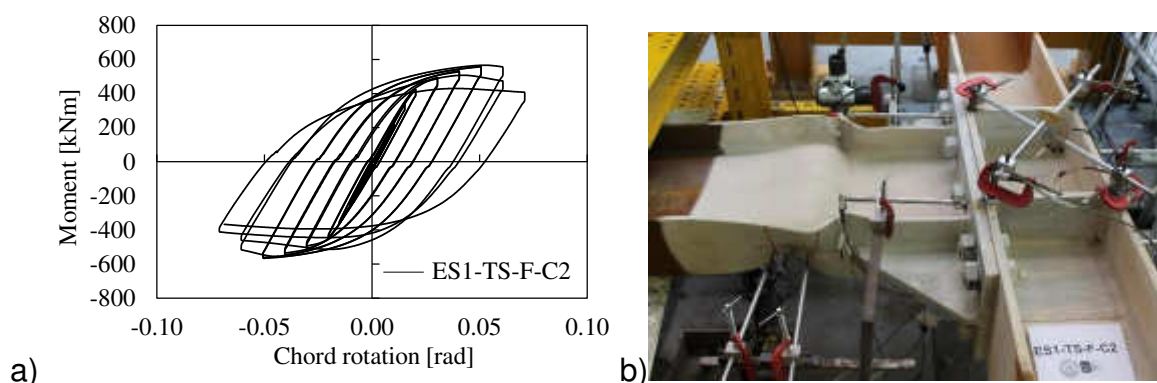


Figure 6.23 : Assemblages par platines d'about débordantes raidies, configuration unilatérale à pleine résistance : réponse expérimentale (a) et mode de ruine (b) pour ES1-TS-F-C2

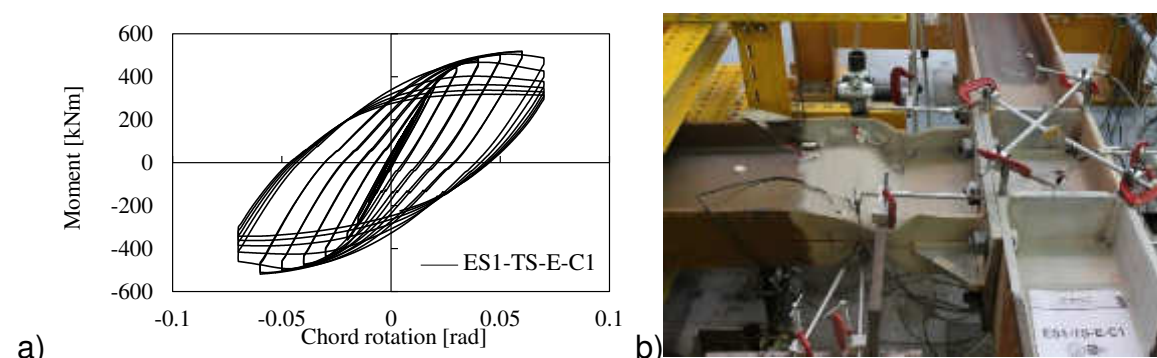


Figure 6.24 : Assemblages par platines d'about débordantes raidies, configuration unilatérale à résistance équivalente : réponse expérimentale (a) et mode de ruine (b) pour ES1-TS-E-C1.

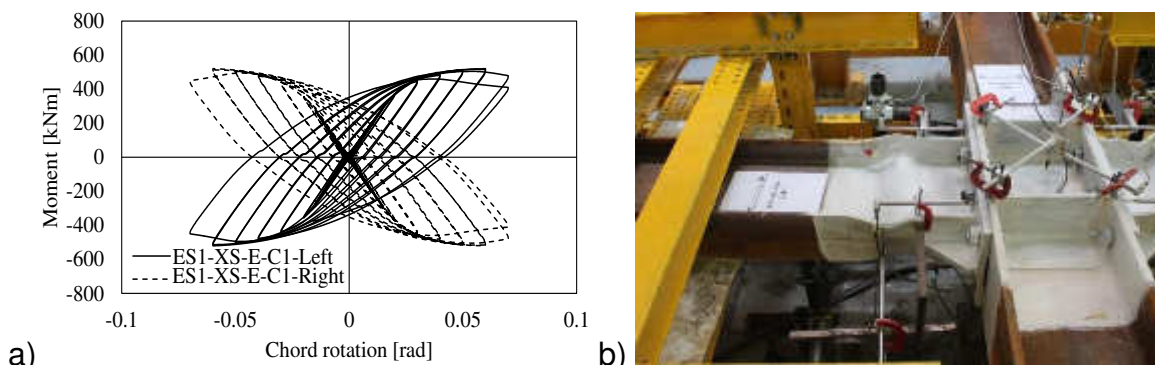


Figure 6.25 : Assemblages par platines d'about débordantes raidies, configuration biilatérale à résistance équivalente : réponse expérimentale (a) et mode de ruine (b) pour ES1-XS-E-C1.

Il faut souligner que dans tous les cas, le panneau d'âme du poteau reste dans le domaine élastique. D'une manière générale, on peut aussi noter que la plupart des assemblages par platines d'about débordantes raidies sont stables sans endommagement notable jusqu'à 40 mrd. Il y a cependant deux exceptions, les spécimens ES3-XS-E-C. En effet, l'essai sur le ES3-XS-E-C1 a dû être arrêté prématurément en raison d'une importante fissure de type fragile dans la semelle de poutre tendue, apparue avant la formation d'une plastification significative dans le spécimen. La valeur du moment dans la poutre quand cette fissure est apparue est juste égale à celle du moment plastique calculé à partir des propriétés réelles de la section métallique.

6.2.3. Influence de la hauteur de poutre

L'influence de la hauteur de poutre sur le comportement des assemblages par platines d'about débordantes raidies à pleine résistance est très similaire à celle observée sur les assemblages avec jarrets, c'est-à-dire qu'une augmentation de la hauteur conduit à une diminution des capacités de rotation. Cependant, dans le cas des assemblages à résistance équivalente, il n'y a qu'une augmentation de la rotation élastique mais sans qu'une influence sur la rotation ultime puisse être observée (cf. Tableau 6.3). Il faut en outre souligner que l'augmentation de la hauteur des poutres sur les assemblages à résistance équivalente accroît le risque d'une rupture fragile dans la poutre quand la rotule plastique se forme. La rupture commence en pied du cordon à l'extrémité du raidisseur et se propage dans l'âme de la poutre (cf. Figure 6.26). Ce phénomène a été enregistré seulement pour les cas ES2-E et ES3-E. Cependant, dans les assemblages ES2-E, la rupture est survenue pour des rotations importantes (environ 6%) tandis que pour les assemblages ES3-E celle-ci est intervenue plus tôt (environ 3%).

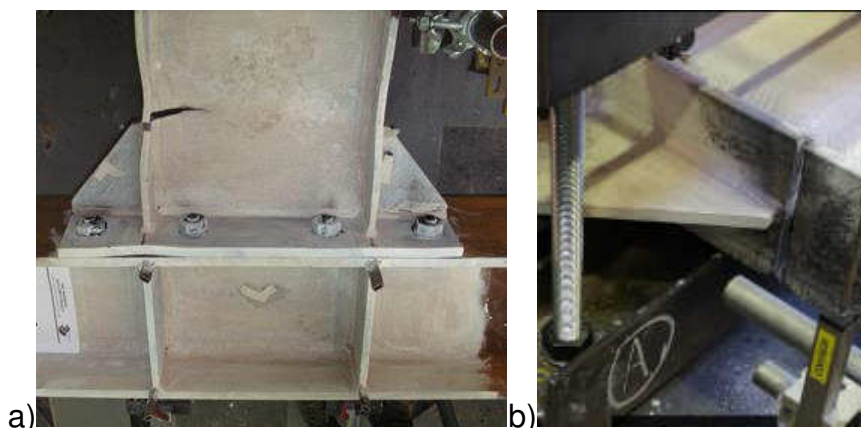


Figure 6.26 : Influence de la hauteur de poutre sur le mode de ruine des assemblages DR à résistance équivalente : ES2-TS-E-C2 (a) ES3-XS-E-C1 (b).

6.2.4. Influence du grenailage

Les résultats d'essais sur les assemblages par platines d'about débordantes raidies, à résistance équivalente et utilisant le grenailage pour la réalisation des soudures (identifiés par les lettres « sp »), montrent clairement que ce traitement n'a pas d'influence sur le comportement des assemblages. La comparaison des courbes enveloppes des groupes ES1 et ES2 pour les assemblages à résistance équivalente est proposée sur les Figures 6.27 a) et 6.27 b) respectivement. La comparaison des cycles hystérétiques est sur la Figure 6.27 c).

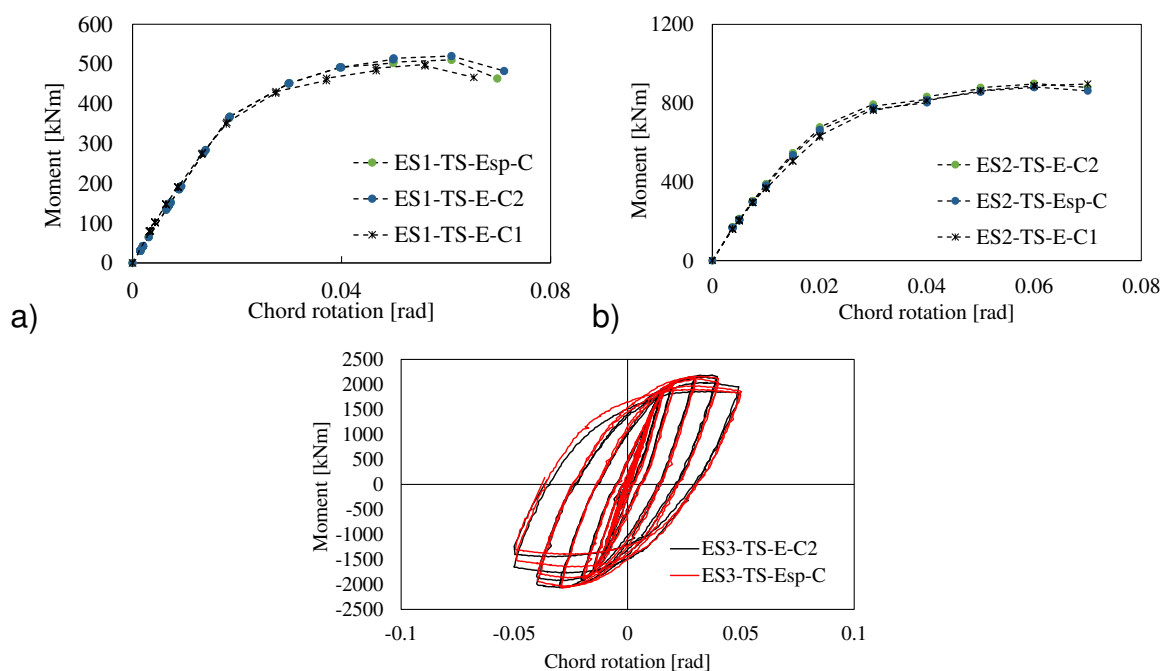
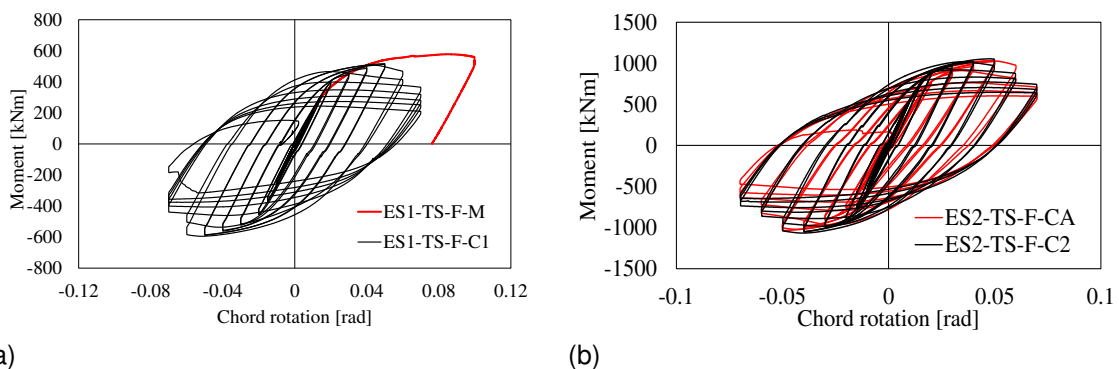


Figure 6.27 : Influence du grenailage des soudures sur le comportement des assemblages DR à résistance équivalente : a) et b) courbes enveloppes moyennes ; c) courbes de réponse cyclique

6.2.5. Influence du protocole de chargement

L'influence du protocole de chargement sur la réponse des assemblages par platines d'about débordantes raidies est très semblable à celle constatée pour les assemblages avec jarret. La Figure 6.28 montre une comparaison entre la réponse sous chargement monotone et celle sous chargement cyclique pour les spécimens ES1-TS-F. L'influence du protocole de chargement cyclique (soit ANSI/AISC 341-10 soit EQUALJOINTS) est négligeable (cf. Figure 6.28b).



