ECCS

Equaljoint PLUS Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen

1^e Editie, 2018

Raffaele Landolfo Mario D'Aniello Silvia Costanzo Roberto Tartaglia Jean-François Demonceau Jean-Pierre Jaspart Aurel Stratan Dominiq Jakab Dan Dubina, Ahmed Elghazouli Dan Bompa

Vertaling: Roland Abspoel



Equaljoints PLUS

Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen

№XXX, 1st edition, 2018

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 sys-tem, 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

Legal deposit

INLEIDING

Het huidige document is ontwikkeld in het kader van het Europese RFCS-project Equaljoints PLUS (784048 – EQUALJOINT-PLUS-RFCS-2016/RFCS-2016.

Equaljoint-PLUS is een 24 maanden durend RFCS-project gewijd aan de verspreiding van de kennis die is verworven in het kader van het vorige RCFS 36 maanden durende project EQUALJOINTS. Binnen het vorige RFCS-project EQAULJOINTS (RFSR-CT-2013-00021), Europese seismische prekwalificatiecriteria voor een set stalen ligger-kolomverbindingen zijn ontwikkeld. Equaljoint-PLUS richt zich op de valorisatie, de verspreiding en de uitbreiding van de ontwikkeling van prekwalificatiecriteria voor praktische toepassingen aan een breed publiek (d.w.z. academische instellingen, ingenieurs en architecten, bouwkunde, bouwnijverheid ondernemingen, staalproducenten). De belangrijkste doelstellingen van Equaljoints PLUS kunnen als volgt worden samengevat:

- Het verzamelen en organiseren van informatiemateriaal over de voorgeselecteerde verbindingstypen: de informatieve documenten zijn opgesteld in 12 talen (Engels, Spaans, Frans, Duits, Engels, Frans, Italiaans, Nederlands, Portugees, Tsjechisch, Bulgaars, Roemeens, Grieks en Sloveens).
- Het ontwikkelen van prenormatieve ontwerpaanbevelingen van seismisch gekwalificeede verbindingen op basis van de resultaten van het Equaljointsproject in 12 talen.
- Het ontwikkelen van ontwerprichtlijnen voor het ontwerpen van staalconstructies die rekening houden met het type verbinding en hun relevante nietlineaire respons.
- Het ontwikkelen van een software programma en een app voor mobiele telefoons om de inelastische respons te voorspellen.
- Het organiseren van seminars en workshops voor het verspreiden van de opgedane kennis binnen de EU en daarbuiten.
- Het opzetten van een webpagina met vrije toegang voor de gebruikers om de verkregen resultaten te promoten.
- Het opzetten van een You-Tube-kanaal om de video's van de laboratoriumproeven en FEM-simulaties beschikbaar te stellen om de schade prolongatie te tonen.

Het Equaljoints PLUS-project wordt door de Universiteit van Napels Federico II gecoördineerd. Het Consortium bestaat uit 15 partners, waarvan er 7 reeds betrokken waren bij het eerdere Equaljoints-project. Alle betrokken partners zijn opgenomen in het volgende overzicht:

Coördinator	tor Università degli Studi di Napoli Federico II (UNINA)				
	Arcelormittal Belval & Differdange SA (AM)				
Partnore	Universite de Liege (Ulg)				
Failleis	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)

Centre Technique Industriel de la Construction Metallique (CTICM)

National Technical University of Athens (NTUA)

Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze (CVUT)

Technische Universiteit Delft (TUD)

Univerza V Ljubljani (UL)

Universitet Po Architektura Stroitelstvo I Geodezija (UASG)

Universitat Politecnica de Catalunya (UPC)

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen (RWTHA)

INHOUDSOPGAVE

1. S	TAND	VAN ZAKEN	1				
	1.1	Consoleverbindingen	2				
	1.2	Verstijfde, lange kopplaatverbinding	4				
	1.3	Onverstijfde, lange kopplaatverbinding					
	1.4	Dog-bone verbinding					
2.	BESC GETE	CHRIJVING VAN DE HOOFDKENMERKEN VAN DE ESTE VERBINDINGEN	13				
	2.1	Consoleverbindingen	15				
		2.1.1 Beschrijving van de verbindingsgeometrie	16				
		2.1.2 Lijst van systemen waarvoor de verbinding is geprekwalificeerd	17				
		2.1.3 Begrenzing toepassingsgebied	18				
	2.2	Verstijfde, lange kopplaatverbinding ligger-kolom	20				
		2.2.1 Beschrijving van de verbindingsgeometrie	21				
		2.2.2 Lijst van systemen waarvoor de verbinding is geprekwalificeerd	23				
		2.2.3 Lijst met limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens	24				
	2.3	Ligger-kolomverbinding met onverstijfde, uitstekende kopplaat	25				
		2.3.1 Beschrijving van de geometrie van de verbinding	26				
		2.3.2 Lijst met limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens	27				
	2.4	Dog-bone verbinding	29				
3.	TEST	OPSTELLING EN MEETINSTRUMENTATIE	31				
	3.1	Testopstelling	31				
	3.2	Belastingsprocedure	32				
		3.2.1 Belastingsnelheid	34				
		3.2.2 Voorbelasting	34				
		3.2.2 Statische belasting	35				
		3.2.4 Belastingsprotocol cyclische belasting	35				

4.	ONTWERPPROCEDURE VOOR GEKWALIFICEERDE TYPEN VERBINDINGEN					
	4.1	Algemene prestatiedoelen	37			
	4.2	Ontwerpaannames voor verbindingszone	42			
		4.2.1 Actieve boutrijen op trek	43			
		4.2.2 Drukpunt en hefboomarm	43			
		4.2.3 Aanwezigheid van een ribverstijver in ES verbindingen	43			
		4.2.4 Ontwerpaannames voor het afschuifpaneel	45			
	4.3	Technische eisen	48			
5	NIET- VOLC	LINEAIR MOMENT-HOEKVERDRAAIING RESPONS SENS EN1993- 1-8	51			
	5.1	Algemeen	51			
	5.2	Moment-hoekverdraaiing voor verbindingen met een console volgens EN1993-1-8	54			
	5.3	Moment-hoekverdraaiing van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen volgens EN1993-1-8	57			
	5.4	Moment-hoekverdraaiing van onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen volgens EN1993-1-8	64			
	5.5	Moment-hoekverdraaiing van dog-bone verbindingen	70			
6	PRES VERE	STATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE BINDINGEN	74			
	6.1	Consoleverbinding	75			
		6.1.1 Parameters van de beproefde verbindingen	77			
		6.1.2 Invloed van de liggerhoogte	81			
		6.1.3 Invloed van de consolehoogte	82			
		6.1.4 Invloed van het belastingsprotocol	84			
		6.1.5 Invloed van de oversterkte van de ligger	87			
		6.1.6 Bijdrage van de verbindingscomponenten aan de totale hoekverdraaiing	88			
		6.1.7 Algemene opmerkingen over verbindingen met een console	92			
	6.2	Verstijfde, lange kopplaatverbindingen	93			

	6.2.1 Parameters van de beproefde verbindingen	95
	6.2.2 Bezwijkmechanismen	97
	6.2.3 Invloed van de liggerhoogte	98
	6.2.4 Invloed van shot peening	99
	6.2.5 Invloed van het belastingsprotocol	100
	6.2.6 Bijdrage van de verbindingscomponenten op de plastische hoekverdraaiing	100
	6.2.7 Algemen opmerkingen over de verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen	102
6.3	Onverstijfde, lange kopplaatverbindingen	102
	6.3.1 Parameters van de beproefde verbindingen	104
	6.3.2 Bezwijkmechanismen	106
	6.3.3 Invloed van de liggerhoogte	108
	6.3.4 Invloed van het belastingsprotocol	109
	6.3.5 Bijdrage van de verbindingscomponenten op de plastische hoekverdraaiing	110
6.4	Dog-bone verbindingen	111
	6.4.1 Fabricage	111
	6.4.2 Proefresultaten van proefstuk SP2	112
	6.4.3 Onderzoeksresultaten op proefstuk SP4	114
	6.4.4 Bijdrage van de verbindingscomponenten	116
	6.4.5 Invloed van profielafmetingen	119
	6.4.6 Invloed van het afschuitpaneel	121
	6.4.7 Invloed van het RBS ontwerp	123
	6.4.0 Conclusio dog hono verbindingen	124
LITERATI		120

1. STAND VAN ZAKEN

Op dit moment ontbreken in Europa normen met betrekking tot verificatiemethoden van geboute, stalen ligger-kolomverbindingen in seismisch bestendige stalen raamwerken. De huidige EN1998 staat het gebruik van dissipatieve verbindingen toe, mits het ontwerp wordt ondersteund door laboratoriumproeven. Dit leidt tot onpraktische oplossingen voor projecten in de bouwpraktijk qua planning en budget. Hoewel het gebrek aan analytische modellen om het gedrag van de verbindingen te voorspellen om aan de eisen uit de norm te voldoen meer speelt bij dissipatieve ligger-kolomverbindingen, zijn ook betrouwbare ontwerptools voor niet-dissipatieve verbindingen niet genoeg oversterkte bezitten (bijvoorbeeld minimaal $1.1x1.25 M_{b.Rd}$, waarbij $M_{b.Rd}$ de momentweerstand van de ligger is) en gedrag uitgaande van volledig sterkte kan dus niet worden gegarandeerd. In dergelijke gevallen moet de plastische rotatiecapaciteit van de verbinding worden aangetoond middels laboratoriumproeven en numerieke berekeningen.

In tegenstelling tot de huidige Europese verificatiemethodiek, is de werkwijze in andere landen met een hoog seismisch risico gebaseerd op genormaliseerde en gebruikersvriendelijke verificatietools en -methoden. Als gevolg van de enorme schade na de aardbevingen bij Northridge en Kobe was met name de Noord-Amerikaanse praktijk gericht op het prekwalificeren van standaardverbindingen met betrekking tot seismische toepassingen. In 1995 startten de Amerikaanse FEMA en de SAC-joint-venture een uitgebreid 6-jarig onderzoeksprogramma, genaamd "FEMA/SAC-program", om richtlijnen te ontwikkelen en te evalueren met betrekking tot inspectie, evaluatie, reparatie, rehabilitatie en de bouw van stalen momentoverdragende verbindingen in raamwerken. De Amerikaanse onderzoeksinspanningen waren gericht op het opstellen van een specifieke norm (ANSI/AISC 358-05, 2005) met toetsings-, detaillerings-, fabricage-, en kwaliteitscriteria voor een reeks geselecteerde typen verbindingen, waaronder de in de Amerikaanse praktijk meest toegepaste, welke geprekwalificeerd moeten zijn voor gebruik in special moment frames (SMF) en intermediate moment frames (IMF). Net als bij de Amerikaanse verificatiemethode, werd ook in Japan een prekwalificatie uitgevoerd. Helaas verschillen de in Japan en Amerika veel toegepaste typen verbindingen behoorlijk van die in Europa, bijvoorbeeld door de toepassing van andere series standaardprofielen, materiaaleigenschappen, posities van de bouten, etc. Daarom zijn deze buiten Europa ontwikkelde prekwalificatieprocedures niet zondermeer geschikt voor toepassing op binnen Europa gangbare verbindingen. Een ander belangrijk aspect dat de directe toepassing van de

Amerikaanse en Japanse prekwalificaties beperkt houdt verband met het belastingsprotocol bij laboratoriumproeven. De seismische omstandigheden, die invloed hebben op de benodigde ductiliteit van de verbindingen en de verbonden staven, zijn per land verschillend. Om dit te overbruggen was het recent voltooide Europese onderzoeksproject "Equaljoints" erop gericht kwalificatiecriteria voor staalverbindingen vast te stellen voor de volgende versie van EN1998-1. Meer specifiek omvatte het onderzoek de standaardisatie van verificatie- en fabricageprocedures refererend aan een reeks boutverbindingstypen en een gelaste "dog-bone" met zware profielen, ontworpen om aan verschillende prestatieniveaus te voldoen. Een van de doelstellingen van het project was de ontwikkeling van een nieuw belastingsprotocol voor Europese prekwalificatie, representatief voor Europese seismische eisen. Bovendien werd een experimenteel onderzoek gewijd aan het seismisch klassificeren van standaard koolstofstalen en hoge sterkte bouten met succes afgerond.

1.1. Consoleverbindingen (kopplaatverbinding met console)

Uitstekende kopplaatverbindingen met consoles worden gewoonlijk gebruikt in ongeschoorde raamwerken indien het gewenst is dat de plastische scharnieren alleen voorkomen in de aan te sluiten liggers. Door een console aan de onderzijde van de ligger toe te voegen, wordt de hefboomsarm van de bouten vergroot, hetgeen er voor zorgt dat het eenvoudiger is om aan de eisen m.b.t. overcapaciteit voor niet-dissipatieve elementen in EN1998 te voldoen. Tegelijkertijd leidt dit tot een grotere stijfheid van de verbinding. Het is vernoemingswaardig dat de console de kosten van de verbinding vergroot en daarom wordt deze in de praktijk enkel toegepast wanneer stijve en volledig sterke, momentvaste, verbindingen nodig zijn, een veel voorkomende eis voor seismische toepassingen. Bovendien hebben ontwerpers een voorkeur voor stijve en volledig sterke verbindingen omdat het de modellering van de globale constructieve analyse vereenvoudigt.

Zoetemeijer, 1981 (in Bijlaard et al., 1989) onderzocht consoles met en zonder flenzen met als doel om de stijfheid van de verbindingen te vergroten en stelde een ontwerpmethode voor. Jaspart (1997) en Maquoi en Chabrolin (1998) analyseerden in detail de ligger-kolomverbindingen met consoles en stelden verificatieregels voor, vergelijkbaar met de componentenmethode in EN1993-1-8. De volgende componenten werden onderscheiden voor het karakteriseren van de eigenschappen van geboute kopplaatverbindingen met consoles: de consoleflens op druk, het consolelijf op afschuiving, het kolomlijf op druk en het liggerlijf op verticale druk. De met een console versterkte bestaande - en nieuwe liggerverbindingen krijgen ruim aandacht m.b.t. het herstel of versterking van dergelijke verbindingen na de aardbeving in Northridge in 1994, waarbij forse schade aan ongeschoorde raamwerken is opgetreden (Lee and Uang 1997, NIST 1998, Gross et al. 1999, Yu et al. 2000). Vermoeiingsproeven zijn uitgevoerd om de effectiviteit van de oplossing aan te tonen (Uang et al., 1998). Eindige elementenberekeningen toonden aan dat door de aanwezigheid van een console onder de ligger, de lineaire spanningsverdeling, zoals voorspeld met behulp van eenvoudige liggertheorie, niet langer geldig is (Lee en Uang, 1997). Bovendien veroorzaakt de console een dubbel afschuifpaneel, hetgeen een meer uitgebreide analyse en ontwerp vereist. Yu et al. (2000) hebben aangetoond dat de console de momentverdeling van de ligger verandert en dat het grootste deel van de dwarskracht in de ligger via de consoleflens aan de kolom wordt afgedragen in plaats van via het ligger- en het consolelijf. Een vereenvoudigd model is ontwikkeld dat rekening houdt met zowel de krachtinteractie als de vervormingscompatibiliteit tussen de ligger en de console.

In het geval van een composiete, geboute kopplaatverbinding zijn vanuit constructief oogpunt aan de onderzijde van de ligger geplaatste consoles erg handig. Gross et al. (1999) stelde een consolehoogte voor gelijk aan 0,33 maal de liggerhoogte, met een hoek van de console gelijk aan 30° om de slankheid van het consolelijf te beperken. Deze aanname was gebaseerd op de Whitmore-theorie voor de spreiding van interne spanningen in een elastisch systeem met een hoek van ongeveer 30°. Echter, het verhogen van de hoek kan aantrekkelijk zijn, omdat hiermee zowel de grootte van de console als de grootte van de krachten op de verbinding kunnen worden verkleind.

Proeven, uitgevoerd door Lachal et al. (2006), toonden aan dat geboute, met een console verstijfde kopplaatverbinding de cyclische prestaties aanzienlijk kunnen verbeteren in vergelijking tot niet-verstijfde kopplaatverbindingen. Ze namen waar dat de rotatiecapaciteit met meer dan 35 mrad kan worden overschreden zonder dat er low-cycle vermoeiingsscheuren in de lassen die de liggerflenzen en de kopplaat verbinden ontstaan. Daarnaast garandeert dit type verbinding een aanzienlijke toename van de rotatiestijfheid, de momentweerstand en de rotatiecapaciteit in vergelijking met overeenkomstige onverstijfde, composiet ligger-kolomverbindingen.

EN1993-1-8 (2005) geeft regels voor de toetsing van verbindingen versterkt met consoles door het geven van aanvullende criteria voor de component "liggerflens en liggerlijf op druk" (Figuur 1.1). De rekenwaarde van de drukweerstand van de gecombineerde ligger- consoleflens en -lijf wordt gegeven door formule (6.21) in

EN1993-1-8, door de rekenwaarde van de momentcapaciteit van de ligger, $M_{c,Rd}$, ter plaatse van de verbinding te delen door de h.o.h.-afstand tussen de de flenzen. Voor een met een console verstijfde verbinding kan $M_{c,Rd}$ worden berekend door de bijdrage van de onderflens van de ligger te verwaarlozen. Ook moet de rekenwaarde van de drukcapaciteit van het liggerlijf worden bepaald, vergelijkbaar met de regels gegeven voor de component "kolomlijf op druk in dwarsrichting". Bovendien zijn de volgende regels van toepassing voor het detailleren:

- De staalsoort van de console moet overeenkomen met die van de ligger;
- De flensafmeting en de lijfdikte van de console mogen niet kleiner zijn dan die van de ligger;
- De hoek tussen de consoleflens en de onderflens van de ligger mag niet groter zijn dan 45°.