(a) (b)
Figure 6.28 : Assemblages par platines d'about débordantes raidies : a) comparaison des chargements monotone et cyclique ; b) comparaison des courbes de cycles hystérétiques pour les deux protocoles de chargement cycliques

6.2.6. Contribution des composants à la rotation plastique

La contribution des composants de l'assemblage diffère pour les configurations à pleine résistance et pour celle à résistance équivalente. Dans le premier cas, la plus grande contribution aux déformations plastiques provient de la poutre, avec un apport négligeable des autres composants qui restent dans le domaine élastique (cf. Figure 6.29).

Le cas des assemblages à résistance équivalente est différent. Pour ce type d'assemblage en effet, la déformation plastique est située principalement dans la poutre, mais aussi dans l'attache, tandis que le panneau d'âme du poteau reste dans le domaine élastique. On peut en déduire pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies à résistance équivalente que la rotation totale de l'assemblage provient à 80-90% de la rotation de la poutre, et à 10-20% de l'attache.

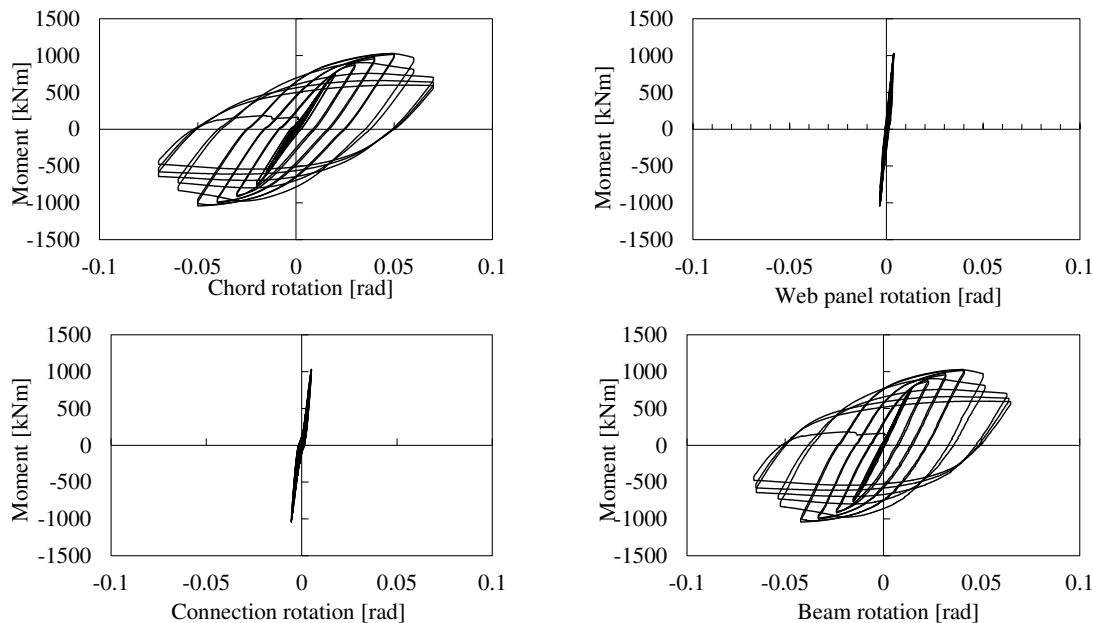


Figure 6.29 : Contributions à la rotation plastique dans les assemblages DR à pleine résistance : ES-TS-F-C2

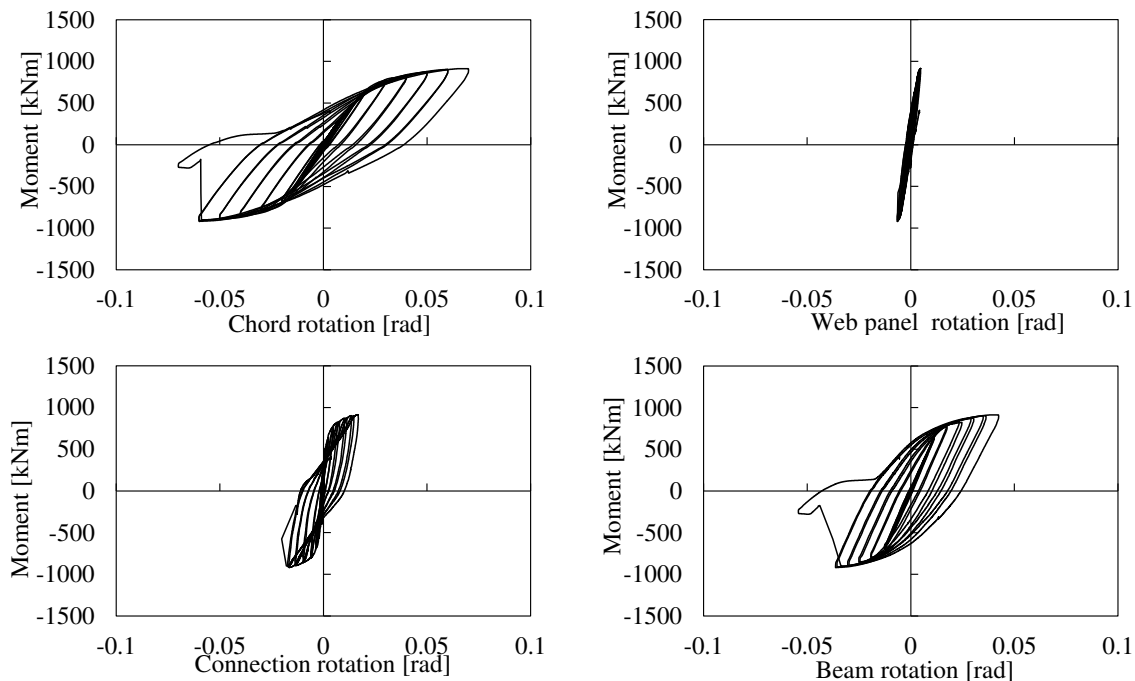


Figure 6.30 : Contributions à la rotation plastique dans les assemblages DR à résistance équivalente : ES2-TS-E-C1

6.2.7. Conclusions pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies

A partir des observations expérimentales, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Tous les spécimens à pleine résistance présentent un comportement hystérétique stable, avec une déformation plastique concentrée dans la poutre, au droit de son raccord avec les raidisseurs. Le mode de ruine est caractérisé par une dégradation progressive de la résistance sous l'effet du voilement local de la poutre. Le panneau d'âme du poteau reste dans le domaine élastique.
- La plupart des assemblages avec résistance équivalente ont un comportement hystérétique stable sans dégradation de résistance, la résistance plastique étant répartie dans la poutre et la platine.
- Tous les assemblages, sauf les configurations bilatérales ES3, ont satisfait aux exigences de l'ANSI/ASIC et de l'EN 1998-1. Ils peuvent donc être utilisés pour des structures en classe de ductilité DCH.
- Des recherches supplémentaires doivent encore être menées pour expliquer les raisons de la ruine fragile des spécimens d'assemblages bilatéraux ES3.
- Les essais ont confirmé le décalage du centre de compression révélé par les premières investigations par simulations numériques.
- Le coefficient de sur-résistance pour les assemblages à pleine résistance, défini par $\gamma_{ov} \times \gamma_{sh} = 1,25 \times 1,20 = 1,50$, donne une marge suffisante.

6.3. Assemblages par platines d'about débordantes non raidies

La modélisation proposée pour les assemblages par platines d'about débordantes raidies est illustrée sur la Figure 6.31. Trois cas sont traités : (c1) pour les assemblages unilatéraux, (c2) pour les assemblages bilatéraux dans les systèmes en portiques et (c3) pour les assemblages bilatéraux pour les systèmes combinés en portiques avec contreventement, centré ou excentré. La hauteur du panneau d'âme est prise égale à $z_{wp} = h_b$, où h_b est la hauteur de section du poteau. La diagonale, le cas échéant, est reliée au point d'épure.

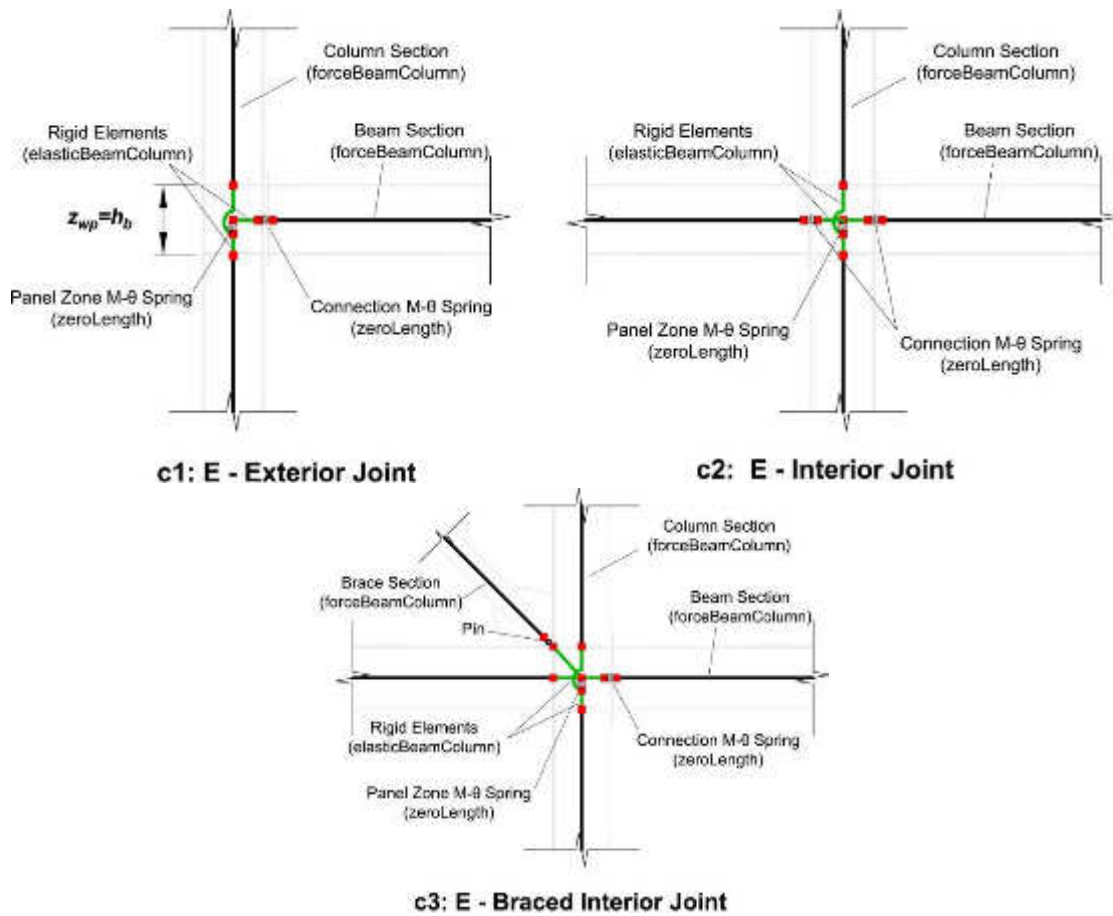


Figure 6.31 : Modélisation des assemblages par platines d'about débordantes non raidies

Une bonne estimation des propriétés en raideur et en résistance des assemblages par platine d'about débordante raidie est donnée par la suite. Les valeurs proposées ont été obtenues sur la base de simulations numériques et de données expérimentales sur les assemblages pré-qualifiés, au sein d'un ensemble de bâtiments représentatifs. La validité de ces valeurs est limitée au domaine d'application, à savoir des bâtiments avec ossatures en portiques dont la portée est comprise entre 6 et 8 m, la hauteur inter-étages est limitée entre 3,5 et 4 m et le profilé des poutres varie de IPE 360 à IPE 600. Cette première estimation doit cependant être actualisée une fois connue la géométrie définitive afin d'obtenir une évaluation plus précise du comportement de la structure.

Les valeurs normalisées de la résistance sont compatibles avec les principes de dimensionnement en capacité. Les valeurs de raideurs normalisées sont les moyennes pour chaque groupe d'assemblages.