Figuur 1.1 Component "door console versterkte ligger" conform EN1993-1-8

De SCI/ BCSA-publicatie P398 (2013) geeft meer in detail uitleg over de wijze van verificatie voor met consoles verstijfde kopplaatverbindingen in EN1993-1-8 en geeft ook meer informatie over de verificatie van de lassen.

Geboute, met consoles verstijfde ligger-kolomverbindingen met uitstekende kopplaat voor seismische toepassingen werden experimenteel onderzocht binnen het EQUALJOINJTS-project (Stratan et al., 2017). Alle beproefde proefstukken vertoonden een stabiele respons hysterese, met plastische vervormingen geconcentreerd in de ligger, naast de console, hetgeen hen geschikt maakt voor seismische toepassingen volgens de criteria van ANSI / AISC 358-10. Eerdere numerieke simulaties (Maris et al., 2015 en Stratan et al., 2016) hebben aangetoond dat de aanwezigheid van consoles van invloed is op enkele van de ontwerpaannames in EN1993-1-8. Een voorbeeld hiervan is dat onder een negatief moment het drukcentrum verschuift, boven de consoleflens. Anderzijds zijn alleen de boutrijen dicht bij de getrokken flens op trek belast.

1.2. Verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

Boutverbindingen met een verstijfde, uitstekende kopplaat (ES) zijn populair bij Europese staalconstructiebedrijven en worden vaak gebruikt als momentoverdragende verbinding in raamwerken in laag- en verdiepingbouw, vooral vanwege de eenvoud en daardoor de economische aantrekkelijkheid m.b.t. fabricage en montage. Dit type verbinding wordt gekenmerkt door een beperkte laslengte. Lassen worden uitsluitend toegepast om de kopplaat en enkele verstijvingen in de fabriek aan de ligger te bevestigen, waardoor het mogelijk is om de kosten laag te houden en een goede kwaliteitscontrole te garanderen. Vervolgens wordt de ligger met kopplaat op de bouwplaat aan de kolomflens gebout, waardoor de bouwtijd verkort.

Boutverbindingen met een verstijfde, uitstekende kopplaat (ES) kunnen theoretisch worden ontworpen als volledig of niet-volledig sterke verbinding en als stijve of flexibele verbinding. Het experimentele en theoretische bewijs toont dat dit type verbinding zich kan gedragen als volledige sterk. Omgekeerd, een nominaal stijf gedrag kon in verschillende gevallen niet worden verkregen (Guo et al, 2006; Shi et al, 2007). Daarom kunnen de ES-verbindingen conservatief worden opgevat als flexibele verbindingen, hetgeen resulteert in een extra besparing in het belastingschema voor permanente belasting (Bjorhodve en Colson, 1991). Bovendien kan het gebruik van flexibele verbindingen in ongeschoorde die aan seismische belastingen worden blootgesteld, leiden tot raamwerken lichtere constructies dankzij lagere ontwerpbelastingen als gevolg van de toename van de natuurlijke perioden gerelateerd aan de toename van zijdelingse flexibiliteit (Elnashai A., Elghazouli, 1994). Binnen de huidige EN1993-1-8 wordt de theoretische sterkte en stijfheid van uitstekende kopplaatverbindingen voorspeld op basis van de equivalente T-stuk- benadering. Er is echter geen specifieke methode voorzien om de invloed van de ribverstijvingen op de momentrotatiecapaciteit van de ES-verbindingen in rekening te brengen.

De numerieke en experimentele resultaten van gelaste verbindingen met ribverstijvers (Lee, 2002; Abidelah et al., 2012; Lee et al., 2015) benadrukken dat buiging voornamelijk van ligger naar kolom wordt overgedragen door een vakwerkmechanisme in plaats van de klassieke liggertheorie. Hierbij gedraagt de verstijvingsrib zich als een diagonaal onder een hoek zoals weergegeven in Figuur 1.2.



Figuur 1.2 Geometrie van een ribverstijver (a) en krachten werkend op de ligger en op de kolom volgens Lee, 2002

In de huidige norm is het equivalente T-stuk en de bijbehorende effectieve lengten echter niet duidelijk aanbevolen voor boutrijen van de met een rib verstijfde kopplaat gelegen boven de liggerflens in ES-verbindingen. Dit impliceert dat een ontwerper twee alternatieve keuzes heeft, namelijk: (i) aanname voor de effectieve lengten van de boutrijen van de kolomflens grenzend aan een verstijving; (ii) uitgaan van de effectieve lengten van de boutrij op trek onder de liggerflens. Natuurlijk biedt de tweede optie de mogelijkheid te profiteren van de verstijver in termen van zowel sterkte als stijfheid, maar niet oplettende ingenieurs (zoals opgemerkt door de auteurs op basis van hun ervaring) kunnen de eerste optie kiezen die als conservatiever wordt beschouwd. Daarentegen worden geschikte vloeilijnpatronen voor deze boutrijen gespecificeerd in het Green Book P398 (2013), dat uitgebreide regels geeft om de aanwezigheid van verstijvingsribben mee te nemen in de berekening.

Een ander belangrijk aspect heeft betrekking op de positie van het drukpunt: voor kopplaatverbindingen die vallen onder verificatieregels gegeven in EN1993-1-8, bevindt het drukpunt zich in het midden van de gedrukte liggerflens. Echter, experimentele en numerieke resultaten van ES-verbindingen uitgevoerd door Abidelah et al. (2012), toonden aan dat het drukpunt in het algemeen verschuift onder de positie die wordt verondersteld door EN1993-1-8 en zich ongeveer bevindt op het zwaartepunt van het T-stuk gevormd door de verstijvingsrib en de liggerflens. Het is duidelijk dat de positie van het drukpunt varieert met de benodigde rotatiecapaciteit als gevolg van de vorming van plastische scharnieren met verschillende bijdrage van elk verbindingscomponent. Echter, testen op gelaste verbindingen uitgevoerd door Lee et al. (2005) toonden aan dat voor interstorey drift-verhoudingen gelijk aan 5% het vakwerkmodel voor de rib effectief is tot het drukpunt verschoven is naar 0,6 maal de ribhoogte (zie Figuur 1.2a; Figuur 1.3). D'Aniello et al. (2017) onderzoeken grondig en bediscussiëren kritisch de ontwerpcriteria en gerelateerde eisen voor geboute, verstijfde liggerkolomverbindingen met uitstekende kopplaat zoals geclassificierd in EN1993-1-8 op basis van een parameteronderzoek met behulp van eindige elementenanalyses. Bovendien ontwikkelen D'Aniello et al. (2017) in het kader van de componentmethode een procedure om de ontwerpweerstand te bepalen, waarbij specifiek rekening wordt gehouden met de aanwezigheid van een ribverstijver en de respons voor verschillende prestatieniveaus kan worden gecontroleerd.



Figuur 1.3 Drukpunt en hefboomsarm: a) EN1993-1-8 voor kopplaatverbindingen; b) verschoven positie door het vakwerkmodel in de ribverstijver .

1.3. Onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

Onverststijfde, uitstekende kopplaatverbindingen ("E") worden in staalconstructies vaak gebruikt om een stalen I- of H-ligger te verbinden met een stalen I- of H-kolom, vooral in het geval dat aanzienlijke momenten moeten worden overgedragen. Deze configuratie maakt een eenvoudige montage door middel van bouten mogelijk, waarbij het lassen van de kopplaat aan de ligger in de fabriek wordt gedaan.

Afhankelijk van de detaillering van de verbinding en de liggerlengte, kunnen deze verbindingen als stijf of flexibel worden beschouwd. Om hun stijfheid te vergroten in het geval dat de verbinding als "stijf" moet worden beschouwd, is het gebruikelijk om dwarsverstijvingen aan het kolomlijf toe te voegen. Deze elementen verminderen de algehele flexibiliteit van de verbinding door een efficiënte verstijving van de componenten "kolomlijf op druk" en "kolomlijf op trek". Deze maatregel garandeert niet volledig dat de verbindingen stijf zijn, hiervoor dient een specifieke controle te worden uitgevoerd indien een dergelijke eis wordt opgelegd of indien is besloten om gebruik te maken van zogenaamde "classificatie-stijfheidscriteria".

Wat de weerstand betreft kunnen "E" -verbindingen gewoonlijk worden beschouwd als "niet-volledig sterk", omdat hun momentweerstand vaak lager is dan de momentweerstand van de aangesloten onderdelen (dit kan het gevolg zijn van de gedeeltelijke weerstand van de verbindingsmiddelen of van het kolomlijf op afschuiving). Er kan ook worden overwogen om een "gelijke sterkte" -situatie te bereiken waarin de plastische weerstand van de verbinding ruwweg gelijk is aan de plastische weerstand van de ligger, mits dit wordt gedaan door een geschikt ontwerp.

Ten slotte is de taaiheid m.b.t. buiging in hoge mate afhankelijk van de detaillering van de verbindingen, hetgeen de bezwijkvorm beïnvloedt. Als de verbindingscomponent, bepalend voor bezwijken, taai gedrag vertoont en de weerstand van brosse componenten significant hoger is, kan een taai karakteristiek voor de verbinding worden overwogen; indien de situatie tegenover gesteld is, mag er niet op worden vertrouwd dat de verbinding de krachten plastisch kan herverdelen of, in een seismische situatie, energie kan absorberen.

In de afgelopen decennia zijn vele numerieke, experimentele en analytische onderzoeken naar dit type verbinding uitgevoerd en de rapportage van de resultaten van al deze onderzoeken is een werk op zichzelf. Uit de studies zijn ontwerpaanbevelingen afgeleid die, na besprekingen op Europees niveau, geleidelijk werden geïntroduceerd in de Eurocodes, en voor stalen verbindingen in het bijzonder in het zogenaamde deel 1-8 van Eurocode 3 (CEN, 2005). De geïnteresseerde lezer kan in een recente publicatie van de European Convention for Constructional Steelwork (Jaspart en Weynand, 2016) gedetailleerde informatie vinden over deze aanbevelingen en de wijze om ze in de dagelijkse praktijk te integreren.

Dit kan de gebruiker doen geloven dat alle ontwerpaspecten voor deze verbindingen volledig ondervangen zijn en dat er geen openstaande vragen zijn die nader onderzoek behoeven. Dit strookt niet met de realiteit, vooral niet ten aanzien van aspecten met betrekking tot de taaiheid. Over de componenten in "E"–verbindingen zijn er de volgende openstaande aspecten:

- Sommige verbindingen vertonen een zeer taaie respons (bijvoorbeeld het kolomlijf op afschuiving),
- Van sommige verbindingen is bekend dat ze erg bros reageren (bouten op trek en/of afschuiving en lassen),
- Sommige verbindingen hebben een taaiheid die, volgens de ontwerpsituaties, variëert tussen redelijk taai tot redelijk bros (kopplaat op buiging en bouten op trek, kolomflens op buiging en bouten op trek)

Over de laatste categorie is de huidige kennis tamelijk beperkt, hetgeen blijkt uit het beperkte aantal aanbevelingen in Eurocode1993-1-8.

Voor het ontwerp van verbindingen in niet-seismische gebieden is dit gebrek aan kennis niet zo problematisch als voor verbindingen in gebouwen in seismische gebieden omdat in zo'n situatie de energie moet worden gedissipeerd door "E " - verbindingen, zolang deze geklassificeerd zijn als "niet-volledig sterk". In deel 4 van dit document zal de voorgestelde ontwerpprocedure zorgvuldig moeten worden aangepast om dit probleem te overbruggen en voor de geprekwalificeerde "E" -verbindingen voldoende taaiheid te kunnen garanderen. Dit wordt bereikt op basis van de kennis die de EQUALJOINTS + -partners hebben opgedaan bij hun eerdere en lopende onderzoeksactiviteiten en -ervaringen.

1.4. Dog-bone verbindingen

De noodzaak om excessieve rek in de lassen van ligger-kolomverbindingen te voorkomen, dit leidt immers tot brosse breuk, werd benadrukt door schades door de aardbevingen in Northridge in 1994 en Kobe in 1995. De twee belangrijkste strategieën om excessieve rek te voorkomen, zijn het versterken van de verbinding of het verzwakken van de ligger. Dit laatste kan worden gerealiseerd door het toepassen van zogenaamde Dog-bone verbindingen, ook wel Reduced Beam Section (RBS) genoemd.

Het concept om de liggerdoorsnede op een bepaalde afstand van de verbinding opzettelijk te verzwakken door de flenzen te verjongen werd aanvankelijk voorgesteld door Plumier (1990), die de trapeziumvormige (of rechte) snede voor de ligger-kolom-verbinding introduceerde. Proefresultaten van vóór 1994 waren echter nauwelijks voor handen. De eerste experimentele studies over RBS-verbindingen volgden (Chen, 1996; Engelhardt et al., 1996; Popov et al., 1996; Iwankiw and Carter, 1996; Tremblay et al, 1997; Zekioglu et al., 1997).

Aanvullend onderzoek gericht op een gekromde verjonging van de RBS (Engelhardt et al., 2000; Gilton, Chi en Uang, 2000; Yu et al 2000) waren uitgevoerd als onderdeel van de SAC-studie, gesponsord door FEMA (Kunnath and Malley, 2002; FEMA-350 2000b). Van de verschillende opties om de ligger te verjongen, neigt die met een gekromde verjonging RBS tot het vertonen van een relatief taai gedrag, waardoor scheuren later optreden (Engelhardt et al., 1996-2000).

Er moet echter opgemerkt worden dat deze eerste proeven die leidden tot de prekwalificatie van de met een straal verjongde flens van de RBS-verbinding, meestal toegespitst waren op lage breedflensliggers en -kolommen tot W14. Verdere studies geven begrenzingen aan voor de kolomhoogte (Zhang and Ricles, 2006b; Zhang en Ricles, 2006), gegeven dat hoge kolomprofielen voordelen bieden voor het beperken van seismische drift. Proeven werden ook uitgevoerd op kolomprofielen tot W27, die een gemiddelde diepte van 700 mm hebben (Uang et al, 2000; Chi en Uang, 2002). Deze studies vestigden de aandacht op de gevoeligheid van hoge kolommen op verdraaien, hetgeen het niet-elastische gedrag van de RBS zou kunnen verslechteren.

Dit toonde aan dat RBS-liggers gevoeliger zijn voor kip, door de gereduceerde doorsnede van hun flenzen. Ook hebben hoge kolomprofielen meestal een kleinere torsieweerstand; deze torsie in de kolom kan worden veroorzaakt door de excentrische zijdelinge kracht ten gevolge van het kippen van de ligger. Anderzijds lijkt slechts één publicatie (Chen en Tu, 2004) betrekking te hebben op de toepassing van RBS op hoge liggerdoorsneden, bij de toepassing van een taps verjongde flens.

Verdere experimentele en analytische onderzoeken gericht op de toepassing van RBS op kolommen met een hoge doorsnede (Zhang and Ricles, 2006) gaven aan dat de aanwezigheid van een staalplaat-betonvloer de mate van roteren van de kolom sterk kan verminderen, omdat deze steun biedt aan de ligger en de zijdelingse verplaatsing van de onderflens vermindert. De aanwezigheid van staalplaat-betonvloeren is niet alleen onderzocht met betrekking tot torsie van kolommen met een hoge doorsnede. Eerder onderzoek (Tremblay et al, 1997) gaf aan dat deuvels niet binnen het RBS-gebied mogen worden geplaatst om eventuele interactie met het plastisch scharnier te beperken, omdat hierdoor de plastische rotatiecapaciteit afneemt; de lasverbinding van de deuvels kan ook een

oorzaak van scheuren zijn. Naast het verbeteren van de kipstabiliteit van de ligger, bleek de aanwezigheid van de vloerplaten ook de sterkte van de verbinding en de rotatiecapaciteit bij positieve buiging te vergroten (Jones et al 2002, Uang en Fan, 2001).

Op basis van eerdere experimentele en analytische studies, werden de eerste ontwerpaanbevelingen voor RBS-verbindingen gegeven door FEMA-350 (2000b), betreffende de straal voor de gekromd verjongde flens van de RBS voor toepassing in zowel Special Moment resisting Frames (SMF) als in Ordinary Moment resisting Frames (OMF), speciale – en gewone ongeschoorde raamwerken. De data voor prekwalificatie omvat verschillende beperkingen met betrekking tot de afmetingen van de profielen, het gewicht en de flensdikte, waardoor W36x150 het grootste toegestane liggerprofiel is. Bovendien was W14 het grootste toegestane kolomprofiel voor SMF's. Er is ook een ontwerpprocedure opgenomen, welke met een enkele verfijning is overgenomen in de latere versies van de AISC-normen. Het concept was om de RBS-geometrie zodanig te dimensioneren dat een afname van het optredend moment ter plaatse van de kolomflens wordt bereikt, vergeleken met de plastische momentweerstand van de ligger.



Figuur 1.4 Configuratie en afmetingen van de Dog-Bone of Reduced Beam Section verbindingen (ANSI/AISC 358, 2010a)

Prekwalifiactie van de met een kromming verjongde RBS-verbinding is overgenomen in de meer recente ANSI/AISC 358 (2010a) met beperking van de liggerafmetingen die vergelijkbaar zijn met die in FEMA-350 (2000b). De belangrijkste afmetingen van een typische met een kromming verjongde RBSverbinding zijn afgebeeld in figuur 1.1. Het grootste toegestane liggerprofiel is de W36x300. Bovendien is de grootste toegestane kolomprofiel verhoogd tot W36, zonder beperkingen met betrekking tot de dikte van de kolomflens of het gewicht van het profiel. Verdere beperkingen met betrekking tot de breedte/dikteverhoudingen en de zijdelingse steunen van liggers en kolommen zijn overeenkomstig de AISC Seismic Provisions (ANSI/ AISC 341, 2010b). Het is vermeldenswaardig dat de bijdrage van composiete vloeren aan de zijdelingse stijfheid wordt meegenomen in recente normen, terwijl RBS-verbindingen in SMF's beperkt zijn tot verbindingen met gelaste lijfverbindingen.