Type d'assemblage	Géométrie	Résistance		Raideur	
		Attache	Panneau d'âme	Attache	Panneau d'âme
E-B-E: Résistance équivalente et panneau d'âme intermédiaire	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 1.0$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$ Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 28$	Nœud ext. : $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$ Nœud int. : $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-B-P(0.6): Résistance partielle et panneau d'âme intermédiaire	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.6$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$ Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 22$	Nœud ext. : $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$ Nœud int. : $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-W-P(0.8): Résistance partielle et panneau d'âme faible	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.8$	Nœuds externes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$ Nœuds internes : $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 24$	Nœud ext. : $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 14$ Nœud int. : $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 14$
<p>Notes :</p> <p>i) Les ressorts modélisant les assemblages ont un comportement non linéaire élasto-plastique, avec une pente de 1% sur le plateau plastique représentant l'écroûissage. La capacité de rotation plastique est prise égale à 18 mrad selon ASCE 41-13, Tableau 9.6, ruine des boulons). Dans le logiciel OpenSees, il est possible d'intégrer le comportement de l'assemblage dans l'analyse globale en assignant un modèle de type Ibarra-Medina-Krawinkler au degré de liberté en rotation du ressort</p> <p>ii) Le ressort représentant le panneau d'âme est issu du modèle tri-linéaire bien connu ! de Krawinkler (cf. Gupta et Krawinkler, 1999). La valeur de résistance proposée correspond à la première plastification (panneau). Une pente d'écroûissage post-élastique de 1,5 % est considérée. Dans le logiciel OpenSEES, le comportement du panneau d'âme peut être pris en compte en sélectionnant un matériau « Hysteretic » ou « Steel02 » pour le ressort en rotation.</p> <p>iii) Quand le panneau d'âme est modélisé (a) sous la forme d'un parallélogramme avec des côtés rigides et des articulations ou (b) avec un macro-modèle Joint2D, les comportements cinématiques et les propriétés des ressorts en rotation sont identiques. Dans ce cas, la raideur élastique vaut :</p> $S_{wp} = (V_{wp}/\gamma) z_{wp}$ <p>iv) Quand le panneau d'âme est modélisé avec un modèle ciseaux (!), les valeurs en raideurs et résistances du ressort en rotation (calculées par l'approche de Krawinkler) doivent être modifiées (voir par exemple Charney et Downs, 2004).</p> <p>v) $S_b = E I_b / L_b$, où I_b et L_b sont respectivement l'inertie de flexion et la longueur de la poutre assemblée.</p>					

6.3.1. Caractérisation du comportement des assemblages testés

Les paramètres caractérisant le comportement des assemblages avec platines non raidies sont obtenus d'après la Figure 6.1 b). La poutre reste dans le domaine élastique dans la plupart des cas.

Tableau 6.4 : **Paramètres caractérisant le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about débordante raidie**

Spécimen	$S_{j,ini}$, 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

Les valeurs obtenues pour les assemblages à platines d'about débordantes non raidies sont données dans le Tableau 6.4. Quand les différences entre les courbes sous moments positifs et celles sous moments négatifs sont faibles, les valeurs minimales sont indiquées (résistance et capacité de déformation).

On peut noter que le coefficient d'écroûissage est relativement uniforme entre tous les spécimens (sauf quelques-uns), avec une valeur moyenne de 1,35. La rotation ultime $\varphi_{j,u}$ est généralement supérieure à 40 mrd (valeur minimale exigée par l'ANSI/AISC 341-16 pour les portiques de type « *special moment frame* »), de même

que la rotation plastique est supérieure à 35 mrd (exigence minimale de l'EN 1998-1 pour les structures dissipatives en classe de ductilité DCH). Tous les spécimens d'assemblages à platines d'about débordantes non raidies, testés durant ce projet, peuvent être considérés comme qualifiés, aussi bien pour ceux à résistance partielle que pour ceux à résistance intermédiaire, à l'exception des spécimens E3-TB-E-C2 et E2-TB-P-C2 (rotation plastique $\varphi_{j,pl} = 30$ mrd).

A partir des deux dernières colonnes du Tableau 6.4, on peut conclure que la résistance plastique visée est bien obtenue pour les assemblages à résistance partielle et panneau d'âme intermédiaire, mais un peu moins bien vérifiée pour ceux à résistance partielle et panneau d'âme faible. Pour les assemblages à résistance équivalente, par contre, le résultat cible ne peut pas être atteint. Cela confirme les conclusions de la section 5.4, dans laquelle la formulation analytique erronée pour le panneau d'âme de poteau a déjà été soulignée.

6.3.2. Mécanismes de ruine

Les modes de ruines des assemblages par platines d'about débordantes non raidies sont essentiellement provoqués par la déformation plastique de l'attache, c'est-à-dire ici par flexion de la platine, et par celle de panneau d'âme de poteau. Le comportement de ce type d'assemblage est donc notablement différent de celui des assemblages avec jarrets ou avec platines raidies. La ruine intervient principalement par une concentration excessive de déformation plastique à proximité des soudures entre les semelles de poutre et la platine. En général, cette concentration excessive survient du côté de la poutre pour les assemblages à résistance équivalente (Figure 6.32) et dans la platine pour ceux à résistance partielle (Figure 6.33). Dans tous les essais, la contribution de la déformation du panneau d'âme de poteau s'est avérée importante, avec des déformations plastiques élevées.

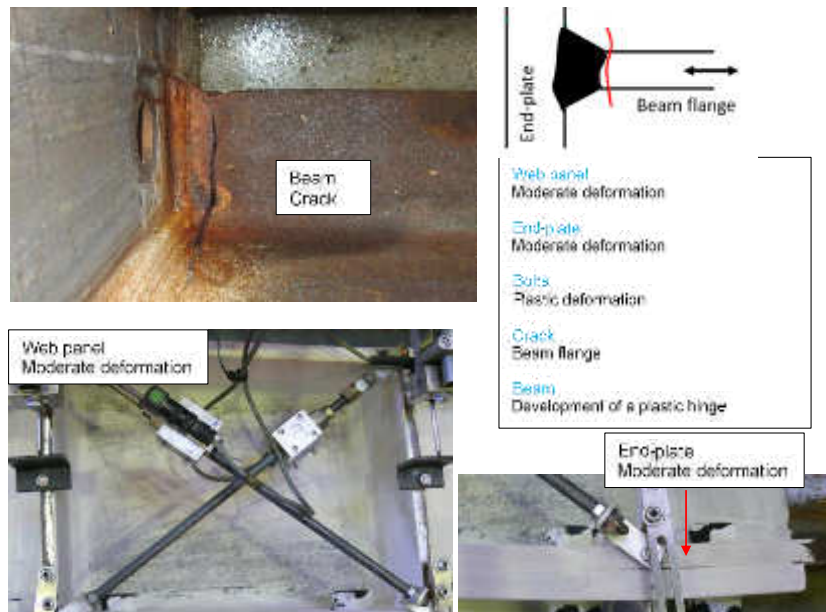


Figure 6.32 : Mode de ruine de l'assemblage E2-TB-E-M



Figure 6.33 : Mode de ruine de l'assemblage E3-TB-E

6.3.3. Influence du grenailage

Les résultats d'essais sur les assemblages par platines d'about débordantes raidies, à résistance partielle et utilisant le grenailage pour la réalisation des soudures (identifiés par les lettres « sp »), montrent clairement que ce traitement n'a pas l'influence positive attendue sur le comportement des assemblages. Pour confirmer ce propos, la comparaison des résultats obtenus pour les spécimens avec et sans grenailage sont montrés sur les Figures 6.34, 6.35 et 6.36. Pour ce qui concerne le mode de ruine, aucune différence notable n'est constatée : pour la plupart des spécimens, une apparition de fissures dans les soudures des semelles de la poutre sur la platine a été observée.

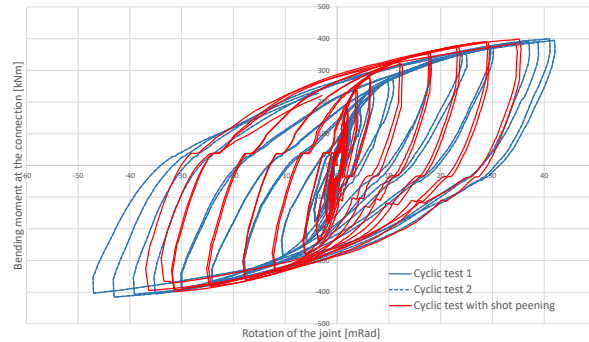


Figure 6.34 : Influence du grenailage sur les assemblages E1-TB-P

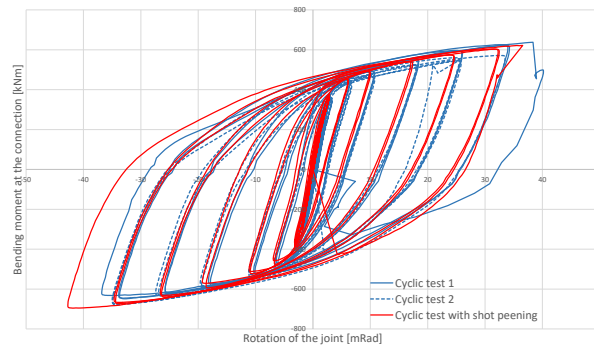


Figure 6.35 : Influence du grenailage sur les assemblages E2-TB-P

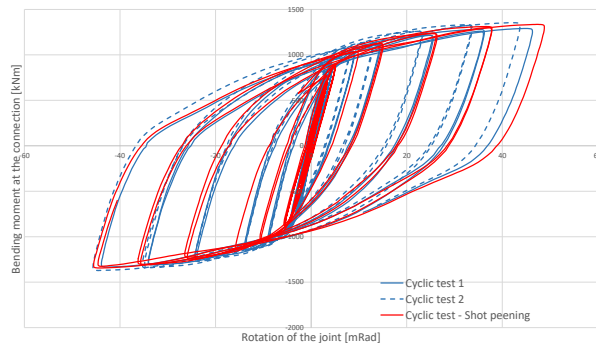


Figure 6.36 : Influence du grenailage sur les assemblages E3-TB-P

6.3.4. Influence du protocole de chargement

Pour les essais E-TB-E représentés sur la Figure 6.37, on peut observer que la rotation maximale obtenue sous chargement monotone est notablement plus élevée que celle sous chargement cyclique, alors que la charge de ruine reste sensiblement la même. Pour les assemblages E2-TB-E, dont les essais sont représentés sur la Figure 6.38, la situation est différente. On peut en effet constater que le moment maximal obtenu sous chargement monotone est égal ou légèrement inférieur à celui sous chargements cycliques, tandis que la rotation maximale reste à peu près identique.

Tous les essais ont été stoppés à l'apparition de fissures à proximité des soudures entre les semelles de poutre et les platines. L'influence du protocole de chargement cyclique (ANSI/AISC 341-10 ou EQUALJOINTS) apparaît essentiellement dans la partie élastique des cycles et peut donc être négligée (cf. Figure 6.39), comme pour les autres types d'assemblages.

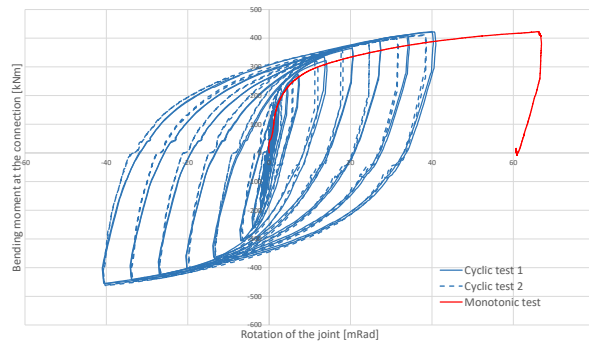


Figure 6.37 : Comparaison entre les résultats obtenus avec les essais monotones et les essais cycliques pour l'assemblage E1-TB-E

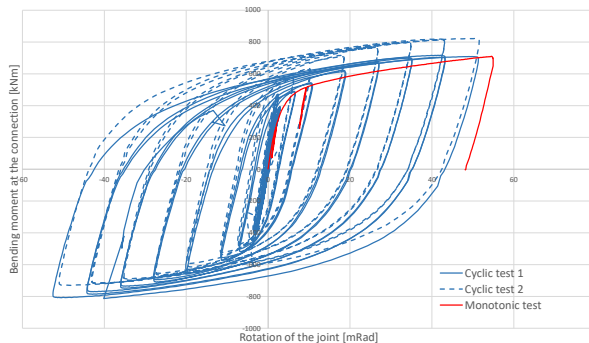


Figure 6.38 : Comparaison entre les résultats obtenus avec les essais monotones et les essais cycliques pour l'assemblage E2-TB-E

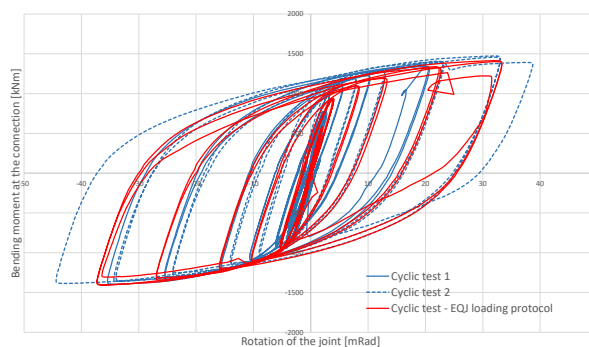


Figure 6.39 : Influence du protocole de chargement cyclique sur la réponse de l'assemblage E3-TB-E

6.3.5. Contribution des composants à la rotation plastique

On peut constater pour tous les assemblages testés que la contribution des panneaux d'âme de poteau à la déformation d'ensemble est importante, comme illustré sur les Figures de la section 5.4. Ce n'est pas surprenant dans la mesure où la pleine résistance ne peut jamais être atteinte pour les assemblages par platines d'about débordantes non raidies, la résistance équivalente étant au mieux obtenue. Il faut encore malheureusement constater que la contribution de la déformation du panneau d'âme est plus élevée, voire beaucoup plus élevée, que celle de l'attache. Ceci ne respecte pas les exigences de l'Eurocode 8, qui imposent une contribution limitée à 30% de la capacité de rotation plastique (de l'assemblage de la cas présent). Un renforcement du panneau d'âme sera donc peut-être à envisager. En outre, une formulation plus exacte de la résistance au cisaillement du panneau d'âme serait nécessaire.