Momenteel worden RBS-verbindingen (of dog-bone verbindingen) niet expliciet afgedekt in deel 1 van EN1998-1: 2005. Er wordt echter verwezen naar deel 3 en het is opgenomen in EN1998-3: 2005 als een aangepast schema om de taaiheid van liggers te verbeteren. Opgemerkt wordt dat RBS-verbindingen een rotatiecapaciteit van 40 mrad moeten hebben net vóórdat ze bezwijken. De voorgestelde ontwerpprocedure is in wezen identiek aan die van de Amerikaanse richtlijnen, met enkele kleine verschillen.

Pachoumis et al. (2010) merkte op dat er beperkt onderzoek is verricht naar de toepassing van RBS-verbindingen waarbij Europese profielen zijn gebruikt en voerde laboratoriumproeven uit en evalueerde de toepasbaarheid van deze aanbevelingen in de praktijk. Er werd geconcludeerd dat de RBS-afmetingen, zoals gegeven in EN-1998-3: 2005, mogelijk wijzigingen vereisen om effectief te worden toegepast op Europese walsprofielen. Daarom moet de informatie die wordt verstrekt in EN1998-3: 2005 verder worden ontwikkeld en aangepast om consistent te zijn met de ontwerpprocedures die worden aangeboden in EN1998-1: 2005. Verdere informatie en aanbevelingen over het gedrag en ontwerp van RBS-verbindingen vindt u in de volgende secties van dit rapport.

2. Beschrijving van de belangrijkste kenmerken van de beproefde verbindingen

Vier geboute ligger-kolomverbindingen zijn binnen het project onderzocht, namelijk (a) geboute, onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen, (b) geboute, verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen, (c) geboute verbindingen met een console en (d) gelaste dog-bone verbindingen (zie figuur 2.1) die zijn ontworpen om te voldoen aan verschillende prestatieniveaus. De boutverbindingen zijn ontworpen volgens een ontwerpprocedure die specifiek binnen het project is ontwikkeld en aansluit op EN1993-1-8; Het ontwerp van de gelaste dog-bone verbindingen waren overeenkomstig de Amerikaanse bouwnorm ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) en aan de specifieke staalnormen AISC 341-16 (Seismic Provisions for structural Steel Buildings), AISC 358-16 (Prequalified Connections forSeismic Applications) en AISC 360-16.



Figuur 2.1 Geprekwalificeerde ligger-kolomverbindingen in het kader van het EQUALJOINTSproject: a) boutverbinding met console b) verstijfde, uitstekende kopplaatverbinding c) onverstijfde, uitstekende kopplaatverbinding d) gelaste dog-bone verbinding.

De onderzochte verbindingen worden verondersteld te worden toegepast bij de volgende prestatiedoelstellingen:

- Volledig sterke verbinding: het plastisch scharnier ontstaat in de verbonden ligger, hetgeen er voor zorgt dat de verbinding en het lijfpaneel niet beschadigen;
- Verbinding met gelijke sterkte: het plastische scharnier is verdeeld over de verbinding en de aangesloten ligger
- Niet-volledig sterke verbinding: het plastisch scharnier is geconcentreerd in de verbinding;

Bovendien kan, als functie van de verbindingssterkte en sterkte van het kolomlijf voor zowel gelijke als niet-volledig sterke verbinding, een aanvullende klassificatie worden geintroduceerd:

 Sterk afschuifpaneel: de rotatiecapaciteit is geconcentreerd in de verbinding (niet-volledig sterke verbinding) of in de verbinding en in de ligger (verbinding met gelijke sterkte);

- Symmetrische verbinding (symmetrisch belast): de rotatiecapaciteit is verdeeld tussen de verbinding en het kolomlijf (niet-volledig sterke verbinding), in de verbinding, in het kolomlijf en in de ligger (verbinding met gelijke sterkte);
- Zwak kolomlijf: de rotatiecapaciteit is geconcentreerd in het kolomlijfpaneel (niet-volledig sterke verbinding) of in het kolomlijf en in de ligger (verbinding met gelijke sterkte);

Het experimentele programma (samengevat in tabel 2.1) bevat 76 liggerkolomverbindingen met verschillende verbindingstypologiën, prestatiedoelstellingen, verbindingsconfiguraties (dubbelzijdig/enkelzijdig), belastingprotocols (statisch en twee verschillende protocollen voor cyclische belasting zijn gebruikt). Bovendien zal de invloed van shot-peening worden onderzocht om de mogelijk gunstige invloed te kunnen verifiëren voor het verbeteren van de lokale taaiheid in de lassen tussen de ligger en de uitstekende kopplaat van niet-volledig sterke verbindingen, die naar verwachting een grotere vervormingscapaciteit vereisen.

Parameter	Variatie			
Ligger-kolom	Kleine ligger (1), medium ligger (2), grote ligger (3) (Zie tabel 2.2)			
samenstelling	*Dog-bone ontworpen voor W-type USA-profielen.			
Vorbindingstype	Verstijfde, lange kopplaatverbinding met console - onverstijfde, lange			
verbindingstype	kopplaatverbinding – Dog-bone			
Verbindingconfiguratie	Dubbelzijdig/enkelzijdig			
Prestatiedoelstellingen	Volledige sterkte – Gelijke sterkte – Onvolledige sterkte			
Belastingswijze	Statisch – Cyclisch AISC – Cyclisch voorstel EU-protocol			
Shot Peening	Ja/nee			

Tabel 2.1 Experimenteel programma: parameters

Tabel 2.2 ligger-kolom samenstellingen voor geboute verbindingen

	Ligger/kolom hoogten				
	1	2	3		
Ligger	IPE360	IPE450	IPE600		
Kolom dubbelzijdige (T) verbindingen	HEB280	HEB340	HEB500		
Kolom enkelzijdige (X) verbindingen	HEB340	HEB500	HEB650		
Lengte raamwerk	6 m	6 m	8 m		

Hierna worden het experimentele programma en de relevante parameters in detail beschreven met verwijzing naar elke verbindingstypologie.

2.1. Verbindingen met console

Het experimentele programma omvat drie groepen proefstukken:

- Groep 1: enkelzijdige verbinding, volledig sterk, console met kleine hoek (hoek van 35°), sterk afschuifpaneel kolomlijf; twee van de proefstukken (TSO) zijn vervaardigd met een sterke ligger.
- Groep 2: enkelzijdige verbinding, volledig sterk, console met steile hoek (hoek van 45°), sterk afschuifpaneel kolomlijf;
- Group 3: dubbelzijdige verbinding, volledig sterk, console met kleine hoek (35° hoek), symmetrisch belast.

Groep 1 en groep 2 dienen voor het kwalificeren van twee alternatieve consolegeometrieën (onder- en bovengrens van de hoek van de console) voor de beschouwde liggerafmetingen. Groep 3 onderzoekt verbindingen met afschuifpaneel bij gelijke belasting, hetgeen ook leidt tot een semi-stijve klassificatie van de verbinding (verbinding en afschuifpaneel). Twee aanvullende lijfplaten zijn gebruikt voor de verbindingen van groep 1 en groep 2, terwijl voor groep 3 slechts één aanvullende lijfplaat is gebruikt. Bovendien vergroot een hoger profiel van de kolom de reeks van geselecteerde kolomhoogtes. De parameters die in het experimentele programma worden beschouwd zijn: de wijze van belasten (statisch en cyclisch), grootte van de staven, enkelzijdige en dubbelzijdige verbindingen, sterk afschuifpaneel / afschuifpanel zone gelijk belast, sterke ligger en de geometrie van de console. Tabel 2.3 geeft een overzicht van de in het experimentele programma beschouwde paramaters en beschrijft de labeling van de proefstukken. Zoals kan worden waargenomen, bevat het experimentele programma 24 testen op proefstukken van verbindingen, waarvan er drie worden uitgevoerd onder statische belasting: EH2-TS-35-M, EH2-TS-45-M en EH2-XB-35-M, bedoeld voor de kalibratie van sw eindige-elementenmodellen. Alle overige testen worden uitgevoerd onder cyclische belasting. De wijze van belasten is voor de meeste testen conform ANSI/AISC 341-16. Drie van de cyclische testen (één voor elke liggergrootte – CA series) worden uitgevoerd met een cyclisch belastingsprotocol dat is ontwikkeld binnen het EQUALJOINTS-project.

	Verbindings	Geometrie	Belasting	Ligger/kolom grootte		
Groep	configuratie	van de console	1	2	3	
1	TS	TS 35°	М	-	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

Tabel 2.3: Experimenteel programma op verbindingen met consoles

16 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen BESCHRIJVING VAN DE BELANGRIJKSTE KENMERKEN VAN DE BEPROEFDE VERBINDINGEN

	TSO	35°	С	EH1-TSO-35-C	-	EH3-TSO-35-C
	TS	TS 45°	М	-	EH2-TS-45-M	-
2			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
			М	-	EH2-XB-35-M	-
3	ХВ	XB 35°	C1	EH1-XB-35-C1	EH2-TS-35-C1	-
			C2	EH1-XB-35-C2	EH2-TS-35-C2	-

Opmerkingen:

- Verbindingconfiguratie en afschuifpaneel: enkelzijdige verbinding met sterk afschuifpaneel kolomlijf (TS), enkelzijdige verbinding met sterk afschuifpaneel kolomlijf/sterke ligger(TSO), dubbelzijdige verbinding met symmetrische belasting op afschuifpaneel (XB);
- Geometrie van de console: consolehoek van 35° (35), consolehoek van 45° (45);
- Belastingprotocol: statisch (M), cyclisch (C1, C2), alternatief cyclisch protocol (CA);
- Voor ligger-/kolomhoogtes, zie tabel 2.2

2.1.1. Beschrijving van de verbindingsconfiguratie

Geboute, uitstekende kopplaat, ligger-kolomverbindingen met console zijn bedoeld om een volledig sterke en stijve verbinding te creëeren, met een sterk of symmetrisch belast afschuifpaneel. De configuratie van geboute, uitstekende kopplaat, ligger-kolomverbindingen is beschreven in Figuur 2.2. De verbinding heeft een uitstekende kopplaat met hoge-sterkte bouten en is versterkt met een console onder de onderflens van de ligger. Dwarsverstijvers voor zowel de kolom als de ligger zijn vereist. Aanvullend kunnen lijfplaten worden gebruikt om de stijfheid en sterkte van het kolomlijf te verbeteren. De hoek van de console wordt gemeten tussen de onderflens van de ligger en de flens van de console en deze varieert tussen de 30° en 45°.

Het type las waarvoor de kopplaat van de ligger-kolomverbindingen met console zijn gekwalificeerd, wordt getoond in Figuur 2.3. Alle lassen zijn vol aangesloten, hetgeen inhoudt dat zij gebaseerd zijn op de weerstand van de gelaste delen. Dit wordt bereikt door twee hoeklassen (één aan elke kant van de plaat) met een minimale keeldoorsnede van 0.55 keer de dikte van de plaat toe te passen. Maatgevende lassen (bovenflens van de ligger, flens van de console, lijfplaat kolomlijf) zijn stompe spleetlassen met volledige penetratie. De spleetlassen tussen de bovenflens van de ligger en de flens van de console zijn versterkt met extra hoeklassen. Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen | 17 BESCHRIJVING VAN DE BELANGRIJKSTE KENMERKEN VAN DE BEPROEFDE VERBINDINGEN







Figuur 2.3 Lasdetails voor verbindingen met console en uitstekende kopplaat.

2.1.2. Lijst van systemen waarvoor de verbinding is geprekwalificeerd Ligger-kolomverbindingen met uitstekende kopplaat en met console beschreven in dit document zijn geprekwalificeerd voor de volgende constructiesystemen:

- Ongeschoorde raamwerken, Moment Resisting Frames (MRFs);

- <u>Ongeschoord raamwerk met K-verbanden centrisch aangesloten, Dual</u> <u>Concentrically Braced Frames (i.e. MRF+ CBFs);</u>
- <u>Ongeschoord raamwerk met K-verbanden, eccentrisch aangesloten, Dual</u> <u>Eccentrically Braced Frames (i.e. MRF+ EBFs).</u>

Bovendien dienen deze verbindingen alleen te worden gebruikt in raamwerken waarvan de hartlijnen van de ligger en kolom loodrecht op elkaar staan en met een regelmatig overspanning van het seismisch resisting system, namelijk geen liggers onder een hoek.

2.1.3. Lijst van limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens

De limietwaarden voor geprekwalificeerde data zijn gegeven in Tabel 2.4. Daarnaast kunnen aanbevelingen in Tabel 2.5 worden gebruikt voor het initiëren van verbindingsgeometrieën en -materialen.

Elementen	Toepassingsgebied			
Ligger	Warmgewalste liggers met breedflenzen			
	variërend van IPE330 tot IPE600. De			
	doorsnedeklasse is klasse 1 volgens EN 1993-			
	1-1. Gelaste liggers met vergelijkbare vorm van			
	de doorsnede kunnen worden gebruikt, mits de			
	lassen tussen het lijf en de flenzen volledige			
	penetratie spleetlassen zijn, versterkt met			
	hoeklassen.			
Hoogte	330 tot 600 mm			
Slankheid (L/h) van vrije overspanning over de	Minimum: 7			
diepte (tussen de aangenomen locatie van				
plastische scharnieren)				
Flensdikte	Minimum: 11 mm			
	Maximum: 21 mm* (10% extrapolatie met			
	betrekking tot de maximaal geteste)			
Materiaal	S235 tot S355			
Kolom	Warmgewalste kolommen met breedflenzen			
	variërend van HEB260/HEM260 tot HEB550/			
	HEM550. De doorsnedeklasse is klasse 1			
	volgens EN1993-1-1.			
	Samengestelde liggers met vergelijkbare vorm			
	van de doorsnede kunnen worden gebruikt,			
	mits de lassen tussen het lijf en de flenzen			
	volledige spleetlassen met volledige penetratie,			
	versterkt met hoeklassen zijn.			
Hoogte	260 tot 550 mm			
Flensdikte	Minimum: 17.5 mm			
	Maximum: 40 mm			

Tabel 2.4 Limietwaarden voor geprekwalificeerde data voor verbindingen met console

Materiaal	Van S235 tot S355
Ligger-/kolomhoogte	0.60-2.00
Kopplaatdikte	20-40
	Maximum: 20 mm
	Maximum: 40 mm
Breedte	Maximum: ligger flensbreedte + 30 mm
	Maximum: kolom flensbreedte
Materiaal	Van S235 tot S355
Dwarsverstijvers ligger of kolom	Volgens de eisen gesteld in EN 193-1-8 en
	EN 1998-1.
Materiaal	Van S235 tot S355
Lijfplaten	Volgens de eisen gesteld in EN1993-1-8 en
	EN1998-1. Het is toegestaan om de volledige
	oppervlakte van de aanvullende lijfplaten mee
	te nemen bij het berekenen van de
	afschuifsterkte van het afschuifpaneel van de
	kolom.
Hoogte	Ten minste gelijk aan de hoogte van de
	kopplaat.
Materiaal	Van S235 tot S355
Bouten	Hoge sterkte voorspanbouten volgens EN
	14399-3 (systeem HR) en EN14399-4 (systeem
	HV). Bouten zijn volledig voorgespannen
	volgens EN1090-2.
Boutdiameter	M24 tot M36
Sterkte	8.8 of 10.9
Boutgaten	Volgens EN1993-1-8
Console	
Hoek	De consolehoek gemeten tussen de onderflens
	van de ligger en de consoleflens varieert tussen
	30° en 45°.
Lassen	Volgens figuur 2.3
Kopplaat tot bovenflens ligger en consoleflens	Versterkte volledige penetratie spleetlassen
Horizontaal schot tussen de kolomflenzen	Volledige penetratie spleetlassen
Aanvullende lijfplaten aan de kolomflenzen	Volledige penetratie spleetlassen
Overige lassen	Hoeklassen aan beide zijden met een keeldikte
	groter dan 0.55 keer de dikte van de te
	verbinden platen.

Opmerking. Prekwalificatieproeven zijn uitgevoerd op liggers variërend van IPE360 tot IPE600. De ondergrens is verlaagd tot IPE330 omdat deze minder dan 10% variatie op de hoogte van de balk geeft en er met laboratoriumproeven is aangetoond dat liggers met een kleinere hoogte een grotere ductiliteit hebben.

Tabel 2.5. Initiële keuze voor de geometrie en materiaal van de verbindingen met een console.

20 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen BESCHRIJVING VAN DE BELANGRIJKSTE KENMERKEN VAN DE BEPROEFDE VERBINDINGEN

Verbindingselementen	Profielgroottes van de ligger					
	Klein (≈IPE360)	Middel (≈ IPE450)	Groot (≈ IPE600)			
Boutkwaliteit	10.9					
Boutmaat	M27	M30	M36			
Aantal boutrijen	6	6	8			
Kopplaat	<i>Dikte</i> : t _{ep} =d _b .					
	Dimensies: de breedte m	noet groter zijn dan de k	palkflens (met minimaal			
	30 mm om de las mogelij	k te maken) en kleiner da	an de kolomflens.			
	Het verlengde gedeelte	moet genoeg zijn om	één bout-rij te kunnen			
	plaatsen, met inachtnemi	ng van de eisen in EN19	93-1-8 (§3.5).			
Console	Breedte van de consoleflens gelijk aan de breedte van de liggerflens. De					
	flensdikte van de console dient groter te zijn dan $\gamma_{ m ov}$ keer de					
	liggerflensdikte.					
	Dikte consolelijf moet gelijk/groter zijn dan de dikte van het liggerlijf.					
	Consolehoogte:					
	$h_h = 0.4^* h_b$ voor consoleh	loek van 30°≤α<40°;				
	$h_h = 0.5^* h_b$ voor consoleh	loek van 40°≤α≤45°.				
Lijfplaten kolom	De dikte en de afmetinge	en van de lijfplaten dien	en te voldoen aan het			
	gestelde in EN1993-1-8 (§ 6.2.6.1), anders moeten proplassen worden					
	gebruikt om de stabiliteit van de aanvullende lijfplaten te garanderen.					
Dwarsverstijvingen	rstijvingen					
Lasdetails	asdetails					
Opmerking: t_{ab} is de dikte van de kopplaat en de is de nominale diameter van de bout						

2.2. Verstijfde ligger-kolomverbindingen met uitstekende kopplaat

Verstijfde kopplaatverbindingen (zie Tabel 2.6) omvatten de volgende drie groepen proefstukken:

- 1. Enkelzijdige verbinding (<u>TS</u>), verstijfde kopplaatverbinding, volledig sterke verbinding met sterk <u>afschuifpaneel</u>
- 2. Enkelzijdige verbinding (<u>TS</u>), verstijfde kopplaatverbinding, verbinding van gelijke sterkte met sterk afschuif<u>paneel</u>
- 3. Dubbelzijdige verbinding (XS), verstijfde kopplaatverbinding, verbinding van gelijke sterkte met sterke afschuifpaneel

Alle proefstukken zijn gemaakt van staalsoort S355. Groepen 1 en 2 dienen voor het kwalificeren van verbindingen volgens twee alternatieve prestatiecriteria toegepast op verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen (volledige sterkte en gelijke sterkte) voor de beschouwde liggergroottes; het afschuifpaneel is in beide gevallen ontworpen met oversterkte ten opzichte van de verbindingselementen. Daarnaast zal shot peening (Esp) worden onderzocht in groep 2. Groep 3 onderzoekt dubbelzijdige verbindingen met sterk afschuifpaneel (XS). Er zijn 6 cyclische proeven (2 per liggergrootte) in elke groep. In de eerste groep zijn er nog 2 statische proeven om de invloed van de ligger-kolomverhouding duidelijk te evalueren. Er is ook één cyclische proef met het alternatieve belastingprotocol. Bovendien zijn er in groep 2 (TS configuratie, verbindingen met gelijke sterkte) drie cyclische proeven uitgevoerd (één voor elke liggergrootte) voor proefstukken waarbij shot-peening is toegepast op de lassen. Verbindingen in groep 2 hebben waarschijnlijk de strengste eisen voor de lassen, dus shot-peening kan gunstig zijn.

Tabel 2.6 Parameters van de proefstukken en benamingen voor ligger-kolomverbindingenmet verstijfde kopplaat.

Groep	Type erbinding	onfiguratie erbinding	Sterkte erbinding	3elasting protocol	Ligger-/kolomhoogte				
	× ö ×	> >		1	2	3			
	ES	TS	F	М	ES1-TS-F-M	ES2-TS-F-CA	ES3-TS-F-M		
1	ES	TS	F	C1	ES1-TS-F-C1	ES2-TS-F-C1	ES3-TS-F-C1		
	ES	TS	F	C2	ES1-TS-F-C2	ES2-TS-F-C2	ES3-TS-F-C2		
	ES	TS	E	C1	ES1-TS-E-C1	ES2-TS-E-C1	ES3-TS-E-C1		
2	ES	TS	E	C2	ES1-TS-E-C2	ES2-TS-E-C2	ES3-TS-E-C2		
	ES	ΤS	Esp	С	ES1-TS-Esp-C	ES2-TS-Esp-C	ES3-TS-Esp-C		
2	ES	XB	E	C1	ES1-XS-E-C1	ES2-XS-E-C1	ES3-XS-E-C1*		
5	ES	XB	E	C2	ES1-XS-E-C2	ES2-XS-E-C2	ES3-XS-E-C2*		

Opmerkingen:

- Verbindingstype: Ligger-kolomverbinding met verstijfde kopplaat (ES)
- Configuratie van de verbinding: enkelzijdige verbinding en sterk afschuifpaneel (TS), dubbelzijdige verbinding, sterk afschuifpaneel (XS)
- Verbindingssterkte: Volledig sterk (F), gelijke sterkte (E), gelijke sterkte met shot-peening (Esp)
- Belastingprotocol: statisch (M), cyclisch (C1, C2), alternatief cyclisch protocol (CA);
- Ligger-/kolom<u>hoogtes</u> (zie Tabel 2.2)
- * Problemen kwamen voor door onverwacht vroegtijdig bezwijken van de lassen.

2.2.1. Beschrijving van de geometrie van de verbinding

De geometrie van de verbinding is weergegeven in Figuur 2.4. Afhankelijk van de liggerhoogte en de ontwerpcriteria kunnen 4 tot 6 boutrijen worden toegepast. Het gebruik van lijfplaten is een optie om het kolomlijf te versterken, terwijl het gebruik

van de horizontale schotten tusssen de kolomflenzen in alle gevallen wordt aanbevolen.

De voorgeschreven lastype is in overeenstemming met de ontwerpcriteria zoals vermeld in Tabel 2.7 en afgebeeld in Figuur 2.5.



Figuur 2.4 Beschrijving van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

Tabel 2.7	Las typen in	overeenstemming	met de	ontwerpeisen
-----------	--------------	-----------------	--------	--------------

	Sterkte verbinding			
Gelaste deleti	Volledig	Gelijk	Onvolledig	
Ligger flens en kopplaat (bf-ep)	FPW	FPW	FPW	
Liggerlijf en kopplaat (bw-ep)	FPW	FPW	FW	
Dwarsschotten kolom (cp-c)	FW	FW	FPW	
Rib- en kopplaat (r-ep)	FPW	FPW	FPW	
Rib- en liggerflens (r-bf)	FPW	FPW	FPW	
Eutro liifelatan kalam (Que a)	FPW+P	FPW+P	FPW+PW	
Extra iljipiaten kolom (Swp-c)	W	W		

Betekenis van de acroniemen

Hoeklas (FW), Proplas (PW) en Full penetration las (FPW)



Figuur 2.5 Verbindingsdetails van de spleetlassen met volledige penetratie

2.2.2. Lijst van systemen waarvoor de verbinding is geprekwalificeerd

De in dit document geprekwalificeerde geboute, verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen kunnen worden gebruikt voor de volgende constructiesystemen:

- Ongeschoorde raamwerken, Moment Resisting Frames (MRFs);
- <u>Geschoord raamwerk met K-verbanden centrisch aangesloten, Dual</u> <u>Concentrically Braced Frames (i.e. MRF+ CBFs);</u>
- <u>Geschoord raamwerk met K-verbanden, eccentrisch aangesloten, Dual</u> <u>Eccentrically Braced Frames (i.e. MRF+ EBFs).</u>

Bovendien moeten deze verbindingen alleen worden gebruikt in raamwerken waarvan de hartlijn van de kolom en de ligger loodrecht op elkaar staan en met een regelmatig plattegrond van het systeem dat seismische belastingen opneemt, namelijk geen ligger onder een hoek.

2.2.3. Lijst met limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens

Limietwaarden zijn gegeven in Tabel 2.8.

	T 1 1 1		
Elementen	loepassingsgebied		
Ligger			
Hoogte	Maximum=600mm		
L/d Ratio van vrije overspanning	Maximum=23, Minimum=10		
tegenover hoogte			
Flensdikte	Maximum=19mm		
Staalsoort	Van S235 tot S355		
Kolom			
Hoogte	Maximum=550mm		
Flensdikte	Maximum=29mm		
Staalsoort	Van S235 tot S355		
d _b / d _c Ligger/kolom hoogte	0.65-2.15		
Kopplaat	18-30mm		
Dikte	Tabel 2.9		
Staalsoort	Van S235 tot S355		
Dwarsschotten			
Dikte	Zie Tabel 2.9 2.9		
Staalsoort	Van S235 tot S355		
Verstijvingsschotten			
Hoogte	Zie Tabel 2.9		
Staalsoort	Van S235 tot S355		
Bouten	Voorspanbouten HV of HR		
Diameter	Zie tabel 2.9		
Boutkwaliteit	10.9		
Aantal boutrijen	Zie tabel 2.9		
Volgring	Volgens EN 14399-4		
Boutgaten	Volgens EN1993:1-8		
Lassen	Zie Tabel 2.7		
Las kopplaat liggerflens	Versterkte spleetlas, volledige penetratie (Figuur 2.5)		
	Spleetlas, volledige penetratie		
Dwarsschotten aan de kolomflenzen	Spleetlas, volledige penetratie (Figuur 2.5)		
Opdikplaten aan de kolomflenzen	Spleetlas, volledige penetratie Figuur 2.5)		
Andere lassen	Hoeklassen : keelafmeting groter dan 0.55 keer de		
	dikte van de verbonden platen		

Tabel 2.8 Limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens

De aanbevelingen uit tabel 2.8 kunnen worden gebruikt om een eerste inschatting te maken voor de geometrie van de verbinding en de staalsoorten .

Tabel 2.9 . Initiële keuze voor de geometrie en het materiaal van de verbindingen

Те	V
----	---

verbinden Liggergrootte

elementen	Klein (≈IPE360)	Gemiddeld (≈ IPE450)	Groot (≈ IPE600)			
Boutkwaliteit	HV 10.9					
Boutafmeting	M27	M30	M36			
Aantal boutrijen	4/6	4/6	6			
Kopplaat	<i>Dikte</i> : t _{ep} = (2/3÷5/6) d _b vo	or volledig sterke verbind	lingen kan dit iets groter			
	zijn dan de dikte van de kolomflenzen; $t_{ep} = (2/3 \div 5/6)d_b$ voor verbindingen					
	van gelijke sterkte, maar moet kleiner zijn dan de dikte van de					
	kolomflenzen.					
	Dimensies: De breedte zou gelijk of kleiner moeten zijn dan de breedte					
	van de kolomflens. Het uitstekendedeel zou genoeg ruimte moeten bieden					
	om een of twee boutrijen te plaatsen , met inachtneming van o					
	EC3-1-8 (§3.5).					
Verstijvingensschotten	n De dikte en de dimensies van de verstijvingsschotten dienen de artikelen					
	in EC3-1.8 (§ 6.2.6.1) te respecteren, anders dienen proplassen gebru					
	te worden om de stabiliteitssterkte van de verstijvingsschotten					
	garanderen.					
Dwarsschotten	Een dikte die dicht bij de o	likte van de liggerflens lig	t			
Las details	Zie Tabel 4.2.2					
Opmerking: t_{ep} is de dikte van de kopplaten, d_b is de nominale diameter van de bout.						

2.3. Ligger-kolomverbinding met onverstijfde, uitstekende kopplaat

Onverstijfde kopplaatverbindingen (zie tabel 2.10) zijn onderverdeeld in drie groepen proefstukken, namelijk:

- 1. Enkelzijdige verbinding (TB), <u>onverstijfde</u> kopplaatverbinding, verbinding van gelijke sterkte met symmetrische belasting;
- 2. Enkelzijdige verbinding (TB), <u>onverstijfde</u> kopplaatverbinding, 0.6 onvolledig sterke verbinding met symmetrische belasting.
- 3. Dubbelzijdige verbinding (XW), <u>onverstijfde</u> kopplaatverbinding, 0.8 onvolledig sterke verbinding met zwak afschuifpaneel kolomlijf.

Alle verbindingen zijn gemaakt met elementen van staalsoort S355. Groepen 1 en 2 dienen voor het kwalificeren van verbindingen volgens twee alternatieve prestatiecriteria die worden toegepast op onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen (gelijke sterkte en 0,6 onvolledige sterkte) voor de beschouwde variatie aan liggerhoogten; het afschuifpaneel van de kolom is zodanig ontworpen dat het in beide gevallen gebalanceerd dient te zijn in vergelijking met de verbindingszone. Daarnaast wordt shot peening (Psp) onderzocht in groep 2. Groep 3 onderzoekt interne (XW) verbindingen met een zwak afschuifpaneel.

Er zijn ten minste 6 cyclische proeven (2 per liggerhoogte) in elke groep, zoals aangegeven in tabel 2.10. In de eerste groep zijn ook twee statische testen

opgenomen om de invloed van cyclische belasting op de respons van de verbinding te evalueren. Er is ook één cyclische proef met het alternatieve belastingsprotocol.

Bovendien zijn er in groep 2 nog drie extra cyclische proeven (één voor elke liggerafmeting) voor proefstukken met shot-peening.

Tabel 2.10 Parameters van de proefstukken en benamingen voor ligger-kolomverbindingen
met onverstijfde kopplaat.

Groep	Type erbinding	onfiguratie erbinding	Sterkte erbinding	3elasting protocol	Ligger-/kolomhoogte (-diepte) d_b / d_c		
	>	د ق	>		1	2	3
	Е	ΤB	Е	М	E1-TB-E-M	E2-TB-E-M	E3-TB-E-CA
1	Е	ΤB	E	C1	E1-TB-E-C1	E2-TB-E-C1	E3-TB-E-C1
	Е	ΤВ	E	C2	E1-TB-E-C2	E2-TB-E-C2	E3-TB-E-C2
	Е	ΤB	P (0.6)	C1	E1-TB-P-C1	E2-TB-P-C1	E3-TB-P-C1
2	Е	ΤВ	P (0.6)	C2	E1-TB-P-C2	E2-TB-P-C2	E3-TB-P-C2
	Е	ΤВ	Psp(0.6)	С	E1-TB-Psp-C	E2-TB-Psp-C3	E3-TB-Psp-C3
3	Е	XW	P(0.8)	C1	E1-XW-P-C1	E2-XW-P-C1*	E3-XW-P-C1
3	Е	XW	P _(0.8)	C2	E1-XW-P-C2	E2-XW-P-C2	E3-XW-P-C2

Opmerkingen:

- Type verbinding: Ligger kolpomverbinding met onverstijfde kopplaat (E)
- Geometrie verbinding: enkelzijdige verbinding en gebalanceerd afschuifpaneel (TB), dubbelzijdige verbinding en zwak afschuifpaneel (XW)
- Volledig sterke verbinding: gelijke sterkte (E), 0.6 onvolledig sterke verbinding (P_(0.6)), 0.6 onvolledig sterke verbinding met shot-peening (Psp_(0.6)), 0.8 on-volledig sterke verbinding (P_(0.8))
- Belastingprotocol: Statisch (M), cyclisch (C1, C2), alternatief cyclisch protocol (CA);
- Ligger/kolomhoogte (zie Tabel 2.2)
- Aangezien er problemen waren met de proefopstelling voor deze test, worden de resultaten hierin niet besproken

2.3.1. Beschrijving van de geometrie van de verbinding.

De geteste verbindingsgeometrie wordt beschreven in Afbeelding 2.6. Afhankelijk van de liggerhoogte, kunnen 4 tot 6 boutrijen worden toegepast. Het gebruik van de extra lijfplaten is een optie om het kolomlijf te versterken, terwijl het gebruik van de dwarsschotten tussen de kolomflenzen in alle gevallen wordt aanbevolen. De lassen die moeten worden gebruikt om de verschillende componenten te verbinden worden weergegeven in figuur 2.7.



Figuur 2.6: Beschrijving van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen



Figuur 2.7: Details van de spleetlassen volledige penetratie

2.3.2. Lijst met limietwaarden voor geprekwalificeerde gegevens

Limietwaarden worden vermeld in Tabel 2.11.

Onderdelen	Parameters	Toepassingsgebied
Ligger		
	Hoogte	Maximum = 600mm
	Slankheid L/d-ratio	Maximum = 23, Minimum = 10
	Flensdikte	Maximum = 19mm
	Staalsoort	Van S235 tot S355
Kolom		
	Hoogte	Maximum = 550mm
	Flensdikte	Maximum = 31mm
	Staalsoort	Van S235 tot S355
Ligger-		0.65-2.15
/kolomhoogte		
Kopplaat		
	Dikte	18-25mm
	Staalsoort	Van S235 tot S355
Dwarsschotten		
	Dikte	Zie Tabel 2.12
	Staalsoort	Van S235 tot S355
Lijfplaten		
	Dikte	Zie Tabel 2.12
	Staalsoort	Van S235 tot S355
Bouten		
	Maat	Zie Tabel 2.12
	Staalsoort	HV10.9
	Aantal boutrijen	Zie Tabel 2.12
	Volgring	Overeenkomstig met EN 14399-4
	Gaten	Overeenkomstig met EN1993:1-8
Lassen		
	Kopplaat aan liggerflenzen	Versterkte spleetlas, volledige penetratie
		(zie Figuur 2.7)
	Dwarsschotten tussen kolomflenzen	Spleetlas, volledige penetratie (zie
		Figuur 2.7)
	Opdikplaten aan kolomflenzen	Spleet, volledige penetratie (zie Figuur
		2.7)
	Overige lassen	Hoeklassen: de dikte van de laskeel is
		groter dan 0,55 maal de dikte van de te
		verbinden platen.

Tabel 2.11: Limietwaarden voor gekwalificeerde gegevens

De aanbevelingen in tabel 2.12 kunnen worden gebruikt als een goede schatting voor de geometrie van de verbinding en de materialen.