6.3.6. Conclusions pour les assemblages par platines d'about débordantes non raidies

A partir des observations expérimentales, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Tous les spécimens présentent un comportement hystérétique stable.
- La ductilité obtenue est globalement conforme avec celle requise par les normes pour les classes de comportement dissipatif.
- La contribution du panneau d'âme de poteau à la déformation globale de l'assemblage est par contre plus élevée que celle imposée par l'Eurocode 8.
- La sur-résistance des assemblages est à peu près constante et vaut 1,35.
- Une bonne correspondance est constatée entre les valeurs calculées selon l'EN 1993-1-8 et celles obtenues pendant les essais.
- Une influence de la hauteur de poutre peut être constatée sur les assemblages à résistance équivalente alors qu'elle reste marginale pour les autres spécimens.
- Le traitement par grenailage des soudures n'apporte aucun bénéfice.
- Le protocole de chargement cyclique n'a pas d'influence notable sur le comportement de l'assemblage.

6.4. Assemblages de poutres à section réduite

Comme mentionné dans les sections précédentes, les assemblages de poutres à section réduite ont été considérés dans le but d'étudier l'utilisation de l'acier européen pour des assemblages poutres-poteaux de grande dimension présentant ce type de connexion dissipative. Par conséquent, ils représentent un cas particulier qui n'est pas directement lié aux autres configurations d'assemblage discutées ci-dessus (c'est-à-dire, assemblage avec jarrets, assemblage par platine d'about débordante raidie et assemblage par platine d'about non raidie). Cependant, afin de fournir des informations sur les paramètres clés influençant la performance et les principales caractéristiques de cette solution, des résultats de simulations numériques reproduisant la réponse obtenue à partir d'essais expérimentaux sont également présentés et discutés dans cette section.

L'accent est mis sur les effets de la sélection des sections de profilé, du dimensionnement du panneau d'âme du poteau et de la géométrie de la zone à section réduite. Les approches simplifiées de modélisation des zones d'assemblage qui peuvent être utilisées dans l'analyse et le dimensionnement de portiques seront également discutées.

6.4.1. Fabrication

La fabrication des spécimens (voir Figure 6.40) respecte la procédure de pré-qualification américaine. En effet, ce type d'assemblage doit être soudé sur site. Par conséquent, une attention particulière est portée sur cet aspect. La fabrication des membrures a été réalisée au Luxembourg, où les profilés en acier sont coupés à longueur et les éléments de connexion sont préparés, prêts à être soudés sur site (préparation des zones de soudure, perçages, soudage des raidisseurs...). Les poutres et les poteaux sont ensuite expédiés aux États-Unis et la soudure finale entre les principaux éléments est effectuée au laboratoire où les essais sont réalisés.



Figure 6.40: Fabrication des spécimens à l'atelier et soudage au laboratoire

6.4.2. Résultats expérimentaux pour le spécimen SP2

L'essai du spécimen 2 (SP2) a été réalisé sur deux jours, avec un temps total de test d'environ huit heures. Pendant les cycles correspondant à 4% de déplacement entre étages, une force totale maximale de 293 kips (1303,8 kN) a été appliquée à l'échantillon. Cette figure montre également que la rigidité élastique de l'échantillon, $K_{\text{elastic}} = 75 \text{ k / in}$, prédite de façon approximative via une analyse par éléments finis effectuée avant essai, est très raisonnable. Le comportement de SP2 est illustré à la Figure 6.41.

Après les deux cycles à 4% marquant la fin de la procédure de pré-qualification, cinq cycles complets ont été effectués à 5% jusqu'à ce qu'une ruine se produise par fatigue oligocyclique. Au cours du dernier cycle, la poutre a péri par apparition de fissures au niveau des semelles au droit des sections réduites, en raison de l'apparition de déformations significatives dues à l'apparition d'instabilités locales, comme le montrent les Figures 6.42a, b et c.

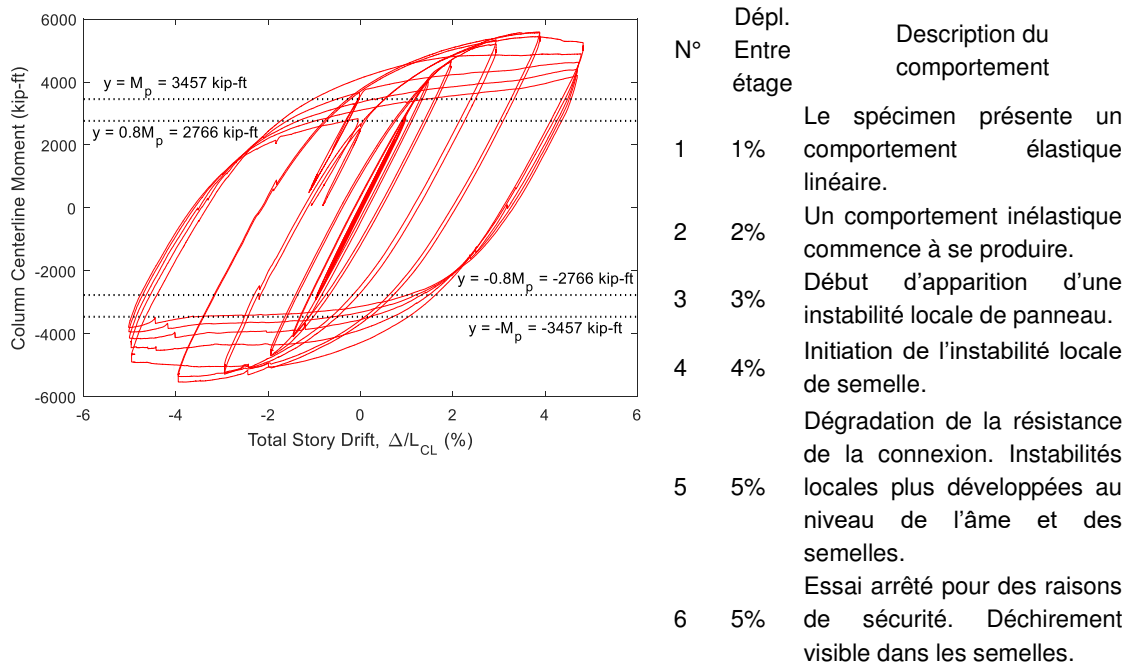


Figure 6.41: Réponse expérimentale des assemblages à section réduite : spécimen SP2



Figure 6.42: Réponse expérimentale de l'échantillon SP2: (a) Déformation globale de la connexion; (b) et (c) Fissures au niveau des semelles de la poutre

La Figure 6.43a montre le moment appliqué en fonction du déplacement entre étages. Avec les cycles à 4%, le moment appliqué à l'échantillon reste supérieur à 80% de la résistance nominale à la flexion, M_p . La même observation peut être faite pour les cycles à 5%. Cela satisfait aux critères de validation pour les portiques résistant par effet cadre, comme décrit à la section E3.6 de l'AISC 341-10. La figure 6.43b montre la contribution inélastique à la déformée totale. Après les premiers cycles de l'essai, la déformation inélastique contribue majoritairement au déplacement observé. Lorsque la section réduite commence à plastifier, entraînant ainsi des déformations plus importantes, une rotule se forme et la plus grande partie de la rotation observée provient de la rotation plastique se produisant au niveau de cette rotule.

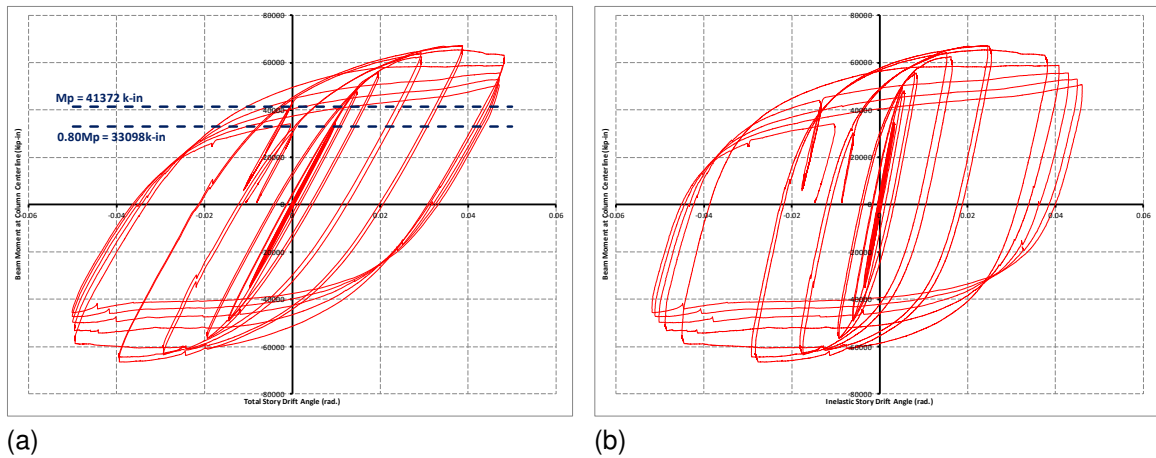
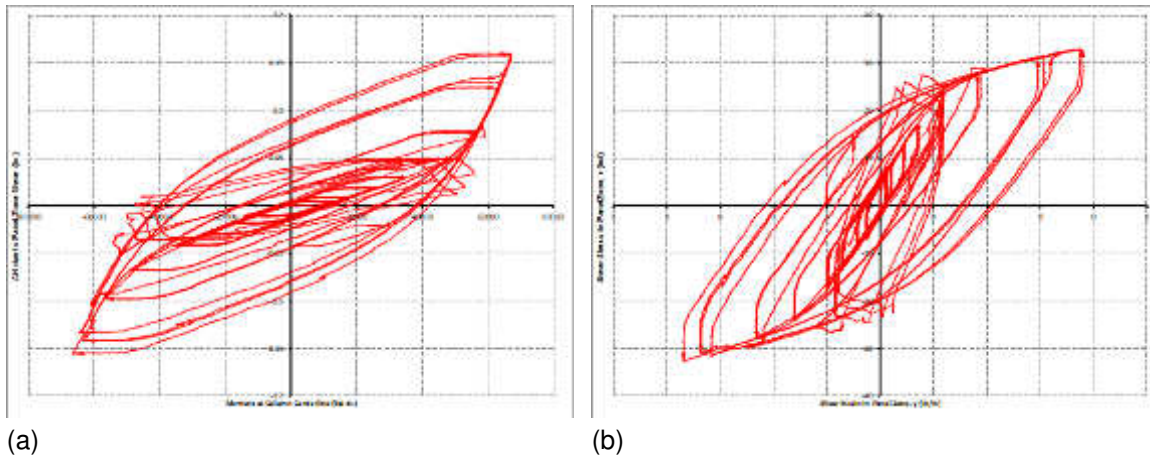


Figure 6.43: Réponse expérimentale de l'échantillon SP2: Courbe de Moment-Rotation, (a) Total; (b) Inélastique

Bien que ce ne soit pas une déformation qui puisse être facilement observée via les photos d'essai, la déformation en cisaillement de la zone de panneau joue également un rôle important dans la performance de l'assemblage. La déformation par cisaillement de la zone de panneau est représentée à la Figure 6.44a en termes de déplacement horizontal du poteau par rapport au moment calculé à l'axe du poteau. Les valeurs extrémales sont mesurées pendant les cycles à 4% avec diminutions drastiques de celles-ci après plastification de la section réduite; dans les derniers cycles, le moment diminue légèrement tandis que la déformation horizontale diminue considérablement, car la rotule plastique au niveau de la section réduite est responsable de la majorité des déformations observées. La zone de panneau d'âme du poteau est étudiée plus en détail à la Figure 6.44b, qui fournit l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement. Des résultats similaires sont à nouveau obtenus vu que les déformations et les contraintes extrémales sont observées pendant les cycles à 4%. Au fur et à mesure que l'essai progresse dans les cycles à 5%, les déformations plastiques deviennent extrêmes et les mesures réalisées deviennent saccadées, ce qui peut être observés sur les derniers cycles reportés sur cette figure.



(a) (b)
Figure 6.44: Réponse expérimentale de l'échantillon SP2: (a) Déformation par cisaillement de la zone de panneau; (b) Contrainte de cisaillement dans la zone de panneau par rapport à la déformation de cisaillement

6.4.3. Résultats expérimentaux pour le spécimen SP4

L'essai du spécimen SP4 a été réalisé sur une période de 7 heures en un seul jour. Le protocole de chargement pour l'échantillon SP4 est le même que celui utilisé pour l'échantillon SP2 (c'est-à-dire AISC341-10). Cependant, le test a été arrêté après les cycles à 4% de déplacement entre étages en raison de l'apparition d'une ruine au niveau des contreventements latéraux. Poursuivre le test aurait mis en danger le personnel et l'équipement de laboratoire.

La Figure 6.45 illustre la courbe de comportement globale de l'échantillon et résume les principaux événements observés au cours du test. Les déformations globales de l'échantillon SP4 peuvent être observées à la figure 6.46a. Une torsion significative du poteau a été observée pendant l'essai. La Figure 6.46b montre le flambement local de l'âme de la poutre via un grillage dessiné sur l'âme.

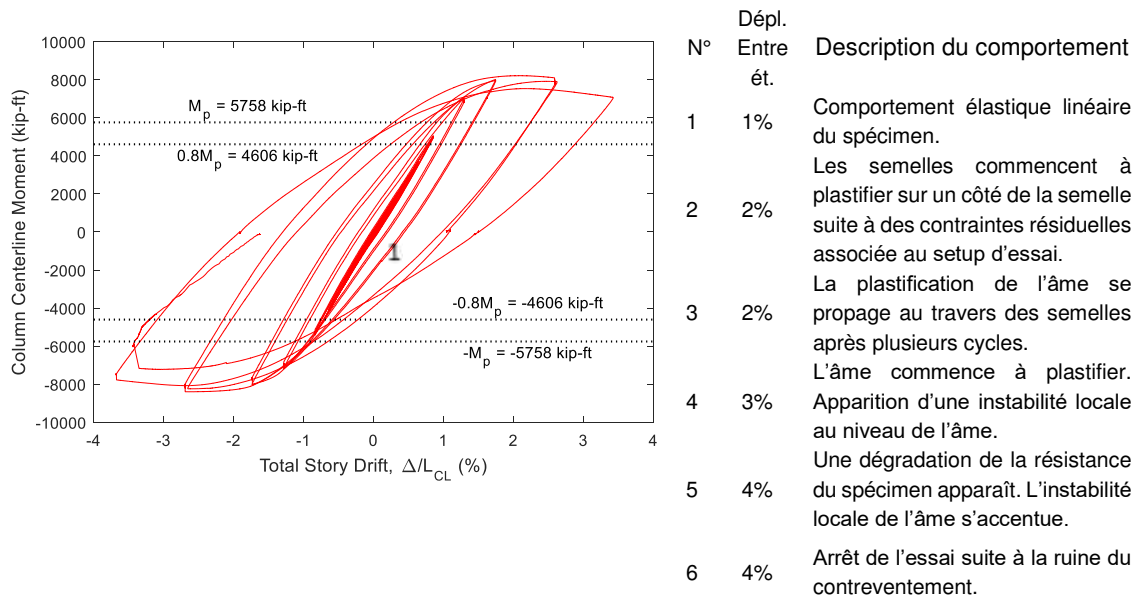


Figure 6.45: Réponse expérimentale des assemblages à section réduite : spécimen SP4



(a)



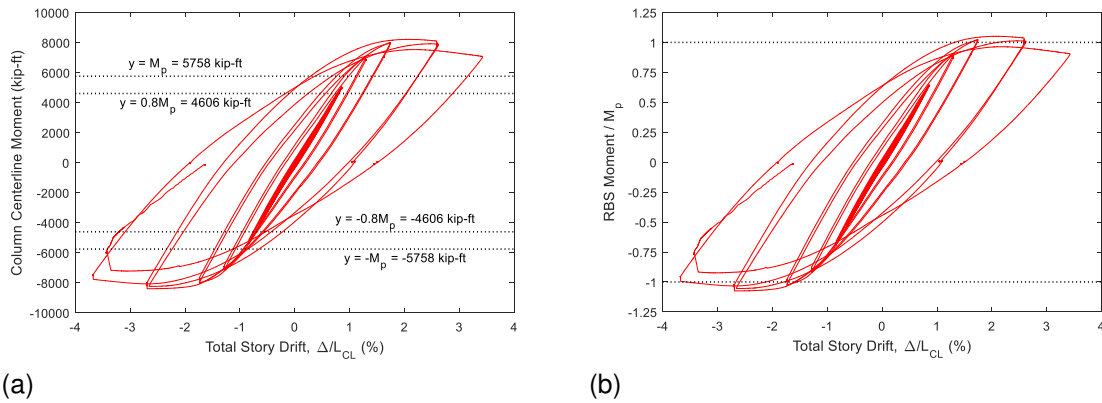
(b)

Figure 6.46: Réponse expérimentale du spécimen SP4 : (a) Déformation globale de l'échantillon; (b) Instabilité locale de l'âme et plastification

La Figure 6.47a montre le moment appliqué au niveau de la connexion en fonction du déplacement entre étages. Bien que la résistance se soit détériorée, la résistance de la connexion reste supérieure à 80% de la capacité nominale de flexion plastique lors des cycles à 4%. Cependant, la figure 6.47a peut être trompeuse quant à l'ampleur du dépassement de la capacité du moment expérimental par rapport à la capacité nominale de 80%. En effet, sur cette figure, le moment est calculé à l'axe du poteau conformément à AISC 341-10, ce document couvrant une multitude de configurations d'assemblage.

Pour les connexions à section réduite, la capacité plastique nominale est calculée en fonction des propriétés de la section réduite. La Figure 6.47b illustre le rapport entre le moment appliqué au niveau de la section réduite et la capacité nominale de

cette section. Il peut y être observé que le moment appliqué est toujours supérieur à 80% de la capacité plastique nominale de la section réduite.



(a) (b)
Figure 6.47: Réponse expérimentale du spécimen SP4 : (a) Courbe Moment-Rotation total; (b) Ratio des moments à la section réduite en fonction du déplacement entre étages

6.4.4. Contribution des composantes d'assemblage

Les résultats caractéristiques sont présentés pour une connexion entre une poutre W36x925 et un poteau W14x873. Le moment à la face du poteau est tracé en fonction de la rotation de la corde de la poutre en valeur absolue et normalisée aux Figures 6.48 (a) et 6.48 (b), respectivement. Le moment maximum appliqué est de 22465 kNm, pour une pente de poutre à 5%. La section réduite de poutre offre un facteur de réduction du moment réel de 0,79, ce qui est pratiquement égal à celui supposé lors de la conception. Quatre éléments caractéristiques sont mis en évidence dans le schéma comme expliqué ci-après. En regardant la progression de la plastification, voici ce qui est observé : amorces de plastification à l'interface poutre-poteau (pente de la poutre à 0,9%), plastification qui se propage ensuite dans les semelles de la poutre au niveau de la section réduite (pente de la poutre à 1,2%). Lorsque le mécanisme plastique est totalement développé (pente de la poutre à 2,6%), la plus grande partie de la déformation plastique provient de la section réduite, avec une distorsion limitée de la zone de panneau cisailé (Figure 6.49). Cependant, une concentration de contraintes plastiques au niveau des soudures de semelle est présente, ce qui indique que la section réduite ne réduit pas totalement la demande de déformation plastique des autres zones. L'amplitude des déformations plastiques au centre de la soudure atteint une valeur de 1,6% (pente de la poutre à 5%), contre 6,3% observé au niveau de la section réduite.

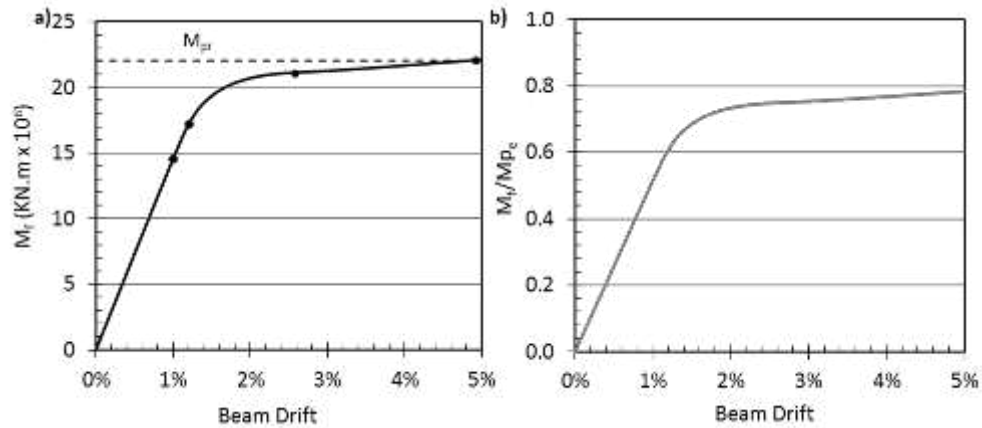


Figure 6.48: Moment à la face du poteau en fonction de la pente de la poutre. a) Valeurs absolues, b) Résultats normalisés par le moment plastique de la poutre en section complète M_{pe}

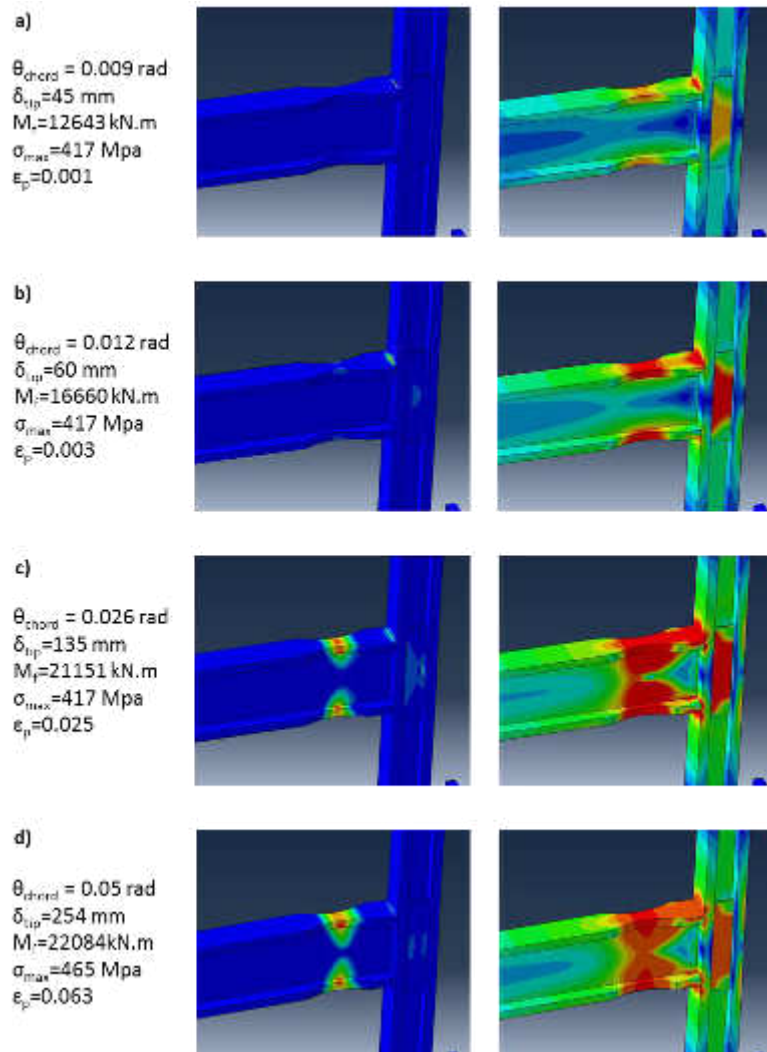


Figure 6.49: Amplitude des déformations plastiques (gauche) et des contraintes de Von Mises (droite) : a) Début de plastification, b) Progression de la plastification dans les semelles de poutre et dans la zone de panneau, c) Début de l'écroutissement, d) Mécanisme plastique complet

La contribution de chaque composante à la déformation totale peut être observée en traçant les rotations des composantes en fonction du moment à la face du poteau (voir Figures 6.50 et 6.51). La contribution de la section réduite à la rotation plastique totale (pour une pente de poutre à 5%) est environ trois fois celle de la zone de panneau qui reflète un comportement pratiquement élastique malgré le fait que la plastification soit apparue. La rotation de chaque nœud de l'axe de la poutre est représentée à la Figure 6.51 en fonction de la distance x de ces nœuds par rapport à la face du poteau. La rotation de la rotule plastique au milieu de la section réduite est d'environ 0,037 rad, tandis que la rotation de la zone de panneau est estimée à 0,009 rad.