Tabel 2.12: Initiële keus voor de geometrie en materialen voor de verbinding

Verbindingselementen	Liggerafmetingen				
	Klein (≈IPE360)	Midden (≈ IPE450)	Hoog (≈ IPE600)		
Boutkwaliteit/sterkte	HV 10.9				
--	--	--------------------------	---------------------------------------	--	--
Boutafmeting	M27	M30	M36		
Aantal boutrijen	4	4	6		
Kopplaat	Dikte: t _p =(1/2÷2/3)d voor	gedeeltelijke verbindi	ngen; t _p =(2/3÷5/6)d voor		
	gelijke verbindingen; maa	ar zou minder moeten	zijn dan de dikte van de		
	kolomflenzen.				
	Afmetingen: De breedte moet gelijk zijn aan de kolomflens één.				
	Thickness: $t_p=(1/2\div 2/3)d$ for partial joints; $t_p=(2/3\div 5/6)d$ for equal joints;				
	but should be less than the thickness of the column flanges. Het verlengde				
	deel moet voldoende zijn om één boutrij te positioneren, met inachtneming				
	van de regels die zijn opgegeven in EC3-1-8 (§3.5).				
	Dimensions: The width should be equal to the column flange one. The				
	extended part should be	enough to position one	e bolt row, respecting the		
	rules given in EC3-1-8 (§3	3.5).			
Opdekplaten	Met HEB kolommen en	IPE liggers moeten	de extra platen alleen		
	overwogen worden wanne	eer het sterke afschuifp	aneel vereist is. De dikte		
	en dimensies van de aar	nvullende platen moete	en worden gerespecteerd		
	door de regels te volgen c	lie worden gegeven in E	EC3-1.8 (§ 6.2.6.1).		
Dwarsschotten	Zie Tabel 2.11				
Las details					
Let op: t_{ρ} is de dikte van de kopplaat en d is de nominale diameter van de bout.					

2.4. **Dog-bone verbindingen**

Het experimentele programma dog-bone verbindingen bestaat uit 2 proeven, zoals samengevat in tabel 2.13:

Tabel 2.13 Proefstukparameters en aanduidingen voor dog-bone-verbindingen.						
Proefstuk	Ligger	Kolom	Doubler	RBS cut		
	Ligger		plate (in)	A (mm)	B (mm)	C (mm)
SP2	W44×230	W14×342	Geen	200.66	708.406	68.326
SP4	W44×408	W40×503	Geen	304.8	949.96	85.34

Tabal 2.12 **Proofetyknerometere en conduidingen voor deg hene verbindingen**

Alle liggers zijn gemaakt van US Grade 50 en alle kolommen zijn gemaakt van US Grade 65, om te zorgen dat het plastische scharnier in de ligger optreedt. Aanvullend, alle kenmerken zijn in USA-afmetingen gegeven, omdat dit profiel meestal gericht is op USA- prekwalificatie en USA-gebruikers.

De geometrie van deze twee ligger-kolomverbindingen is representatief voor gebouwen met meerdere verdiepingen in de Amerikaanse bouwpraktijk. De grootte van leden wordt geëxtraheerd uit een referentie van een 15 verdiepingen hoge vierkante kantoortoren, ontworpen voor hoge seismische versnellingen in San Francisco. Structureel is het gemaakt van Special Moment Frames (SMF) met RBS-verbindingen die exclusief worden gebruikt voor constructies bestand tegen seismische belastingen. De raamwerken bevinden zich aan de omtrek en zijn drie stramienen breed, behalve op de lagere niveaus. De afmetingen van de elementen in deze raamwerken zijn zodanig dat de drift een acceptabele waarde is. Grote elementen zijn nodig op de lagere niveaus, waarvan vele de huidige prekwalificatiewaarden voor RBS-verbindingen overschrijden.

3. Proefopstelling en meetinstrumentatie

3.1. Proefopstelling

De proefopstellingen zijn individueel door de projectpartners ontworpen (d.w.z. UNINA, UPT, ULiege, AM) overeenkomstig met de faciliteiten van elk laboratorium en om zeker te stellen dat het belastingsprotocol en de dataregistratie consistent zijn tussen alle gezamenlijke proeven. Vanwege de specifieke wensen van de laboratoria, worden de verbindingen met een console verticaal beproefd en wordt de opgelegde kracht aan de top van de kolom aangebracht (zie Figuur 3.1a), terwijl de andere horizontaal worden beproefd met de opgelegde kracht aan het uiteinde van de ligger(s) (zie Figuur 3.1b).



Figuur 3.1 Proefopstelling (a) verbinding verticaal beproefd (b) verbinding horizontaal beproefd

Voor de meetinstrumenten zijn verplaatsingsopnemers gebruikt om de vervorming van de proefstukken tijdens het experiment te registreren. Een representatieve locatie voor een verplaatsingsopnemer voor proefstukken van verbindingen die in Napels zijn beproefd wordt in Figuur 3.2 getoond.



Figuur 3.2 Meetinstrumenten gebruikt aan de Universiteit van Napels

Met deze verdeling van verplaatsingsopnemers kunnen de belangrijkste vervormingen, benodigd om het gedrag van de verbinding te karakteriseren, in detail worden afgeleid:

Opnemers 1 en 2 bevinden zich t.p.v. de cilindrische scharnieren om de starre hoekverdraaiing van de kolom te meten;

Opnemers 3 en 4 zijn over de kolomlengte verdeeld om de verplaatsing als gevolg van deze elastische rotatie van de kolom te evalueren;

De rotatie van het afschuifpaneel wordt opgenomen door opnemers 5-6 die diagonaal op het afschuifpaneel zijn bevestigd op de plaats van de lijfplaten. Opnemer 7 bevindt zich op de tip van de kopplaat om het uiteindelijke slippen van de kopplaat te registreren.

De rotatie van de verbinding wordt gemeten door opnemers 8-9 die gefixeerd zijn aan het uiteinde van de verstijvingsribben.

De opnemers 10-11 bevinden zich in het gebied van de ligger waar het plastische scharnier wordt verwacht en de plastische rotatie van de ligger mogelijk optreedt.

Om de verplaatsingen van de ligger te meten, zijn er twee draadopnemers geplaatst aan het eind van de ligger zoals in Figuur 3.2 is weergegeven.

3.2. Belastingsprocedure

Besturingparameters van de proef:

De parameters die worden gebruikt om de proeven op de liggerkolomverbindingen te besturen, zijn de rotatie θ van de proefopstelling en het moment M op de hartlijn van de kolom. Opgemerkt moet worden dat de besturingsparameters θ en *M* primair worden gebruikt voor het aanbrengen van de belasting, direct gerelateerd aan een zijdelingse verplaatsing δ aan het uiteinde van de kolom of ligger en de vijzelkracht *F* die gewoonlijk worden gebruikt om een proef te besturen. De metingen en besturingsparameters worden gebruikt om de respons van de proefstukken te karakteriseren.

Voor de proefopstellingen met de vijzel aan het uiteinde van de kolom (proefopstelling voor liggers met een verbinding versterkt met een console), worden deze parameters gedefinieerd door de volgende uitdrukkingen (zie Afbeelding 3.3a):

	$\theta = \delta_{\text{ligger}} / L_{\text{ligger}}$	
Vgl. (3.1)		
	M=Filoger Uligger	
Vgl. (3.2)		
	$\delta_{ ext{beam}} = \delta \cdot L_{ ext{ligger}} / L_{ ext{kolom}}$	
Vgl. (3.3)		
,		
	Fligger=F ⁻ Lkolom/Lligger	

Vgl. (3.4)

Met:

 θ de interstorey drift van proefopstelling;

M het buigend moment in de hartlijn van de kolom;

 δ de verplaatsing van de ligger-kolomverbinding, gedefinieerd als de zijwaartse verplaatsing aan het uiteinde van de kolom, gecorrigeerd in op eventuele verplaastingen van de opleggingen;

*L*_{ligger} de liggerlengte van het uiteinde ligger tot de hartlijn van de kolom;

*L*_{kolom} de kolomlengte;

F de aangebrachte vijzelkracht op het uiteinde van de kolom;

 δ_{ligger} de vervorming aan het uiteinde van de ligger;

 F_{igger} de reactiekracht aan het uiteinde van de ligger.

De belasting wordt vervormingsgestuurd aangebracht. In het elastische gebied kan de belasting, indien nodig, krachtsgestuurd worden opgelegd.

Voor de proefopstellingen waarbij de vijzel aan het uiteinde van de ligger(s) is geplaatst, zijn de besturingsparameters de rotatie θ van de verbinding en het moment M, die als volgt zijn gedefinieerd (zie figuur 3.3b):

34 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PROEFOPSTELLING EN MEETINSTRUMENTATIE

M=F·L_{ligger}

Vgl. (3.6)

Met:

 θ de rotatie van de verbinding;

M het buigend moment in de hartlijn van de kolom

 δ verplaatsing van de ligger-kolomverbinding, gedefinieerd als de zijwaartse verplaatsing aan het uiteinde van de kolom, gecorrigeerd op eventuele verplaatsingen van de opleggingen.

L_{ligger} de liggerlengte van het uiteinde ligger tot de hartlijn van de kolom;

F is de kracht opgelegd aan het uiteinde van de ligger.





3.2.1. Snelheid van belasten

Bij de proeven dient een quasi-statische belasting te worden gebruikt. De snelheid van belasten is dusdanig klein, dat de snelheid van het rekken de resultaten niet beïnvloedt. Opgemerkt dient te worden dat in de huidige normen de snelheid van belasten voor de proeven op ligger-kolomverbindingen niet wordt beschreven. EN ISO 6892-1 (2009) geeft echter de volgende snelheden voor trekproeven: In het elastische gebied: 6-6.0 MPa/s (krachtsgestuurde proef); In het vloeiplateau; ε =0.00025 – 0.0025/s (vervormingsgestuurde proef);

3.2.2. Voorbelasten

Enkele belastingcycli worden voorafgaand aan de proef opgelegd, om de testopstelling te stabiliseren en de werking van de apparatuur te controleren. Het

wordt aanbevolen om twee of drie verschillende belastingscycli aan te brengen met een maximale belasting gelijk aan 25% van de verwachte elastische belasting.

3.2.3. Statische belasting

Een statische belasting wordt opgelegd door de verplaatsing aan het uiteinde van de kolom geleidelijk te laten toenemen. Verscheidene belasten-ontlastenfasen worden opgelegd om de initiële stijfheid te schatten, zelfs indien het proefstuk zich in het plastische gebied bevindt. Het wordt aanbevolen dat het ontlasten correspondeert met de interstory drift van $\theta = 0,02$ rad en 0,03 rad. Het belasten kan tijdens de proef verschillende keren worden onderbroken door de vervorming van de vijzel constant te houden om de invloed van de snelheid van het rekken te beoordelen, totdat de opgelegde vijzelkracht is gestabiliseerd. Het wordt aanbevolen om deze "relaxatie"-fasen toe te passen bij een interstorey drift θ_y waarbij vloei optreedt en vervolgens in stappen van 0,01 rad (θ_y + 0.01 rad, θ_y + 0.02 rad, enz).

3.2.4. Belastinigprotocol cyclische belasting

Er worden twee cyclische belastingsprotocollen gebruikt in het experimentele programma: namelijk een in ANSI / AISC 341-16 (2016) beschreven belastingsprotocol en een specifiek binnen het EQUALJOINTS-project ontwikkeld protocol. In de volgende tabel is dit samengevat:

Equaljoints protocol		ANSI/AISC 341-16 (2016)		
Nr. wisselingen	Drift hoek θ,rad	Nr. wisselingen	Drift hoek 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			

Het belastingsprotocol gegeven in ANSI / AISC 341-16 is geselecteerd vanwege de brede acceptatie ervan in de onderzoekswereld. Het is eerder gebruikt in uitgebreide prekwalificatieprogramma's voor VS-specifieke verbindingstypen (ANSI / AISC 358-16). Bovendien maakt het grote aantal, met behulp van dit

protocol, wereldwijd uitgevoerde proeven, een vergelijk van het verbindingsgedrag mogelijk met betrekking tot alternatieve verbindingstypen die in het verleden zijn beproefd. Aan de andere kant is binnen het project het EQUALJOINTS-protocol ontwikkeld, specifiek voor Europese prekwalificatie, meer representatief voor de Europese seismische parameters. In figuur 3.4 worden beide protocollen vergeleken en worden ook de relevant cumulative demand functions (CDF) (c) weergegeven, hetgeen de cummulatieve rotatie veroorzaakt per wisseling.



Figuur 3.4 Belastingsprotocol ontwikkeld binnen het EJ project (a) en het belastingsprotocol conform AISC 2010 (b) en een vergelijk van CDF's (c)

4. Ontwerpprocedure voor gekwalificeerde typen boutverbindingen

Dit hoofdstuk beschrijft een ontwerpprocedure, ontwikkeld binnen het Equaljointsproject voor gekwalificeerde typen boutverbindingen.

4.1. Algemene prestatiedoelen

Sterktecriterium: volgens EN1998 is het seismisch ontwerp van staalconstructies gebaseerd op het concept van dissipatieve constructies, constructies die energie opnemen (EN: dissipative structures). In dergelijk constructies zouden bepaalde delen van de construties in staat moeten zijn om plastisch te vervormen zodat de seismische energie dissipeert. Anderszijds, de niet-dissipatieve delen dienen zich elastisch te gedragen onder seismische belasting om bros bezwijken van de constructie te verkomen. De hiërarchie in weerstanden is het fundamentele principe die deze dissipatie mogelijk maakt. De niet-dissipatieve gebieden zijn dusdanig gedetailleerd zodat zij voldoende weerstand bieden indien de dissipatieve delen tot de volledige plastische sterkte worden belast. De ontwerpcriteria die worden gebruikt binnen het Equaljoints-project zijn gericht op het harmoniseren van de eisen ten aanzien van de hiërarchie tussen de sterkten van zowel macro-componenten (bijv. het afschuifpaneel, de verbinding, de ligger en de kolom) als hun subcomponenten (bijv. kopplaat, bouten, lassen, enz.).

Volgens deze binnen het EJ-project ontworpen procedure, wordt de verbinding beschouwd als samengesteld uit drie macro-componenten (namelijk het afschuifpaneel, de verbindingszone en de liggerzone, zie figuur 4.1); elke macrocomponent is individueel ontworpen volgens specifieke aannamen en vervolgens worden op de weerstanden op eenvoudige wijze bepaald om drie verschillende ontwerpdoelen te verkrijgen, gedefinieerd door de sterkte van de verbinding (dwz het afschuifpaneel en de verbinding) te vergelijken met de buigweerstand van de ligger, namelijk verbindingen met (i) volledige sterkte, (ii) gelijke sterkte en (iii) nietvolledige sterkte.



Figuur 4.1 Plastische gebieden voor de getoetste prestatiedoelen: a) afschuifpaneel, b) verbinding en c) ligger

(i) Volledig sterke verbindingen zijn ontworpen om de vorming van alle plastische scharnieren in de ligger te garanderen, hetgeen consistent is met EN1998 voor een sterke kolom- en zwakke liggerweerstand.

(ii) Verbindingen met gelijke sterkte worden theoretisch gekenmerkt door het gelijktijdig vloeien van alle macro-componenten (dat wil zeggen de verbinding, het afschuifpaneel en de ligger).

(iii) Niet-volledig sterke verbindingen zijn ontworpen om de plastische vervorming soms alleen in de verbinding en het afschuifpaneel te laten ontstaan.

Er dient ook te worden opgemerkt dat zowel EN1993 als EN1998 verbindingen met gelijke sterkte niet beschouwen zoals dit binnen het project wordt beschouwd als een tussenliggend prestatieniveau. Volgens de huidige Eurocode-klassificatie valt een verbinding met gelijke sterkte onder de categorie niet-volledig sterk.

De vereiste weerstanden om het vereiste verbindinggedrag te verkrijgen, kunnen worden gegarandeerd door te voldoen aan de volgende ongelijkheid:

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

Vgl. (4.1)

Met $M_{wp,Rd}$ de buigsterkte, corresponderend met de sterkte van het afschuifpaneel van de kolom; $M_{con,Rd}$ de buigsterkte van de verbinding. $M_{con,Ed}$ is buigsterkte t.p.v. de voorzijde van de kolomflens; α is afhankelijk van het ontwerpprestatieniveau. Het is gelijk aan $\gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov}$ voor de volledig sterke verbindingen (waarbij γ_{ov} de oversterktefactor is voor de spreiding in het materiaal en γ_{sh} is de verstevigingsfactor (sh strain hardening) overeenkomend met de ratio tussen het uiterste - en het plastische moment van de ligger). Deze factor is voor verbindingen met gelijke sterkte gelijk aan 1 en voor niet-volledig sterke verbindingen is dit kleiner dan 1. Om een te grote schade in de verbindingszone te voorkomen, wordt aangenomen dat de sterkte-verhouding voor niet-volledig sterke verbindingen gelijk is aan 0,6 of 0,8. $M_{B,Rd}$ is de plastische buigsterkte van de verbonden ligger; s_h is de afstand tussen de voorzijde van de kolomflens en de tip van de verstijver (rib of console); $V_{B,Ed}$ is de optredende dwarskracht op het moment dat het plastische scharnier in de verbonden ligger optreedt; het wordt berekend als:

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

vgl. (4.2)

Met $V_{B,Ed,M}$ de optredende dwarskracht bij het ontstaan van plastische scharnieren aan beide uiteinden van de ligger, op een afstand L_h en berekend als:

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

vgl. (4.3)

 $V_{B,Ed,G}$ is de dwarskrachtbijdrage ten gevolge van het eigengewicht; Opgemerkt moet worden dat deze bijdrage geen rekening houdt met de afstand tussen de voorzijde van de kolomflens en het plastishe scharnier. L_h is de geschatte afstand tussen plastische scharnieren.

Betreffende beide oversterktefactoren, zijn verdere overwegingen noodzakelijk: γ_{ov} wordt verondersteld gelijk te zijn aan 1.25, zoals aanbevolen in EN1998. Voor de factor γ_{sh} die mogelijke oversterkte ten gevolge van versteviging in rekening brengt, worden verschillende waarden aangenomen in EN1993-1-8 en in EN1998-1. EN1993-1-8 raadt aan om voor de factor γ_{sh} met betrekking tot de oversterkte een waarde 1,2 te gebruiken voor verbindingen met volledige sterkte, terwijl EN1998-1 een waarde aangeeft van 1,1. In de literatuur zijn verschillende empirische vergelijkingen beschikbaar om de oversterkte m.b.t. buiging van liggers γ_{sh} te schatten. Gebaseerd op de belangrijkste bevindingen verkregen door Mazzolani en Piluso (1992), D'Aniello et al (2012), Güneyisi et al (2013, 2014) kan worden gesteld dat de γ_{sh} varieert van 1.1-1.2 voor Europese profielen die vaak worden gebruikt voor liggers (bijv. IPE), dus groter dan de door EN1998 aanbevolen waarde, maar in lijn met AISC358-10 die de volgende waarde voor de oversterkte factor aanneemt:

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

Vgl. (4.4)

Daarom wordt in de huidige procedure _{7sh} conservatief een waarde verondersteld gelijk aan 1,20, mede gebaseerd op de karakteristieke vloeisterkte en treksterkte van standaard Europese staalsoorten.

Bovendien kan, als functie van de weerstand van de verbindingsmiddelen en afschuifpaneel voor zowel verbindingen met gelijke sterkte als niet-volledig sterke verbindingen, een aanvullende klassificatie worden geïntroduceerd:

• Sterk afschuifpaneel: het ontstaan van plastische scharnieren is geconcentreerd in de verbinding (niet-volledig sterke verbinding) of in de verbindingsmiddelen en in de ligger (verbindingen met gelijke sterkte);

• Symmetrische belasting afschuifpaneel: het ontstaan van plastische scharnieren is verdeeld over de verbinding en het afschuifpaneel kolomlijf (niet-volledig sterke

verbinding), in de verbinding, het afschuifpaneel kolomlijf en in de ligger (verbinding met gelijke sterkte);

• Zwak afschuifpaneel kolomlijf: het ontstaan van plastische scharnieren is in het afschuifpaneel (gedeeltelijke sterke verbinding) of in het afschuifpaneel en de ligger (verbinding met symmetrische belastingen);

<u>Ductiliteitscriterium</u> : de ductiliteit, taaiheid, van de verbinding hangt af van de bezwijkvorm en de overeenkomende plastische vervormingscapaciteit van het geactiveerde component. Figuur 4.2 geeft bondig weer hoe de bezwijkvorm afhangt van de geometrie en de verhouding tussen kopplaatsterkte en boutsterkte (Jaspart, 1997). Op de x-as wordt de verhouding β tussen het plastisch moment ($M_{pl,Rd}$) van de kopplaten of de kolomflenzen, en de treksterkte van de bouten ($F_{r,Rd}$) vermeld, terwijl op de verticale as de verhouding η tussen de sterkte van het equivalente T-stuk (F) en de treksterkte $F_{t,Rd}$ van de bouten is weergegeven. De sterkte voor bezwijkvorm 1 in geval van een niet-cirkelvormig vloeipatroon is afhankelijk van de verhouding v = n/m, waarbij m de afstand is tussen de boutas en de verwachte afstand tussen flens-aan-lijf en de locatie van het plastische scharnier en n het minimum is van de afstanden tussen de rand van de flens en de as van de bout en 1.25*m*.

In overeenstemming met figuur 4.2 kunnen twee mogelijke ductiliteitscriteria worden toegepast om bezwijkvorm 3, boutbreuk, te vermijden, namelijk:

Niveau-1: $\beta \le 1$ deze toestand leidt tot bezwijkvorm I of bezwijkvorm II (maar zeer dicht bij bezwijkvorm I), hetgeen leidt tot een grote rotatiecapaciteit.

Niveau-2: β < 2 en $\eta \le$ 0.95, deze condities leiden tot bezwijkvorm II met beperkte rotatiecapaciteit, maar bros falen wordt voorkomen.

De vereiste rotatiecapaciteit hangt natuurlijk af van de ontwerpdoelstellingen: het is cruciaal om grotere rotatiecapaciteit mogelijk te maken voor verbindingen met gelijke sterkte en niet-volledig sterke verbindingen, maar minder voor verbindingen met volledige sterkte.

Volgens EN1993-1-8 moet de rotatiecapaciteit van de verbinding worden gecontroleerd als M_{jRd} minder is dan 1.2 $M_{B,pl,Rd}$. Dit kan op twee manieren: 1) het uitvoeren van laboratoriumproeven; 2) het reguleren van ofwel de dikte t van de kopplaat- ofwel de kolomflens, op voorwaarde dat de momentweerstand van de verbinding wordt bepaald door die componenten. De dikten moeten voldoen aan de volgende ongelijkheid:

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

Vgl. (4.5)

met *d* de nominale boutdiameter, f_y de vloeisterkte van de bijbehorende basis component en f_{ub} de treksterkte van de bout.



Figuur 4.2 Ductiliteitscriterium: weerstand van het T-stuk en corresponderende bezwijkmechanisnes

Vgl. (4.5) zou theoretich voldoen aan ductiliteitniveau-1 zoals getoond in Figuur 4.2, aangenomen dat de treksterkte van elke individuele bout ($F_{t,Rd}$) groter is dan de weerstand ($F_{p,Rd}$) van de betreffende platen (kopplaat of kolomflens).De rekenwaarde van de treksterkte van een bout wordt als volgt bepaald:

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

Vgl. (4.6)

Met A_s de spanningsdoorsnede van de bout en γ_{M2} is de betreffende partiële veiligheidsfactor (in de Eurocode wordt een waarde van 1.25 aanbevolen). Daarnaast is in Vgl. 4.5 de rekenwaarde van de weerstand $F_{p,Rd}$ voor de platen weergegeven behorende bij een cirkelvormig bezwijkmechanisme:

$$F_{\rho,Rd} = \frac{\pi t^2 f_{\gamma}}{\gamma_{M0}}$$

Vgl. (4.7)

Met *t* is de plaatdikte en γ_{M0} de relevante partiële veiligheidsfactor (aanbevolen waarde is 1).

Er dient te worden opgemerkt dat Vgl. (4.6 en 4.7) volplastisch gedrag van de staalplaten veronderstellen. Echter in het licht van de vorige overwegingen zoals eerder bediscusseerd, ductuliteitniveau-1 voor verbindingen met een niet-volledige sterkte m.b.t. aardbevingen zouden worden uitgedrukt rekening houdend met de variatie in plaatmateriaal en zijn relevante versteviging. De volgende ongelijkheid kan worden gebruikt:

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

Vgl. (4.8)

De factor γ in Vgl.(4.8) die de oversterkte in rekening brengt kan gelijk aan 1.5 worden genomen, doordat de in de Eurocode aanbevolen waarde voor γ_{OV} gelijk is aan 1.25 en voor standaard staalsoorten is γ_{Sh} gelijk aan 1.2 en de partiële veiligheidsfactor γ_{M0} gelijk is aan 1.0. Dus, de ongelijkheid (4.8) herschikkend met Vgl. (4.6), de ductiliteitsvoorwaarde kan als volgt worden uitgedrukt:

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

Vgl. (4.9)

Met betrekking tot volledig sterke verbindingen en verbindingen met gelijke sterkte, zelfs zonder of beperkte rotatiecapaciteit, wordt een lokale hiëarchiecriterium geadviseerd om te voorkomen dat een ongewenst bezwijkmechanisme in de brosse componenenten optreedt door materiaalvariaties.

Vandaar dat in lijn met ductiliteitniveau-2 de sterkte van de bouten zouden voldoen aan de volgende ongelijkheid:

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

Vgl. (4.10)

Vgl. (4.10) kan worden herschreven en na wat algebraïsche bewerkingen ontstaat een gelijk criterium, gegeven met Vgl. (4.5).

Het is belangrijk om te benadrukken dat alle voorgaande beschreven criteria vereisen dat bezwijken van de lassen onbetwistbaar moet worden voorkomen, vanwege het brosse bezwijkmechanisme.

4.2. Ontwerpaannames voor de verbindingszone

De bevestigingszone (zie Figuur 4.1b), inclusief de equivalente T-stukken van de boutrijen behorend tot de kopplaat, tot de kolomflens en tot de verstijvingen, mits aanwezig (consule/ribverstijvingen).

4.2.1. Actieve boutrijen op trek

Verschillend van de componentenmethode zoals in EN1993-1-8 geïmpementeerd, waarin elke boutrij op trek rigoreus wordt meegenomen door het evenwicht met de resulterende drukkracht te beschouwen, wordt slechts een beperkt aantal actieve boutrijen op trek beschouwd, omdat de boutrijen onder de middellijn van de verbinding redelijkerwijs te verwaarlozen zijn bij zuivere buiging (Maris et al., 2015, Stratan et al., D'Aniello et al, 2017; Tartaglia en D'Aniello, 2017).

4.2.2. Drukpunt en hefboomarm

Voor kopplaten die in EN1993-1-8 zijn afgedekt, is het drukpunt in het midden van de liggerflens, of in het geval van een console, in de tip van de consule. Experimentiële en numerieke resultaten toonden aan dat het drukpunt afhankelijk is van zowel het type verbinding als de rotatie veroorzaakt door de vorming van plastische scharnieren met verschillende betrokkenheid van elke verbindingscomponent.

Overeenkomstig het voorgestelde ontwerpprocedure en gebaseerd op zowel experimentiële als numerieke resultaten uit de literatuur (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012) en als resultaat binnen het project (Maris et al., 2015, Stratan et al., D'Aniello et al, 2017; Tartaglia and D'Aniello, 2017), wordt de locatie van het drukpunt als volgt aangenomen:

(i) in het midden van de liggerflens voor onverstijfde kopplaatverbindingen, zie Figuur 4.3a): (ii) in het zwaartepunt van de sectie bestaande uit de liggerflens en de ribverstijver (zie Figuur 4.3b); (iii) op 0.5 van de consolehoogte h_h , in het geval van een verbinding met een console (zie Figuur 4.3c).



Figuur 4.3 Locatie van het drukpunt (zie de rode punt) voor verschillende type verbindingen: (a) onverstijfde kopplaat (b) verstijfde kopplaat (c) verbinding met een console

4.2.3. Aanwezigheid van een ribverstijver in ES verbindingen

Op dit moment is de aanwezigheid van een ribverstijver niet duidelijk opgenomen in EN1993. Ten aanzien van dit, worden analytische en semi-empirische formules 44 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen ONTWERPPROCEDURE VOOR GEKWALIFICEERDE TYPEN BOUTVERBINDINGEN

gegeven in de literatuur en gevalideerd met numerieke simulaties binnen de geformuleerde ontwerpformules zoals hierna beschreven.

De rekensterkte van de rib wordt verondersteld te zijn gebaseerd op een equilavalent vakwerkmodel door Lee (2002) (zie Figuur 1.2), hetwelk de equivalente oppervlak A_e van de rib als volgt definieert:

 $A_{\!_{\!\Theta}} = \eta \cdot h_{\!_{\!\Theta}} \cdot t$

Vgl. (4.11)

Met η de equivalente oppervlakte van de rib gelijk aan 1.5; *t* de ribdikte; *h*_e de breedte van de rib (zie Figuur 1.2a gedefiniëerd als:

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

Vgl. (4.12)

Met *a*, *b* en *c* de afmetingen van de ribplaat zoals weergegeven in Figuur 1.2. Gebaseerd op de beschikbare experimentele en analytische gegevensbestanden (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012; Tartaglia et al, 2016; D'Aniello et al, 2017) is de hoek θ voor de rib aangenomen tussen 30°-40°. De ondergrens van 30° is opgelegd in AISC 358-10, terwijl de bovergrens van 40° is aangenomen in de huidige studie gericht op een minimaal moment werkend op de verbinding. De krachten werkend op de ribverstijvingen op de ligger/kolom - ribinterface, zie Figuur 1.2b) dient als volgt te worden bepaald:

$$N = \left(\frac{b}{a}\right) \cdot Q$$
Vgl. (4.13)
$$Q = \frac{\frac{ad_{b} \cdot (0.21a + 0.51L')}{l_{b}}}{\frac{1}{\eta} \cdot \frac{0.6\sqrt{a^{2} + b^{2}}\sqrt{(a - c)^{2} + (b - c)^{2}}}{(ab - c^{2}) \cdot t} + \frac{(0.81b + 0.13d_{b})(ad_{b})}{l_{b}} \cdot V_{B,Ed}$$

Vgl. (4.14)

Met d_b en l_b respectievelijk de hoogte en het traagheidsmoment van de ligger. $V_{B,Ed}$ is de rekenwaarde van de dwarskracht.

De ribverstijver beïnvloedt de vorm van het mechanisme van het T-stuk, dat ook afhankelijk is van het aantal boutrijen door het groepseffect dat mogelijk optreedt. Twee configuraties met één of twéé boutrijen geplaatst boven de liggerflens worden bekeken.

In het eerste geval wordt aangenomen dat de effectieve lengte gelijk is aan die van de verstijfde kolomlijf. In het tweede geval wordt de effectieve lengte berekend zoals gegeven in het Green Book P398 ten gevolge van het groepseffect.

Uiteindelijk beïnvloedt de aanwezigheid van de ribverstijver ook de weerstand van het liggerlijf op druk. Overeenkomstig EN1993-1-8 zijn de drukkrachten werkend op het liggerlijf als volgt te bepalen:

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

Vgl. (4.15)

Met $M_{b,Rd}$ de buigweerstand van de dwarsdoorsnede van de ligger; d_b liggerhoogte; t_{fb} de flensdikte van de ligger.

Vgl. (4.15) is bedacht voor de onverstijfde, uitstekende kopplaatverbinding, waar de momentweerstand overeenkomt met de plastische sterkte van de ligger $M_{b,Rd}$. In het geval van ES-verbindingen, worden de optredende drukkrachten op het liggerlijf als volgt bepaald:

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

Vgl. (4.16)

Met ξb de positie van het drukkrachtencentrum zoals gegeven in Figuur 4.3.b.

4.2.4. Ontwerpaannames voor het afschuifpaneel kolomlijf

De rekenwaarde voor de dwarskracht $V_{wp,Ed}$ werkend op het afschuifpaneel is eveneens afhankelijk van de positie van het drukpunt en de hefboomsarm z_{wp} . De locatie van het drukpunt en de grootte van de hefboomsarm is zoals eerder besproken afhankelijk van het type verbinding en het plastisch mechanisme van elke component.

Het vakwerkmechanisme van de ribverstijver vergroot de hefboomsarm z_{wp} . De consequentie is dat het afschuifpaneel betrokken bij de momentoverdracht hoger is dan in het geval van een onverstijfde verbinding, hetgeen impliceert dat de dwarskracht gereduceerd moet worden. Daarom wordt in deze studie $V_{wp,Ed}$ op de volgende wijze berekend:

$$V_{wp,Ed} = \frac{\sum M_{j,Ed}}{Z_{wp}} - V_{j}$$

Vgl. (4.17)

Met $\Sigma M_{j,Ed}$ de som van de buigende moment in de ligger t.p.v. de kolomflens; V_c de dwarskracht in de kolom; *z* de interne hefboomsarm.

Het is opmerkelijk dat slechts bij de kopplaatverbinding met een console en de verstijfde kopplaatverbinding getoetst binnen het project de hefboomsarm *z* van de verbinding bijna gelijk is aan degene bepaalt overeenkomstig Fig. 6.15 van EN1993-1-8, namelijk met:

$$z \Box \left(d_b + \xi b - 0.5 t_{f,b} \right)$$
 voor beproefde verbindingen met een console
 $z \neq \left(d_b - t_{f,b} \right)$ voor beproefde onverstijfde verbindingen

Vgl. (4.18)

Deze aanname is afhankelijk van het feit dat bij de getoetste verstijfde verbinding de binnenste boutrijen niet actief zijn (of heel beperkt worden aangesproken), zodat de correponderende hefboomsarm overeenkomt met Fig. 6.15 van de huidige EN1993-1-8, ervan uitgaande dat het drukpunt goed is berekend. Aan de andere kant, onverstijfde verbindingen hebben meer interne boutrijen en hun interactie met het afschuifpaneel van de kolom is heel duidelijk.

Vandaar dat het voor de getoetste onverstijfde verbindingen noodzakelijk is om het gezamenlijk gedrag van het afschuifpaneel en de verbinding te beschouwen. De gehele verbinding is verantwoordelijk voor de afschuifweerstand en als consequentie, is de interne hefboomsarm overeenkomstig EN1993-1-8 (artikel 6.2.7.2). De rekenwaarde van de schuifkracht $V_{wp,Rd}$ van het afschuifpaneel van de kolom behoeft een nadere beschouwing. Overeenkomstig EN1993-1-8 wordt $V_{wp,Rd}$ als volgt bepaald:

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

Vgl. (4.19)

Met $V_{wp,add,Rd}$ de bijdrage van de schuifweerstand van het afschuifpaneel veroorzaakt door de plastische scharnieren, die zich ontwikkelen in de kolomflens of de lijfplaten.

Hierdoor wordt plastische vervorming van het afschuifpaneel toegestaan, hetgeen acceptabel is in de uiterste grenstoestand voor niet-seismische condities en eveneens voor seismische omstandigheden waarbij dissipatieve verbindingen worden beschouwd. EN1998-1 (artikel 6.6.4(4) accepteert dat de vervormingen van het afschuifpaneel voor 30% bijdragen aan de plastische rotatiecapaciteit van de verbinding, mits de eis wordt geverifierd op basis van experimenten. Echter, deze eis is strijdig met de eisen gesteld in artikel 6.6.1(1)P, waarin helder wordt gesteld dat plastische scharnieren in de ligger of in de ligger-kolomverbinding dienen te ontstaan. In beide gevallen impliceert de algemene eisen van EN1998 dat voor de berekende verbindingen (d.w.z. niet experimentieel gekwalificeerd) de plastische vervormingen geaccepteerd worden in de ligger of in de verbindingen, zolang het afschuifpaneel elastisch blijft.