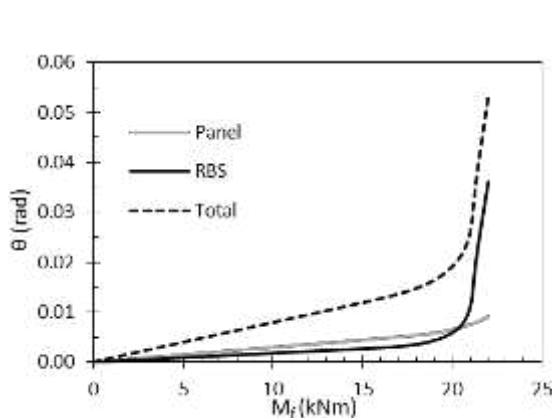


Figure 6.50: Rotation totale de la section réduite et de la zone de panneau en fonction du moment à la face du poteau

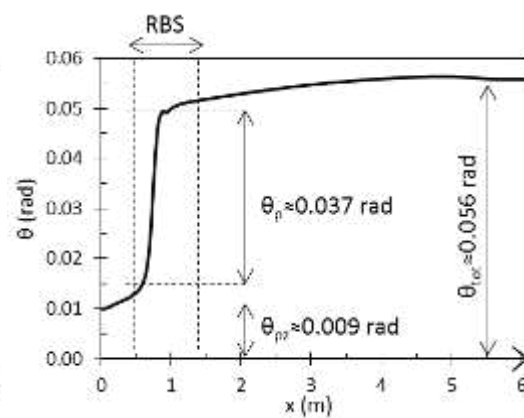


Figure 6.51: Rotation des noeuds de l'axe de la poutre (θ) en fonction de la distance de ces noeuds par rapport à la face du poteau (x)

Après un examen minutieux du comportement de quatre connexions à section réduite mettant en œuvre des membrures jumbo dans une large gamme de combinaisons, un certain nombre d'éléments clés dans le comportement de celles-ci ont été mis en évidence. Pour commencer, une instabilité latérale a été observée dans le cas d'une connexion de type SP4 mettant en œuvre les plus gros poteaux (poteaux W40). Cette instabilité a entraîné un déplacement latéral de 51 mm de la semelle inférieure de la poutre et une mise en torsion du poteau. De plus, une demande accrue de déformation plastique a été observée au niveau des soudures entre les semelles de la poutre et du poteau pour les connexions mettant en œuvre les membrures les plus lourdes. Enfin, les assemblages ont montré une grande résistance de la zone de panneau, ce qui signifie que le fait de ne pas tenir compte de la contribution des semelles du poteau dans la résistance nominale de la zone de panneau, comme recommandé dans le document AISC 358-10 (AISC, 2010b), peut être considéré comme conservatif. Ces résultats signifient donc que la taille

des sections, les dimensions de la section réduite et le dimensionnement de la zone de panneau sont des paramètres importants qui influencent la réponse de la connexion, comme discuté dans les sections suivantes.

6.4.5. Influence de la taille des membrures

L'analyse de la connexion SP4 a démontré la susceptibilité des poutres de grandes dimensions au flambement par torsion latéral, qui est définie dans ce cas-ci comme une distorsion hors plan de la semelle inférieure à l'emplacement de la section réduite. De plus, le poteau W40x593, qui était la seule à dépasser la limite de pré-qualification en termes de hauteur de profilé, a subi un certain degré de torsion. Afin de poursuivre l'étude de ce comportement, 4 analyses supplémentaires ont été réalisées, en faisant varier respectivement la poutre et le poteau connectés. Les connexions SP5 et SP6 traitent l'effet de la section du poteau, en gardant la poutre W44x408 mais en faisant varier la section du poteau (SP5: W14x730; SP6: W36x487). D'autre part, les connexions SP7 et SP8 s'intéressent à l'effet de la section de la poutre, en maintenant la section du poteau (W40x593) constante (SP7: W40x431; SP8: W36x387).

L'effet de la variation des caractéristiques du poteau est résumé dans les graphiques ci-dessous. Il peut être observé à la Figure 6.52 que les connexions SP4 et SP5 présentent un comportement identique. Par contre, la connexion SP6 présente une forte chute de rigidité avant et après plastification (Figure 6.52), ce qui indique l'apparition d'un flambement par torsion latérale (LTB) comme confirmé à la Figure 6.53. L'état déformé des poutres est illustré à la Figure 6.54 (pour une pente de poutre à 5%). Finalement, les amplitudes de LTB sont tracées en fonction du rapport h / t_{cf}^3 pour les poteaux (Figure 6.54); on peut voir que ce rapport peut fournir un bon indicateur de la torsion du poteau, et que les amplitudes LTB pour une même poutre sont étroitement liées à la sensibilité du poteau à la torsion.

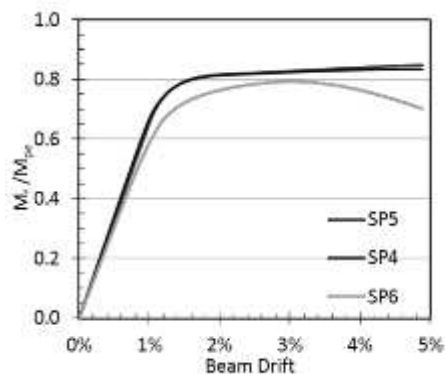


Figure 6.52: Moment à la face du poteau pour SP4, SP5 et SP6 (normalisé par M_{pe}) par rapport à la pente de la poutre

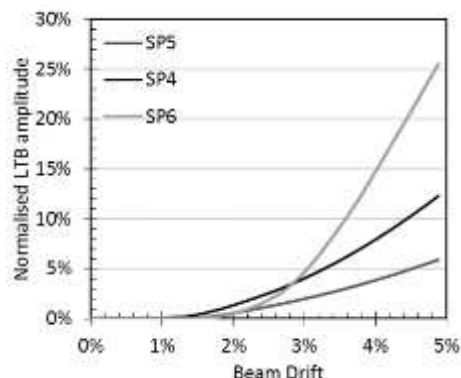


Figure 6.53: Déplacement latéral de la semelle inférieure pour SP4, SP5 et SP6 (normalisé par la largeur de la semelle de la poutre)

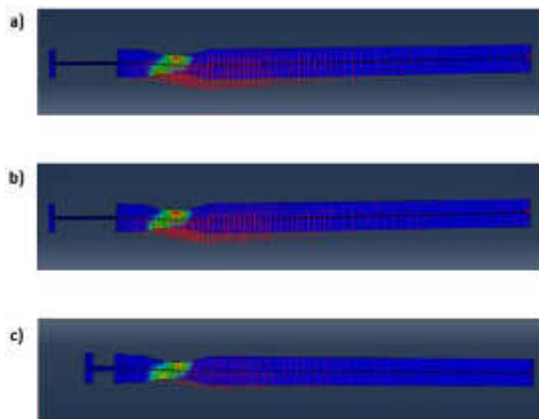


Figure 6.54: Champ de déplacements latéraux et déformations plastiques pour une pente à 5% : (a) SP6, (b) SP5, (c) SP6

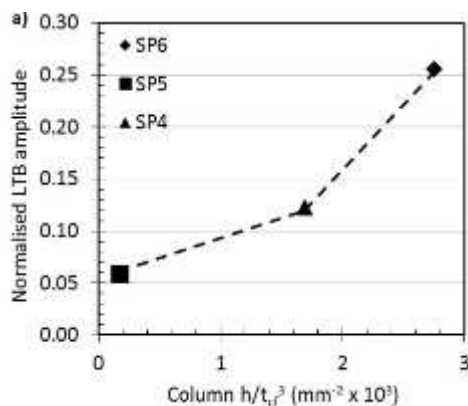


Figure 6.55: Amplitude du LTB pour une pente à 5% (normalisé par la largeur de la semelle de la poutre) en fonction du rapport h/t_{cf}^3

La réponse des connexions SP7 et SP8 pour lesquelles la section de la poutre a été modifiée est similaire à celle de la connexion de référence SP4 (Figure 6.56). Le flambement de torsion latérale apparaît pour toutes les connexions comme présenté aux Figures 6.57 et 6.58. L'élanement de l'âme de la poutre semble être un bon indicateur de la susceptibilité au LTB et à la torsion résultante du poteau. Les angles de torsion du poteau pour une pente de poutre à 5% sont tracés en fonction de l'élanement de l'âme de la poutre pour les connexions étudiées à la Figure 6.59. Il convient de noter que, dans le cadre de l'étude susmentionnée, le contreventement latéral des semelles inférieures des poutres n'a été prévu qu'au point d'application de la charge (déplacement contrôlé). L'ajout de contreventements latéraux à proximité de la zone de section réduite permettrait de se prémunir du phénomène de LTB.

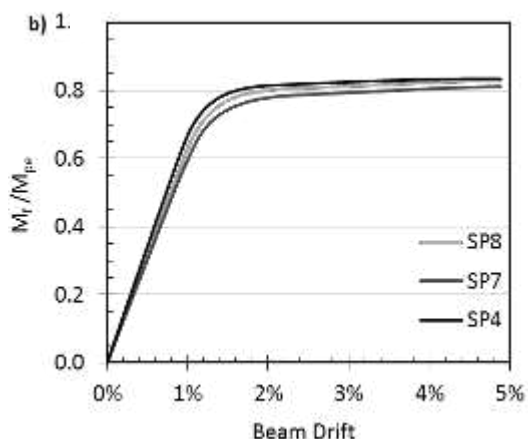


Figure 6.56: Moment à la face du poteau pour SP4, SP7 et SP8 (normalisé par rapport à M_{pc}) en fonction de la pente de la poutre

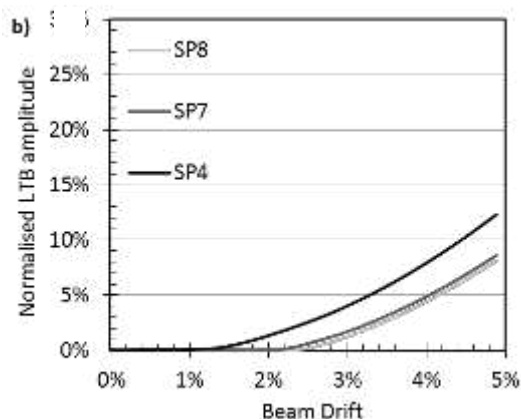


Figure 6.57: Déplacement latéral de la semelle inférieure pour SP4, SP7 et SP8 (normalisé par la largeur de la semelle de la poutre)

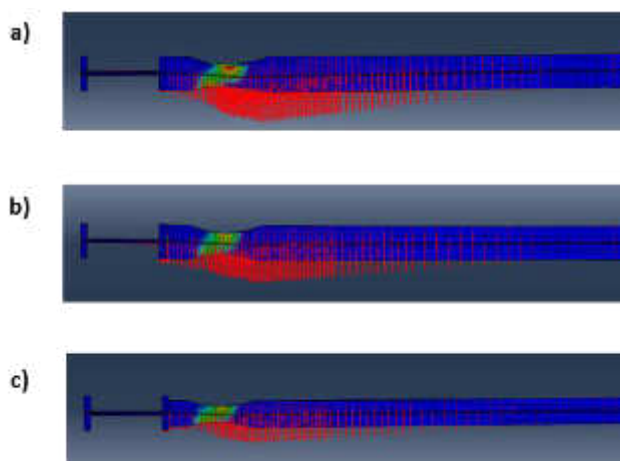


Figure 6.58: Champ de déplacements latéraux et déformations plastiques pour une pente à 5% : (a) SP4, (b) SP7, (c) SP8

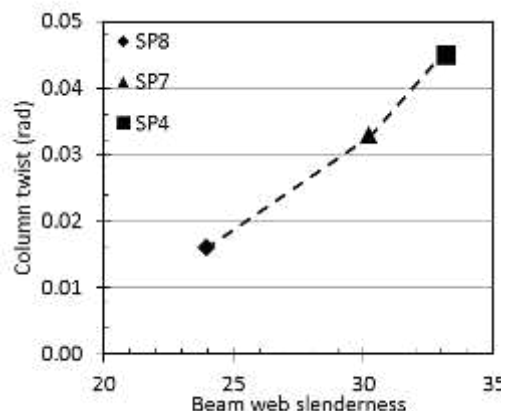


Figure 6.59: Angle de rotation de torsion du poteau pour une pente à 5% en fonction de l'élanement de l'âme de la poutre

6.4.6. Influence du dimensionnement de la zone de panneau

Quatre configurations différentes de la connexion avec variation des détails de la zone de panneau ont été étudiées. Les résultats représentatifs pour SP3 (connexion de référence) sont présentés ci-après avec 3 configurations différentes pour l'épaisseur de la zone de panneau et un cas avec un matériau plus résistant pour le panneau. L'évolution du moment de poutre (à la face du poteau) en fonction de la rotation de la corde de la poutre est présentée à la Figure 6.60. Pour le cas présentant une zone de panneau faible (100 mm d'épaisseur), le moment maximum atteint au niveau de la connexion est nettement inférieur aux autres cas. La rotation

plastique dans la zone de section réduite et les distorsions de la zone de panneau sont tracées en fonction de la pente de poutre à la Figure 6.61. Dans le cas de la zone de panneau faible (pas de plaques de renfort), la section réduite reste essentiellement élastique et toute la déformation plastique provient de la zone de panneau. En augmentant l'épaisseur de la zone de panneau à 136 mm via des plaques de renfort, la rotation plastique est répartie pratiquement de façon équitable entre la zone de panneau et la section réduite. Une augmentation supplémentaire de l'épaisseur de la zone de panneau à 156 mm ou l'utilisation d'un matériau de 65 ksi (455 MPa) pour le poteau conduit à une situation où 60% de la déformation totale de la connexion provient de la zone de section réduite. La contribution relative de la zone de section réduite et de la zone de panneau à la déformation totale (élastique et inélastique) de la connexion, pour les panneaux considérés, est illustrée à la Figure 6.62.

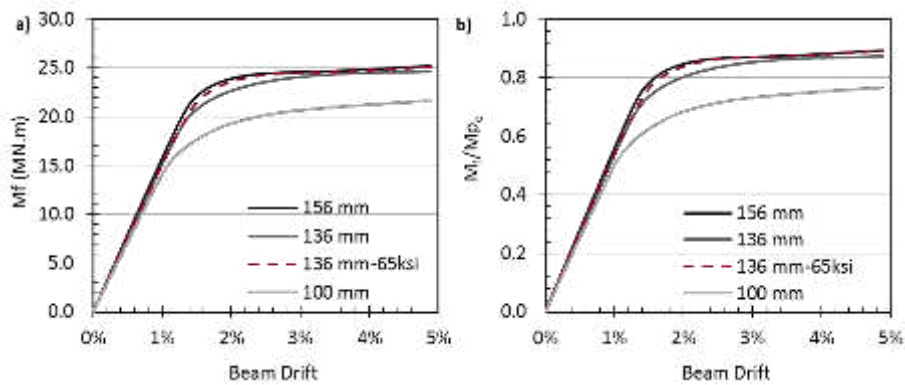


Figure 6.60: Moment à la face du poteau en fonction de la pente de poutre pour différentes configurations de panneau

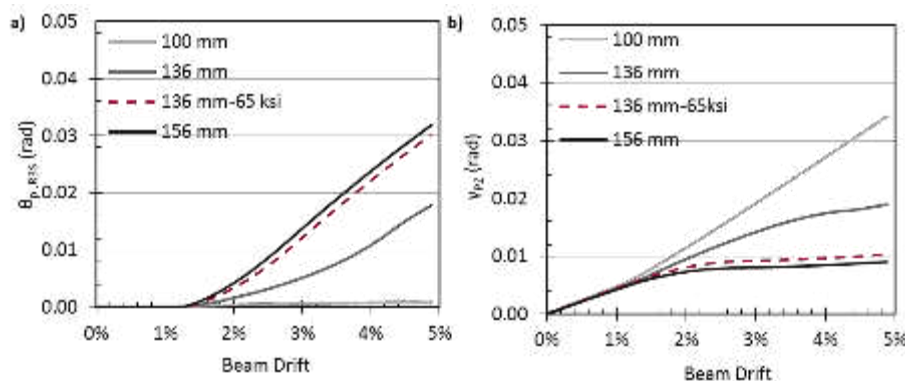


Figure 6.61: a) Rotation plastique de la section réduite, b) distorsion du panneau en fonction de la pente de poutre pour différentes configurations de panneau (connexion de référence : SP3)

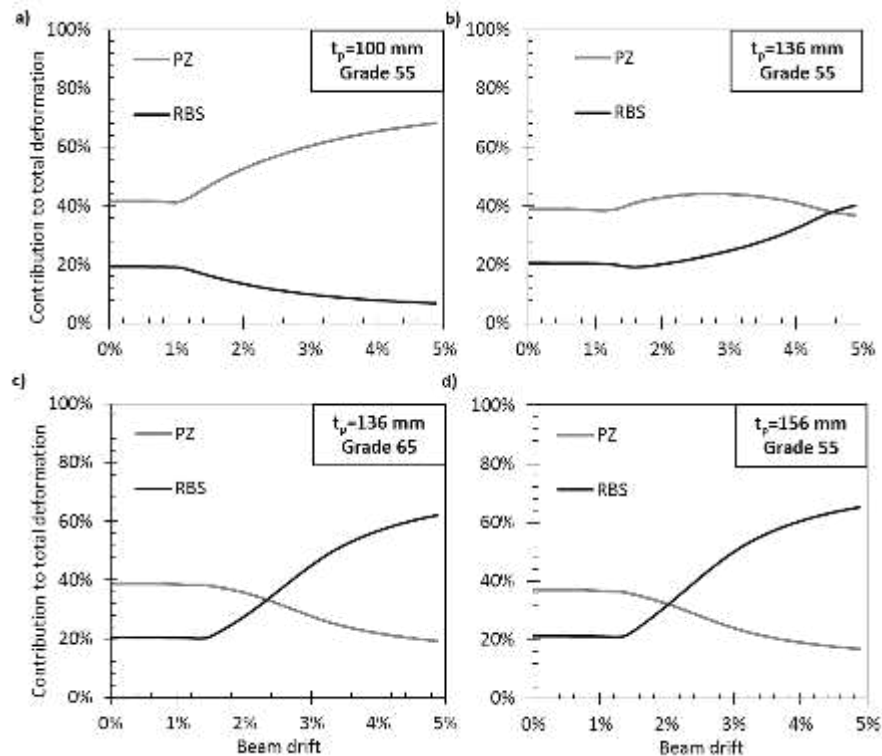


Figure 6.62: Contribution de la section réduite et de la zone de panneau à la déformation totale de la connexion SP3

6.4.7. Influence de la géométrie de la section réduite

Les connexions SP2 et SP3 ont été étudiées en considérant différentes solutions pour la géométrie de la zone de section réduite, définie par les paramètres A, B et C. En général, l'augmentation de la coupe au niveau de la section réduite conduit à des moments plus petits au droit de la face du poteau. Le paramètre C qui détermine la profondeur de la coupe régit évidemment le moment de la connexion et les contraintes de cisaillement imposées à la zone de panneau (des coupes plus profondes impliquent une capacité portante plus faible et des contraintes de cisaillement plus faibles sur la zone de panneau). L'effet de réduction de la semelle (allant de zéro - pas de section réduite - à la valeur maximale permise par le code) sur les déformations plastiques (pour une pente à 5%) peut être observé via les courbes de niveau de la Figure 6.63.

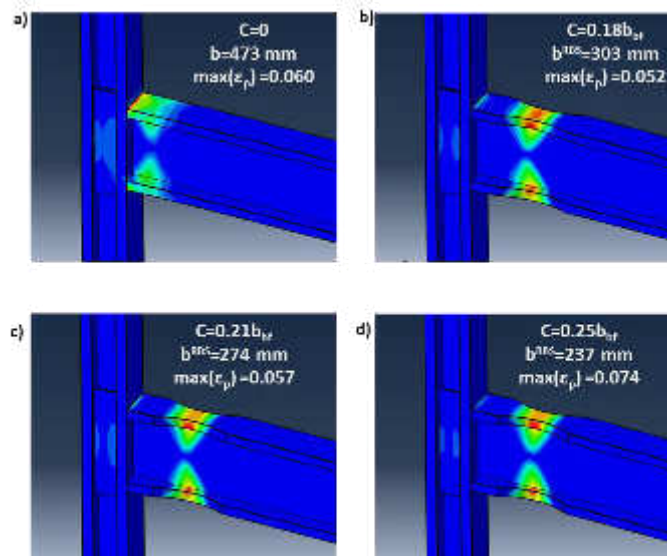


Figure 6.63: Amplitude des déformations plastiques pour une pente à 5% pour différents niveaux de coupes (connexion SP3)

6.4.8. Procédures de modélisation simplifiées

Les évaluations présentées ci-dessus ont été réalisées à l'aide d'une modélisation non linéaire tridimensionnelle qui, tout en présentant la représentation la plus fidèle du comportement, est relativement complexe et consommatrice de temps. Afin de simplifier la simulation et le dimensionnement, une idéalisation des composantes de la connexion peut être envisagée. Il convient cependant de noter que les connexions avec section réduite ont une configuration spécifique qui diffère des autres assemblages considérés précédemment. Néanmoins, plusieurs composantes peuvent être représentées de la même manière.

Comme pour les autres configurations d'assemblage, en utilisant les approches de l'EN1993:1-8, les composantes suivantes peuvent être identifiées pour les assemblages avec section réduite : âme de poteau en traction, semelle de poteau en flexion, semelle de poutre en compression, âme de poteau en compression, et panneau d'âme du poteau cisailé. Il convient de noter que la zone de coupe de la section réduite ne fait pas partie de l'assemblage en tant que tel mais doit être modélisée en tant que partie de poutre.

La Figure 6.64 montre un schéma d'assemblage de composantes classique. Deux rangées respectivement en haut et en bas sont modélisées afin d'avoir une zone d'assemblage apte à supporter un chargement cyclique. La distance entre ces rangées étant très petite, elle se superpose sur le schéma. Les mêmes procédures adoptées pour les mêmes composantes dans d'autres types de connexions peuvent être utilisées pour toutes les composantes listées ci-dessus pour définir une représentation bilinéaire de la connexion. Le panneau d'âme du poteau en

cisaillement ou la semelle de poteau en flexion peuvent être des composantes critiques dans le cas présent, en fonction de leurs dimensions spécifiques

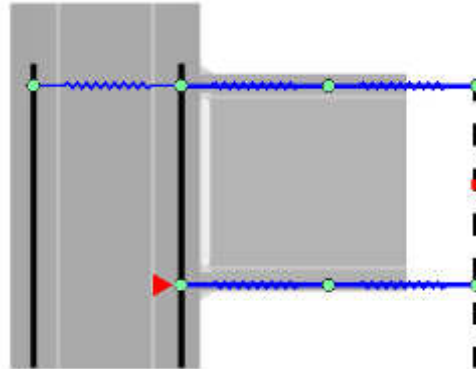


Figure 6.64: Vue schématique de disposition des ressorts dans un assemblage "SP"

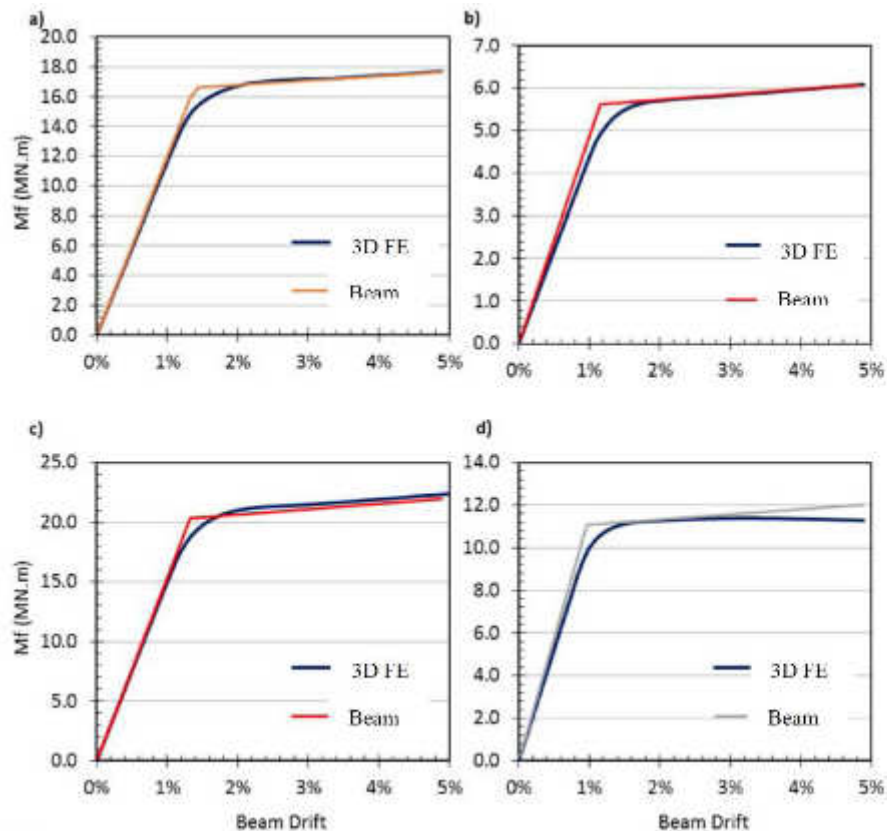


Figure 6.65: Comparaison entre les prédictions obtenues via le modèle aux éléments finis 3D et le modèle simplifié à poutre pour SP1-SP4

Comme indiqué précédemment, la modélisation des connexions à section réduite dans les programmes d'analyse de portique nécessite une représentation des composantes de l'assemblage, en particulier de la zone de panneau cisailé (pouvant influencer de façon significative le comportement global), ainsi que de la

réduction de section. En utilisant une approche simple (Grubbs, 1997), la rigidité élastique de deux éléments poutre-poteau dans la zone de section réduite peut être modifiée pour tenir compte de la perte de rigidité due à la découpe des semelles, tandis qu'un ressort de rotation adimensionnel reliant deux nœuds au milieu de la zone de section réduite peut être utilisé pour tenir compte de la réponse inélastique de la section réduite.