In lijn met deze uitspraak, overeenkomstig de huidige ontwerpprocedure, mag de afschuifoversterkte ($V_{wp,add,Rd}$) verwaarloosd worden als het ontwerp gericht is om te garanderen dat de kolom vrij van schades blijft, omdat de kolomflensbijdrage volledig wordt bereikt als de afschuifpaneel vloeit bij een verdraaiing van ongeveer gelijk aan 4 keer de rotatie bij vloeien van het afschuifpaneel (Brandonisio et al, 2012). Bovendien, het toestaan van het ontwikkelen van $V_{wp,add,Rd}$ van het afschuifpaneel leidt tot aanzienlijk nabeving restvervormingen met aanzienlijke uit het lood staan van hoge kolommen, dus verantwoordelijk voor hoge reparatiekosten. Onder deze aanname, is het duidelijk dat in de meeste gevallen, het kolomlijf versterkt moet worden door toepassing van extra platen met als doel het vergroten van het lijfoppervlak. Het kan echter last zijn om dit doel te bereiken indien de eisen van EN1993-1-8 worden gevolgd, welke aangeven dat de dikte van deze extra platen kleiner of gelijk dienen te zijn aan de dikte van het kolomlijf, waarbij de toename van het lijfoppervlak bij gebruik van dikkere platen worden verwaarloosd of indien andere extra platen worden toegepast aan de andere zijde van de kolomlijf.

AISC358-16 stelt een dergelijke eis niet. Cyclische proeven uitgevoerd door Ciutina en Dubina (2008) toonden aan dat de schuifsterkte van het afschuifpaneel rechtevenredig toeneemt met het oppervlak van dit afschuifpaneel. Vandaar dat het schuifoppervlak kan toenemen door het totale oppervlak van de extra opdikplaten. Bovendien neemt de sterkte van het afschuifpaneel toe doordat de opdikplaten de stabiliteit blijken te vergroten met goede ductiteit en rotatiecapaciteit groter dan 0.035 rad.

In lijn met dergelijke overwegingen, overeenkomstig de ontwerpprocedure ontwikkeld binnen het project, wordt de bijdrage $V_{wp,add,Rd}$ verwaarloosd voor zowel volledig sterke verbindingen als verbindgingen met gelijke sterkt. Bovendien is de afschuifoppervlak gelijk aan de som van het kolomlijfoppervlak $A_{v,c}$ en het bruto oppervlak van eventuele lijfplaten $A_{v,p}$.

4.3. Technische eisen

De bouw van een constructie ondergaat verschillende fasen, die elk grondig moeten worden doordacht. Voor constructies die op een bepaald moment van hun gebruiksduur mogelijk aan seismische belasting onderworpen worden, zijn deze overwegingen bijzonder belangrijk. Verbindingen tussen stalen elementen in dit soort constructies moeten altijd zodanig worden ontworpen, vervaardigd en geplaatst dat bros bezwijken wordt vermeden en dat het bezwijken van de constructie op een ductiele wijze plaatsvindt.

Ontwerpers moeten altijd rekening houden met ontwerpeisen, vastgelegd in de betreffende normen. In Europa moet EN1998 in acht worden genomen voor het seismisch ontwerp van constructies, met verwijzing naar EN1993 voor het ontwerp van staalconstructies en EN1993-1-8 in het bijzonder voor het ontwerp van stalen verbindingen.

EN1993-1-8 definieert alle parameters die relevant zijn voor het ontwerp van verbindingen met betrekking tot hun sterkte en stijfheid. Verbindingen kunnen worden gelast, gebout of een combinatie van lassen en bouten kan worden gebruikt.

Boutverbindingen moeten zijn ontworpen in overeenstemming met EN1993-1-8, sectie 3. Tabel 3.1 van deze norm definieert de boutklassen, de vloeispanning en de treksterkte. Tabel 3.3 van hetzelfde document geeft de minimum- en maximum eind- en randafstanden weer om voldoende draagvermogen te garanderen. Verbindingen zijn ontworpen volgens de componentenmethode. Wanneer de capaciteiten van elke component worden berekend, moet een ductiele bezwijkvorm (zoals afschuiving van de bouten, stuiken van flenzen of verstijvers) het maatgevende criterium zijn.

De ontwerpcriteria voor gelaste verbindingen worden beschreven in EN1993-1-8, sectie 4. Bij seismisch ontwerp worden lassen gewoonlijk ontworpen op volledige sterkte om zo het falen van de las te voorkomen (brosse bezwijkvorm).

Bij het specificeren van de materialen en de afmetingen moet de constructief ontwerper altijd rekening houden met de beschikbare standaard elementafmetingen en de eigenschappen van de ruwe materialen. Bijvoorbeeld, de fabrikant kan platen met een standaarddikte van 10 of 12 mm leveren, ontwerpers dienen dus geen platen te specificeren met een dikte van 11 mm om zoveel mogelijk onnodige bewerkingen te voorkomen.

Materiaal hardheid en through-thickness eigenschappen worden gegeven in EN1993-1-10. EN1993-1-10 bevat eisen met betrekking tot de selectie van staal voor breuktaaiheid en voor eigenschappen van through-thickness van gelaste

elementen waarbij er een aanzienlijk risico is op lamellair scheuren tijdens fabricage van constructies uitgevoerd in overeenstemming met EN1090-2.

Gedetailleerde informatie over op hardheid gerichte eisen in EN1993-1-10 zijn beschikbaar in Nussbaumer et al (2011). Overeenkomstig deze ontwerphandleiding correspondeert $\sigma_{Ed} = 0.75$ fy(t) met de hoogst mogelijke spanning die frequent voorkomt, terwijl voor de ULS toets vloeien van de uiterste vezel in de doorsnede wordt aangenomen ($\sigma_{Ed} = fy(t) / 1.35 = 0.75$ fy(t)). Bijgevolg zou de waarde $\sigma_{Ed} = 0.75$ fy(t) gegeven in EN1993-1-10 overeenkomen in het geval de doorsnede vloeit en het kan vermoedelik worden gebuikt voor de selectie van de taaiheid en dikte van het materiaal m.b.t. het ontwerp op aardbevingen.

De richtlijnen in sectie 2 van EN1993-1-10 gelden voor de materiaalkeuze voor nieuwe constructies. De regels worden gebruikt om een geschikte staalsoort te selecteren uit de Europese normen voor staalproducten die zijn opgenomen in EN1993-1-1.

De vereiste staalkwaliteit volgt uit tabel 3.1 van EN1993-1-10, afhankelijk van het gevolg van lamellair scheuren.

Afhankelijk van de uit tabel 3.1 gekozen staalkwalitiet moet ofwel: through thickness eigenschappen voor het staalmateriaal worden gespecificeerd uit EN10164, ofwel moet na de fabricage met een controle worden vastgesteld of lamellaire scheuren zijn opgetreden.

Richtlijnen voor het voorkomen van lamellaire scheuren tijdens het lassen worden gegeven in EN1011-2.

Nationale keuze is toegestaan door middel van artikelen zoals vermeld in het Voorwoord bij EN1993-1-10.

Ontwerpers en fabrikanten moeten nauw samenwerken om de nauwkeurigheid en duidelijkheid van de tekeningen waarin de details van de verbindingen, afmetingen en kwaliteiten van bouten en lassen, alsmede de staalkwaliteiten van de liggers, zoals gespecificeerd in EN1998-1, moeten worden aangegeven, te waarborgen. Soms herkent de ontwerper situaties waarin het getekende niet daadwerkelijk kan worden uitgevoerd, bijvoorbeeld door een gebrek aan voldoende ruimte om te lassen. Vaak zijn meerdere vergaderingen vereist voordat beide partijen overtuigd zijn dat de grafische weergave van het ontwerp correct is en kan worden vervaardigd.

De fabricage van de elementen, inclusief montage, transport en de plaatsing op de bouwplaats, moet allemaal zorgvuldig worden beheerd om ervoor te zorgen dat de uiteindelijke kwaliteit van de constructie voldoende is.

Constructies moeten worden uitgevoerd in overeenstemming met de relevante uitvoeringsnormen, namelijk EN1090-2 in Europa en AISC 303-10 in de VS, die minimum kwaliteitseisen stellen. Op basis van ervaring kunnen sommige fabrikanten ervoor kiezen om deze eisen te overschrijden, en dus daarmee bekende problemen te vermijden die vaak optreden tijdens montage op locatie.

5. Niet-lineaire moment-hoekverdraaiing respons volgens EN1993-1-8.

5.1. Algemeen

Het moment-hoekverdraaiingsdiagram voor verbindingen kan worden voorspeld met behulp van de componentenmethode zoals deze in EN1993-1-8 is geïmplementeerd. De methode bestaat uit het identificeren van de delen die invloed hebben op de sterkte en/of de hoekverdraaiing en die in zijn algemeenheid bekend staan als de verbindingscomponenten. Elke component is schematisch weergegeven als een translatieveer, waarvan het gedrag wordt gekenmerkt door een bi-lineair kracht-vervormingsdiagram (F- δ) en vervolgens wordt gecombineerd tot een mechanisch model dat is samengesteld uit die veren en stijve delen. Alle individuele componenten moeten worden samengebracht om het totale momentrotatiediagram af te leiden in termen van stijfheid en sterkte, waarbij de laatste wordt bepaald door de weerstand van de zwakste component. Het drukpunt wordt aangenomen in het midden van de gedrukte liggerflens. Zoals kan worden opgemerkt, worden volgens dit model conform EN1993-1-8 de versteviging van het staal en de geometrische niet-lineare effecten verwaarloosd.

De sterkteberekening van een momentvaste boutverbinding volgens EN1993-1-8 is opgedeeld in drie verschillende stappen:

- 1. Berekening van de weerstand van elke boutrij in de trekzone;
- 2. Controleren of de totale trekcapaciteit kan worden gerealiseerd, omdat deze kan worden beperkt door ofwel de schuifcapaciteit van het afschuifpaneel van de kolom of de verbindingscapaciteit in de drukzone (d.w.z. vloeien van de gedrukte liggerflens of knikken van het kolomlijf).
- 3. Berekening van de momentweerstand *M*_{j,Rd} als de som van de trekkrachten vermenigvuldigd met hun respectievelijke hefboomarmen, zoals volgt uit:

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

Vgl. (5.1)

Met $F_{tr,Rd}$ de rekenwaarde van de trekcapaciteit van boutrij *r*, *h*_r is de afstand van boutrij *r* tot het drukpunt; *r* is het boutrijnummer.

Aangezien de treksterkte van een boutrij kan worden beperkt door de invloed van krachten in andere boutrijen in de boutgroep, wordt de rekenwaarde van een afzonderlijke boutrij beschouwd als een mogelijke sterkte. De rekenwaarde van deze mogelijke sterkte $F_{tr,Rd}$ van elke boutrij moet in volgorde worden bepaald,

beginnend met de boutrij met de maximale hefboomarm totdat evenwicht met de druksterkte wordt bereikt. Bovendien moet rekenwaarde van de treksterkte $F_{tr,Rd}$ van elke boutrij in de trekzone voldoen aan het volgende criterium:

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

Vgl. (5.2)

Met $F_{t,fc,Rd}$ de rekenwaarde van de treksterkte van het T-stuk gevormd door een boutrij en de kolomflens; $F_{t,wc,Rd}$ de sterkte van het kolomlijf op trek in de dwarsrichting; $F_{t,ep,Rd}$ de rekenwaarde van de treksterkte van het T-stuk gevormd door een boutrij en de kopplaat; $F_{t,wb,Rd}$ de weerstand van het liggerlijf op trek. Om aan het interne evenwicht van de plastische verdeling van de krachten op elke

boutrij te garanderen, moet bovendien de totale rekenwaarde van de sterkte van de boutrijen $\sum_{r} F_{tr,Rd}$ aan het volgende criterium voldoen:

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

Vgl. (5.3)

Met $V_{wp,Rd}$ de rekenwaarde van de schuifsterkte van het afschuifpaneel van de kolom; $F_{c,wc,Rd}$ de rekenwaarde van druksterkte van het kolomlijf; $F_{c,fb,Rd}$ de rekenwaarde van de liggerflens en het liggerlijf.

Over het algemeen wordt in het geval van onverstijfde, geboute kopplaatverbindingen de hoekverdraaiing meestal bepaald door de vervormingen in de trekzone van de verbinding, bestaande uit kolomflens en de kopplaat op trek en de bouten die worden uitgerekt. De trekzone wordt gemodelleerd door middel van een "equivalent T-stuk", hetgeen overeenkomt met twee T-vormige elementen die via de flenzen zijn verbonden door middel van één of meer boutrijen.

De constructieve gelijkheid van het T-stuk en het corresponderende element bij de boutrij wordt verkregen door middel van de effectieve lengte (*l*eff) die de werkelijke vloeilijnen omzet (zowel cirkelvormig als niet-cirkelvormig) in een equivalent T-stuk. Afhankelijk van de geometrie van de verbinding zijn verschillende vloeilijnpatronen mogelijk, die elk wordt gekenmerkt door een effectieve lengte van het equivalente T-stuk.

De kortste lengte komt overeen met de minimale sterkte en wordt beschouwd als de sterkte, de draagkracht, van de betreffende boutrij. De afstand van een bout tot een verstijvend element (d.w.z. de liggerflens of het liggerlijf, of de ribverstijver, enz.) beïnvloedt de sterkte van het equivalente T-stuk aanzienlijk. Hoe dichter de bout zich bij het verstijvende element bevindt, hoe groter de draagkracht van het T-stuk. Omgekeerd resulteren bouten grenzend aan een niet-verstijfde vrije rand in

een kortere lengte van het equivalente T-stuk en dus tot een lagere sterkte. In alle gevallen geeft EN1993 de bepaling van de effectieve lengtes van equivalente T-stukken voor afzonderlijke boutrijen en voor boutrijen als onderdeel van een boutgroep. EN1993 geeft echter niet duidelijk de effectieve lengten voor de boutrijen die boven de liggerflens liggen bij verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen.

Nadat de effectieve lengte is bepaald, kan de draagkracht van het T-stuk worden berekend als het minimum van de drie bezwijkvormen, zoals geïllustreerd in Figuur 5.1, die als volgt worden beschreven:

Bezwijkvorm 1 - deze wordt gekenmerkt door volledige plastificatie van de flens, d.w.z. plastische scharnieren in de flens, terwijl de bouten voor dit faalmechanisme geen rol spelen (zie figuur 5.1a).

Bezwijkvorm 2 – deze wordt gekenmerkt door een gecombineerd mechanisme van flensplastificatie en bezwijken van de bouten (zie figuur 5.1b).

Bezwijkmechanisme 3 - deze wordt gekenmerkt door het bezwijken van enkel de bouten, er ontstaan geen plastische scharnieren in het T-stuk (zie figuur 5.1c).

EN1993 biedt ook criteria om de totale initiële stijfheid $S_{j,ini}$ van de verbinding te voorspellen, namelijk door de stijfheid van alle basiscomponenten op de volgende wijze te combineren:

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

Vgl. (5.4)

Met E de elasticiteitsmodulus; k_i de stijfheidscoëfficiënt voor basiscomponent *i*; *z* de hefboomsarm; μ de stijfheidsverhouding afhankelijk van de verhouding tussen het aangebrachte moment en de momentweerstand van de verbinding.



Figuur 5.1 T-stub failure modes

5.2. Moment-hoekverdraaiingdiagram voor verbindingen met een console volgens EN1993-1-8

De moment-hoekverdraaiingdiagrammen die gebruikt worden voor de vergelijking met experimenten, worden berekend volgens EN1993-1-8. Daarnaast is op basis van de resultaten van het EQUALJOINTS-project een aangepaste aanpak op basis van EN1993-1-8 gebruikt. De belangrijkste verschillen tussen de twee benaderingen betreffen:

- De positie van het drukpunt
- Het aantal actieve bouten
- De draagkracht van het afschuifpaneel van de kolom
- De draagkracht van de component liggerflens en het liggerlijf op druk

EN 1993-1-8 gaat ervan uit dat voor geboute, uitstekende kopplaatverbinding met een console onder een negatief moment het drukpunt zich in het midden van de consoleflens bevindt. Bij recente numerieke simulaties (Maris et al., 2015 en Stratan et al., 2016) is waargenomen dat het drukpunt veel hoger ligt, ongeveer op 50% van de consolehoogte. Daarom is bij de aangepaste aanpak aangenomen dat het drukpunt zich halverwege de consolehoogte bevindt. Onder een positief moment wordt aangenomen dat het drukpunt zich in het midden van de bovenste liggerflens bevindt.

Het tweede verschil betreft de actieve boutrijen. Bij de aangepaste benadering wordt aangenomen dat alleen de boutrijen die zich boven het midden van de liggerhoogte (dus zonder console) bevinden, actief zijn bij een negatief moment. Bij positieve momenten worden alleen de boutrijen die zich boven de helft van de verbindingshoogte bevinden, dus inclusief de consolehoogte, als actief beschouwd.

Overeenkomstig artikel 6.2.6.1(6) uit EN1993-1-8 wordt in het geval van een verstijfd kolomlijf bij het afschuifpaneel van de kolom op afschuiving het schuifoppervlak A_{vc} verhoogd met $b_s t_{wc}$ (met b_s de breedte van de lijfplaat en t_{wc} de dikte van het kolomlijf). De draagkracht blijft gelijk, ook als er een andere lijfplaat aan de andere kant wordt toegevoegd. Volgens de aangepaste aanpak conform het project EQUALJOINTS wordt bij de bepaling van de draagkracht van het afschuifpaneel het gehele oppervlak beschouwd, dus inclusief de oppervlakte van toegevoegde lijfplaten.