Une comparaison entre la réponse globale moment-pente de la poutre, pour les connexions SP1 à SP4, obtenue via une modélisation tridimensionnelle et une modélisation de type « poutre » telle que précisée ci-dessus est illustrée à la Figure 6.65. On peut observer qu'un accord satisfaisant est atteint entre les résultats des deux modèles, notamment en termes de réponse plastique de la section réduite.

6.4.9. Remarques générales sur les assemblages à section réduite

Sur base des études expérimentales et numériques réalisées sur des assemblages à section réduite avec membrures jumbo, le comportement général de ce type d'assemblage se caractérise dans un premier temps par une plastification se produisant à l'interface semelle de poutre – semelle de poteau suivi, dans un second temps, par le développement de plastification soit au niveau de la section réduite, soit au niveau du panneau cisailé, en fonction de leurs résistances respectives. L'accumulation de déformations plastiques apparaît alors au niveau de la composante la plus faible.

L'introduction d'une section réduite peut conduire à un soulagement, en termes de moment agissant à la face du poteau, de l'ordre de 75% à 95% par rapport à la capacité flexionnelle plastique de la section de poutre nominale. La demande de déformation plastique à l'intersection poutre-poteau est également réduite, mais ne disparaît pas totalement.

Les semelles inférieures des poutres de grandes dimensions (qui sont en compression) ont tendance à se déplacer latéralement lorsque la déformation verticale de la poutre augmente, reflétant le développement d'une instabilité par flexion-torsion. Le déplacement latéral peut alors atteindre 25% de la largeur de la semelle de la poutre pour des poutres avec des âmes élancées. Cependant, fournir un contreventement latéral à une distance de $d_b / 2$ de l'extrémité de la section réduite la plus éloignée de la face du poteau peut considérablement atténuer ce phénomène.

Les poteaux de grande hauteur présentent une susceptibilité accrue au phénomène de torsion. Un angle de rotation maximal de 0,12 rad a été observé pour le poteau avec le rapport h / t_{cf} le plus élevé, ce qui est un indicateur de faible résistance à la torsion. Une interaction significative existe entre la susceptibilité des poteaux à la torsion et des poutres à l'instabilité, les deux effets s'amplifiant mutuellement. La

présence d'un contreventement latéral selon l'exigence susmentionnée diminue la torsion des poteaux ; les valeurs des angles de torsion observées sont beaucoup plus petites.

Les poutrelles élancées peuvent présenter une instabilité locale, qui peut se manifester au niveau de la semelle et de l'âme comprimées. Cet effet peut se développer pour un niveau de déformation de la poutre de 2% et peut réduire de manière significative la capacité de rotation plastique de la poutre en raison de l'accumulation de déformation plastique asymétrique au niveau de la semelle affectée, ce qui peut conduire à une ruine ductile prématurée. Fournir un contreventement latéral près de la rotule plastique n'a pas d'effet dans ce cas.

Le dimensionnement de la zone de panneau est le paramètre principal qui affecte les demandes de rotation inélastiques imposées à la section réduite. Le fait de permettre une déformation inélastique au panneau cisailé peut soulager la section réduite en termes de demande de rotation plastique. Dans le cas des poutres élancées, il a été constaté que ce soulagement peut conduire à un effet stabilisant, car il peut empêcher l'apparition d'une instabilité prématurée. D'autre part, permettre des demandes de déformation excessives dans la zone de panneau augmente la déformation plastique imposée à l'interface semelle de poutre supérieure – semelle de poteau, et augmente ainsi le risque de rupture ductile prématurée de la soudure. Il existe des différences entre la résistance donnée par ANSI / AISC 360 (2010c) et l'EC3. L'expression de l'EC3 pour $V_{wp,Rd}$ s'est avérée fournir une estimation plus réaliste de la résistance de la zone de panneau d'âme réelle des sections jumbo par rapport à l'expression pour R_n de l'ANSI / AISC 360, qui surestime la contribution des semelles et des plats de renfort. La différence est due à l'approche différente des deux codes concernant la zone de cisaillement; l'expression de l'EC3 semble fournir une estimation plus raisonnable, comparée à l'ANSI / AISC 360 qui considère toute la hauteur du poteau. De plus, l'EC3 ne considère que la contribution d'un seul plat de renfort.

Le critère FEMA-350 (2000b) pour le dimensionnement de la zone de panneau peut conduire à une réponse équilibrée de cette zone. D'un autre côté, si le dimensionnement est réalisé conformément à l'ANSI / AISC 360, un rapport de la demande sur la résistance de 0,75-1,00 est obtenu pour garantir une réponse équilibrée. Il est à noter que ce rapport est influencé par l'épaisseur des semelles et que des valeurs proches de 0,75 doivent être utilisées pour les semelles de poteau épaisses afin d'éviter des réponses plus faibles. Il a été constaté que l'épaisseur des semelles de poutre joue un rôle important sur le potentiel de rupture ductile de la soudure supérieure à l'interface poutre-poteau. Les semelles épaisses tendent à imposer un régime de contraintes triaxiales élevé, combiné à des déformations plastiques accrues. Cet effet est amplifié lorsque le dimensionnement du panneau

d'âme est tel que celui-ci est faible ou équilibré ; cela conduit à des valeurs extrêmement élevées de l'indice de ruine. Le pourcentage de réduction de semelle (paramètre C de la section réduite) s'est également révélé être le paramètre déterminant parmi les dimensions de la section réduite. Des valeurs plus grandes de C augmentent la capacité de rotation plastique, fournissent un plus grand relâchement en termes de moment à la face du poteau, et réduisent les forces de cisaillement dans le panneau.

Références

- Abidelah A., Bouchaïr A., Kerdal D.E. (2012). *Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners*. Journal of Constructional Steel Research, 76:13–
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 341-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 360-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010
- American Society for Testing and Materials (ASTM) (2011). “*Standard Practices for Cycle-Counting in Fatigue Analysis*.” ASTM Standard E1049-85, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13 Standard, Reston, Virginia.
- ANSI/AISC 358-10 (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- ANSI/ASIC 341-16 (2016): *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction
- Arce G. *Impact of higher strength steels on local buckling and 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) *Standard Test Method for Strain-Controlled Fatigue Testing*, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org
- Bijlaard FSK, Nethercot DA, Stark JWB, Tschemmernegg F, and 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 Connections in Steel Structures II: Behaviour, Strength and Design, Bjorhovde, R., Haaijer, G., and Stark, J.W.B (eds.), American Institute of Steel Construction, 418–430.
- Brandonisio G, De Luca A., Mele E. (2012). *Shear strength of panel zone in beam-to-column connections*. Journal of Constructional Steel Research, 71, 129–142.
- CEN (2005). Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8: Design of Joints*. European Committee for Standardization (CEN), 2005.
- CEN (2005). Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. European Standard EN 1998-3:2005, Brussels.
- Chang KL, and Uang C M. (1997). *Designing after Northridge*. Modern Steel Constr., 37(3), 36-42
- Charney FA, and Downs WM. (2004). *Modeling Procedures for Panel Zone Deformations in Moment Resisting Frames*. Proceedings, Connections in Steel Structures V, Amsterdam.
- Chen SJ, Yeh CH, and Chu JM. (1996). *Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance*. J. Struct. Engrg., ASCE, 122(11), 1292-1299
- Che S, Tu C. (2004) *Experimental study of jumbo size reduced beam section connections using high-strength steel*. Journal of Structural Engineering. 130 (4), 582-587.

- Chen S. (1996) *A simple and effective retrofit method for steel beam-to-column connections*. Seventh US-Japan Workshop on the improvement of structural design and construction practices.
- Chi B. & Uang C. (2002) *Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 464-473.
- D'Aniello M, Landolfo R, Piluso V, Rizzano G. (2012). *Ultimate Behaviour of Steel Beams under Non-Uniform Bending*. Journal of Constructional Steel Research, 78, 144–158.
- D'Aniello M, Tartaglia R, Costanzo S, Landolfo 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 beam-to-column 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 Moment Connections*. 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 and design of radius cut reduced beam section connections*. 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 and Upgrade Criteria for Existing Welded Moment-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 for new steel moment-frame buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- Gilton C, Chi B. & Uang C. (2000) *Cyclic response of RBS moment connections: weak-axis configuration and deep column effects*.Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Landolfo R, Mermerdaş K. (2013). *A novel formulation of the flexural overstrength factor for steel beams*. Journal of Constructional Steel Research, 90, 60-71
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Landolfo R, Mermerdaş K. (2014). *Prediction of the flexural overstrength factor for steel beams using artificial neural network*. Steel and Composite Structures, An International Journal, 17(3), 215-236.
- Guo B, Gu Q, Liu F. (2006) *Experimental Behavior of Stiffened and Unstiffened End-Plate Connections under Cyclic Loading*. Journal of Structural Engineering, 132(9), 1352-1357.
- Gupta A, and Krawinkler H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Report No. 132 - John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.

Gross JL., Engelhardt MD, Uang CM, Kasai K. and Iwankiw, N.R., *Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connections for 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 stiffness of steel moment 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. Column bases and further configurations for beam-to-column joints and column bases*. These aggregation, University of Liege, Belgium.

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

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

Kunnath SK, Malley JO. (2002) *Advances in seismic design and evaluation of steel moment 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 and experimental investigations of bolted haunched beam-to-column 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 Moment Connections Reinforced with Ribs*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(1), 108-118.

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

Lee CH and Uang CM., *Analytical modeling of dual panel zone in haunch repaired, SAC, Technical report: Experimental investigations of beam-column subassemblies.*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(1), pp.20-29

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

Maris C, Vulcu C, Stratan A, and Dubina D. (2015). *Validation through numerical simulations of the design procedure for bolted beam-to-column connections with haunches*. Pollack Periodica, 10(3), 95–107.

Mazzolani FM, Piluso V. (1992). *Member behavioural classes of steel beams and beam-columns*. Proc. of First State of the Art Workshop, COSTI, Strasbourg, 517-29.

NIST, *Modification of existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance*, Draft Report, National Institute for Standards and Testing, Gaithersburg, MD, 1998

Pachoumis D, Galoussis E, Kalfas C & Efthimiou I. (2010) *Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections—experimental analysis and finite element model simulation*. Engineering Structures. 32 (9), 2683-2692.

Popov E, Blondet M, Stepanov L. & Stojadinovic B. (1996) *Full-Scale Beam-to-Column Connection Tests*. University of California 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 for safe structures in seismic zones*. IABSE Symposium. Mixed structures including new materials-Brussels. pp.431-436.
- SCI/BCSA. (2013). *Joints in steel construction: moment-resisting joints to Eurocode 3*. The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association, London, UK. Publication Number: P398.
- Shi G, Shi Y, Wang Y. (2007) *Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading*. *Engineering Structures* 29, 703–716.
- Shi Y, Shi G, Wang Y. (2007) *Experimental and theoretical analysis of the moment–rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections*. *Journal of Constructional Steel Research*, 63, 1279–1293.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, and Neagu C. (2017). *Experimental prequalification of bolted extended end plate beam to column connections with haunches*. *ce/papers*, 1(2–3), 414–423.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, and Neagu C. (2016). *Prequalification tests on bolted beam-to-column joints with haunches*. Proceedings of the 8th International Workshop “Connections 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 beam-to-column joints subjected to column removal*. *The Open Civil Engineering Journal* Vol 11, Issue Suppl-1,, Pages 369-383
- Tartaglia R, D’Aniello M, Rassati GA, Swanson JA, Landolfo 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 RBS connections for steel moment resisting frames: Influence of loading rate and floor slab*. Proceedings, Stessa’97.
- Uang C. & Fan C. (2001) *Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section*. *Journal of Structural Engineering*. 127 (9), 1021-1027.
- Uang C. Yu Q, Noel S. & Gross J. (2000) *Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch*. *Journal of Structural Engineering*. 126 (1), 57-68.
- Uang CM, Bondad D, and Lee CH. (1998). “Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling.” *Engineering Structures, Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel*, 20(4–6), 552–561.
- Yu QS, Gilton C. & Uang C. (2000) *Cyclic response of RBS moment connections: Loading sequence and lateral bracing effects*. Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Yu, QS, Uang CM. and Gross J. “*Seismic rehabilitation design of steel moment 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 beam section connections to deep columns*. *Journal of Structural Engineering*. 132 (3), 346-357.
- Zoetemeijer P. (1981). *Bolted Connections with Flush End Plates and Haunched Beams. Tests and*

Limit State Design Methods, Report 6-81-15, Delft University of Technology, Stevin Laboratory.