De draagkracht van de liggerflens en het lijf op druk van een ligger met een console is volgens EN 1993-1-8 gelijk aan die overeenkomstig de doorsnede van de ligger (inclusief console) zoals in hoofdstuk 1-1 in Figuur 5.2 is gegeven, waarbij de onderflens van de ligger verwaarloosd wordt. Deze aanname negeert echter de locatie van het plastisch scharnier in de kopplaat onder de consoleflens (hoofdstuk 2-2 in Figuur 5.2). In de aangepaste aanpak is in plaats van M_{c,Rd} zoals gedefinieerd in sectie 6.2.6.7 in EN1993-1-8, het plastische moment van de ligger geprojecteerd op het kolomvlak, $M_{pl,Rd}^*$, bepaald door de volgende uitdrukkingen:

$$\begin{split} M_{con,Ed} &= M_{pl,Rd}^* + V_{Ed}^* \cdot s_h \\ M_{pl,Rd}^* &= \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot W_{pl,beam} \cdot f_{y,beam} \\ V_{Ed}^* &= \frac{2M_{pl,Rd}^*}{L_h} + V_{Ed,G} \end{split}$$



Figuur 5.2 Locatie van het plastisch scharnier in liggers met een console

Ter vereenvoudiging kan worden aangenomen dat de positie van het plastische scharnier (s_h) zich aan het uiteinde van de console bevindt. Proeven wijzen echter uit dat de werkelijke locatie van het plastische scharnier zich op een afstand van

het einde van de console bevindt die gelijk is aan ruwweg 0,3 keer de hoogte van de ligger.

Gezien het feit dat voor verbindingen versterkt met een console het gedrag van de verbinding en het afschuifpaneel elastisch was, kan een vergelijking van de resultaten met het gedrag van de experimentele envelopen voor elk van deze componenten alleen worden uitgevoerd wat betreft stijfheid. Daarom werd besloten om de analytische voorspelling van de momentweerstand te vergelijken met die van de experimentele resultaten - interstorey drift (M_{cf} - θ) diagrammen. De analytische interstory drift werd verkregen door de hoekverdraaiing van de verbinding (zoals bepaald met de EN1993-1-8 benadering) en de elastische rotatie die veroorzaakt wordt door de buig- en afschuifstijfheid van de onderdelen van de testopstelling samen te voegen. De momentweerstand van de verbinding werd verkregen volgens de verificatieregels van EN 1993-1-8, door gebruik te maken van de actuele geometrie en de actuele materiaaleigenschappen. Partïele factoren voor de materialen werden verondersteld gelijk te zijn aan 1.0.



Figuur 5.4 en Figuur 5.5 tonen de experimentele resultaten versus de analytische voorspellingen voor de proefstukken EH2-TS35 en EH2-TS45. Te zien is dat het rekenmodel conform EN1993-1-8 de draagkracht van de verbinding in hoge mate overschat, zowel bij negatief - als bij positief moment. Dit is te wijten aan het feit dat EN1993-1-8 geen rekening houdt met de buigweerstand van de ligger aan het einde van de console. De aangepaste aanpak op basis van EN1993-1-8 ("EC3-M") komt redelijk goed overeen met de experimentiële resultaten wat betreft de momentweerstand. Voor de initiële stijfheid kon voor beide modellen een goede overeenkomst worden geconstateerd. De afname van de stijfheid bij momenten tussen 2/3M_{j,Rd} en M_{j,Rd} is echter duidelijk niet erg geschikt voor volledige sterkte verbindingen.



Figuur 5.3 Experimentele resultaten versus analytische voorspellingen voor proefstukken EH1-TS35



Figuur 5.4 Experimentele resultaten versus analytische voorspellingen voor proefstukken EH1-TS45



Figuur 5.5 Experimentele resultaten versus analytische voorspellingen voor proefstukken EH2-TS35

5.3. Moment-hoekverdraaiingdiagram van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen volgens EN1993-1-8

De proeven werden uitgevoerd op zowel enkelzijdige als dubbelzijdige verbindingsconfiguraties, gerelateerd aan één of twee verbindingen. De analytische voorspellingen van de response curves van de verbindingen is vergeleken met die van de gemeten resultaten van de proeven, te weten de overall moment-interstorey drift ratio (of chord rotation) curves. Met het moment wordt het moment bedoelt op het grensvlak tussen de kolomflens en de kopplaten. Bij het berekenen van de verbindingsweerstand worden alle boutrijen boven de horizontale symmetrieas van de verbinding als actief beschouwd (namelijk alle rijen boven de ligger en een enkele binnenste rij dichtbij de liggerflens). M.b.t. de rotatiecapaciteit wordt ook de schuifweerstand van het afschuifpaneel gezien als een bepalende facor, hetgeen conform Paragraaf 4.2.4 wordt berekend. De verbindingresponse ($M_{b,Ed}$ - ϕ_i diagram) werd, volgens de definitie in EN1993-1-8, verkregen door φ_c en γ rotaties bij elkaar opgeteld om zo φ_i te bepalen. Ten slotte wordt de "assembly response" die de geteste proefstukken karakteriseert, gepresenteerd in de vorm van een $M_{b,Ed}$ - θ diagram waarin - θ de interstorey-drift ratio (ook "chord rotation" genoemd) voorstelt, die wordt verkregen door de doorbuiging als gevolg van de toegepaste belasting op het einde van de ligger te delen door de fysieke lengte van de ligger.

In dit geval wordt de analytische voorspelling verkregen door de doorbuiging van de ligger en de elastische hoekverdraaiing van de kolom op te tellen bij de hoekverdraaiing van de verbinding φ_c . In alle gevallen is de weerstand van de ligger aan het uiteinde van de ribverstijver (het gedeelte waar plastisch scharnier zou moeten optreden) beschouwd alsof het geprojecteerd is aan de zijde van de kolom, $M_{pl,Rd}^*$, zoals eerder gedaan voor de verbindingen met console.

De analytische response curves van de verbindingen voorspellen met voldoende zekerheid de stijfheid en sterkte van de verbindingen die experimenteel zijn gemeten, zoals zichtbaar in het onderstaande overzicht:







Figuur 5.7 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES1-TS-E verbindingen - test C2



Figuur 5.8 Experimentiële response vs. EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES1-TS-Esp verbindingen - test C



Figuur 5.9 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES1-TS-F verbindingen - test C1





Figuur 5.10 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES1-TS-F verbindingen - test C2





Figuur 5.12 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES1-XS-E verbindingen - test C2



Figuur 5.13 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES2-



TS-E verbindingen - test C1





Figuur 5.15 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-hoekverdraaiingdiagram van ES2-TS-Esp verbindingen - test C



Figuur 5.16 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-hoekverdraaiingdiagram van ES2-TS-F verbindingen - test C1



Figuur 5.17 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van ES2-TS-F verbindingen - test C2





Figuur 5.18 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-verdraaiingdiagram van ES2-TS-F verbindingen - test CA





Figuur 5.20 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- moment-hoekverdraaiingdiagram van ES2-XS-E verbindingen - test C2



Figuur 5.21 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-moment-hoekverdraaiingdiagram van ES3-TS-E verbindingen - test C1







Figuur 5.23 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- moment-hoekverdraaiingdiagram van ES3-TS-Esp verbindingen - test C



Figuur 5.24 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- moment-hoekverdraaiingdiagram van ES3-TS-F verbindingen - test C1



Figuur 5.25 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-rotatie curves van ES3-TS-F verbindingen - test C2

64 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen NIET-LINEAIRE MOMENT-HOEKVERDRAAIING RESPONS VOLGENS EN1993-1-8





5.4. Moment-hoekverdraaiing van onverstijfde, met uitstekende kopplaatverbindingen volgens EN1993:1-8

De testen zijn uitgevoerd op enkelzijdige en dubbelzijdige configuraties van de verbinding, namelijk betrokken op een of twee verbindingen. De analytische voorspellingen van het hysteresisresponsspectrum van de verbindingen zijn vergeleken met de experimentele metingen wat betreft algemene momentinterstorey drift ratio (or chord rotation) curves. Het moment is die op het grensvlak tussen de kolomflens en de eindplaten. De weerstand van de verbinding (verbindingselementen + afschuifpaneel kolom) is berekend volgens EN1993:1-8 (artikel 6.2.7.2). De hoekverdraaiing van de verbinding is berekend volgens EN1993:1-8 (artikel 6.3.1). Ten slotte is de "assembly response" die de geteste proefstukken karakteriseert gereporteerd in de vorm van een $M_{b,Ed}$ - θ curve, waarin θ de interstorey drift ratio (ook wel "chord rotation" genoemd) aangeeft die wordt verkregen door de doorbuiging als gevolg van de toegepaste belasting op het einde van de ligger te delen door de fysieke lengte van de ligger. In dit geval is de analytische voorspelling verkregen door de door de doorbuiging en de elastische rotatie van de kolom op te tellen bij de verbindingsrotatie φ_c .

De analytische response curves van de assemblies voorspellen met voldoende zekerheid de stijfheid en sterkte van de verbindingen die experimenteel zijn gemeten, zoals zichtbaar in het onderstaande overzicht:






Figuur 5.28 Experimentele response versus EC3:1-8 moment-hoekverdraaiingdiagram van E1-TB-E verbindingen – cyclische test 1



Figuur 5.29 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E1-TB-E verbindingen – cyclische test 2



Figuur 5.30 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E1-TB-P verbindingen – cyclische test 1



Figuur 5.31 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram of E1-TB-P verbindingen – cyclische test 2

66 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen NIET-LINEAIRE MOMENT-HOEKVERDRAAIING RESPONS VOLGENS EN1993-1-8



Figuur 5.32 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E1-TB-PP verbindingen – cyclische test



Figuur 5.33 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-TB-E verbindingen – cyclische test



Figuur 5.34 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-TB-E verbindingen – cyclische test 1



Figuur 5.35 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-TB-E verbindingen – cyclische test 2







Figuur 5.37 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-TB-P verbindingen – cyclische test 2



Figuur 5.38 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-TB-P verbindingen – cyclische test – shot peening



Figuur 5.39 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-E verbindingen – cyclische test 1

68 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen NIET-LINEAIRE MOMENT-HOEKVERDRAAIING RESPONS VOLGENS EN1993-1-8



Figuur 5.40 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-E verbindingen – cyclische test 2



Figuur 5.41 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-E verbindingen – Equal joint cyclische test protocol



Figuur 5.42 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-P verbindingen – cyclische test 1



Figuur 5.43 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-P verbindingen – cyclische test 2



Figuur 5.44 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-TB-P verbindingen - cyclische test - shot peening



Left side

Right side

Figuur 5.45 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E1-XW-P verbindingen - cyclische test 1











Right side



Figuur 5.47 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E2-XW-P verbindingen – cyclische test 2

Left side Figuur 5.48 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-XW-P verbindingen – cyclische test 1



Figuur 5.49 Experimentele response versus EC3:1-8 moment- hoekverdraaiingdiagram van E3-XW-P verbindingen – cyclische test 2

Over het algemeen kan worden waargenomen dat de analytische voorspellingen die zijn verkregen middels EN1993-1-8 met betrekking tot de weerstand en de stijfheid vrij goed overeenkomen met de experimentiële resultaten, voor alle verbindingsmiddelen en verbindingen. Een vergelijkbare conclusie wordt getrokken voor de afschuifpanelen, zolang wordt aangenomen dat de panelen binnen de "maximale afschuif" hoogte vallen als resultaat van de toepassing van het in deel 1-8 samenstellingsprocedure (artikel 6.2.7.2). Hier staat tegenover dat er een onveilige schatting van de weerstand van het afschuifpaneel wordt gevonden wanneer de hoogte van de panelen gelijk is aan de afstand tussen de zwaartepunten van de liggerflenzen (volgens EN1993-1-8 Figuur 6.15). Dit resultaat toont aan dat voor verbindingen waar de binnenste boutenrijen een significante bijdrage leveren, de versimpelde aanpak zoals beschreven in Fig.6.15 van EN1993-1-8 moet worden vermeden.

5.5. Moment-hoekverdraaiing van dog-bone verbindingen

Zoals eerder vermeld, werden dog-bone of RBS-(Reduced Beam Section) verbindingen beschouwd als een onderdeel van het onderzoek naar het toepassen

van Europees staal voor grote ligger-kolomsamenstellingen waarin dit type dissipatieve verbinding is verwerkt. Als zodanig vormen zij een speciaal geval dat niet direct gerelateerd is aan de andere verbindingsconfiguraties die hierboven zijn besproken (met name een verbinding met een console, verstijfde, uitstekende - en onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen). Echter, om de typische moment-hoekverdraaiing response van de twee grotere RBS verbindingen weer te geven, beschrijven Figuur 5.50 en Figuur 5.51 de moment versus hoekverdraaiing-diagrammen van proefstukken SP2 en SP4, weergegeven door het moment tegen de total storey drift (als een percentage van de storey height) in het midden van de kolom-doorsnede.

Voor SP2 was er een maximale totale kracht van 1.303,33 kN bereikt gedurende de 4% storey drift cycles. De elastische stijfheid van de proefstukken was ongeveer 13,13 kN/mm. De proefstukken toonden een voornamelijk lineare elastische response tot een drift van over 1%, en merkbaar inelastisch gedrag begon zich te vertonen bij een drift van 2%. Lokale plooi van het lijf begon bij 3% drift, met zichtbare flens lokale plooi bij een drift van ongeveer 4%. Na de twee cycli van 4% aan het eind van de prequalificatietest, werden vijf complete cycli uitgevoerd met een 5% storey drift, waarbij sterkte afname en ernstigere lokale plooi in de flenzen en het lijf merkbaar was, totdat het proefstuk faalde als gevolg van low-cycle vermoeiing. Tijdens de laatste cyclus ontstond een scheur in de boven- en onderflens van de ligger op de plaats van de RBS als gevolg van de concentratie van aanzienlijke lokale plooi.



Figuur 5.50 Moment-hoekverdraaiing response van RBS (dog-bone) verbinding - Proefstuk SP2

Zoals zichtbaar in de response van SP2, bij 4% storey drift cycles overschreed het moment dat de proefligger ondervond ruim 80% van de nominale plastische buig sterkte, M_p. Hetzelfde geldt voor story drifts van 5%. Dit voldoet aan de

acceptatiecriteria voor special moment frames zoals beschreven in Sectie E3.6 of AISC 341-10 (2010). Na vroege cycli tijdens het testen draagt voornamelijk inelastische vervorming bij aan de story drift. Wanneer de RBS begint te vloeien met vervolgens grotere vervormingen, vormt zich een scharnier bij de RBS, en komt de meeste rotatie in de verbinding voor in de gereduceerde doorsnede. Verder is tijdens de start van de test, wanneer de response voornamelijk elastisch is, is de bijdrage van het afschuifpaneel significant. Dit vermindert echter geleidelijk wanneer het niveau van inelasticiteit toeneemt omdat de dissipatie meer geconcentreerd wordt in de RBS.



Figuur 5.51 Moment-hoekverdraaiing response of RBS (dog-bone) joint - Specimen SP4

Een grotendeels vergelijkbare reactie werd verkregen voor SP4, waarvoor dezelfde procedure werd gevolgd als voor SP2, gebaseerd op AISC341-10 (2010). De test werd uitgevoerd tot een drift die de 4% naderde en werd vervolgens beëindigd vanwege beperkingen door de laterale stabiliteit, hetgeen resulteert in significante vervormingen uit het vlak en significante torsie vervormingen van het aangenomen hoge kolom profiel.

Het proefstuk vertoonde een grotendeels lineaire elastische respons tot een drift van meer dan 1%, en opmerkelijk niet-elastisch gedrag begon op te treden bij een drift van 2%. Vloeien en lokaal knikken van de ligger begon rond 3% drift, waarbij zichtbare lokale knik van de flens optreedt bij een drift van ongeveer 4%, met aanzienlijke afname van de sterkte en meer ernstige knik van het lijf. De test werd beëindigd met een drift die de 4% naderde vanwege de beperking door het gebruikte laterale bracing system.

Wat SP2 betreft, was de sterkte van de SP4-verbinding hoger dan 80% van de nominale plastische buigsterkte van de ligger bij de drift cycles van 4%. Er dient echter te worden opgemerkt dat in de figuur het moment wordt berekend op de hartlijn van de kolom in overeenstemming met AISC 341-10, waardoor het veel groter lijkt te zijn dan Mp, terwijl de marge van oversterkte in werkelijkheid lager is. De verhouding tussen het toegepaste moment bij de RBS en de nominale momentcapaciteit van de RBS is nog steeds groter dan de 80% nominale plastische capaciteit.

Het is vermeldenswaard dat in sectie K2.8 van AISC 341-10 (2010) de acceptatiecriteria voor prekwalificatie van ligger-kolomverbindingen aangeeft dat aan de eisen moet worden voldaan voor zowel de sterkte als de storey drift angle. Voor een special moment frame is de vereiste van de storey drift dat het proefstuk ten minste één volledige cyclus moet doorstaan met een storey drift van minimaal 4%. De sterkte-eis is dat bij een drift hoek van 4% de verbinding bestand moet zijn tegen een moment dat minstens zo groot is als 0,80 Mp. Op basis van de hierboven besproken resultaten voldoet de reactie van SP2 aan deze vereisten, waardoor wordt voldaan aan de acceptatiecriteria voor de het vooraf kwalificeren van ligger-kolomverbindingen.

Het is vermeldenswaard dat het toepassen van laterale steun op de locatie van de RBS mogelijk eerder tegenwerkende effecten heeft gehad op de kwalificatie van het profiel van het proefstuk. AISC 358-10 bespreekt de beperkingen van het vooraf kwalificeren van de van de ligger voor RBS-verbindingen en pakt deze beperkingen aan, gezien deze betrekking hebben op laterale steun in paragraaf 5.3.1 (7). Volgens deze paragraaf is er een uitzondering op de eis van laterale steun op de RBS, afkomstig van systemen die gebruikmaken van een betonnen constructieve plaat ondersteund door het liggerproefiel.

6. Prestatieparameters van de geteste verbindingen (d.w.z. hysterese gedrag van elementen bij cyclische belasting, afname van stijfheid en sterkte).

De prestatieparameters van verbindingen die in de volgende hoofdstukken worden gerapporteerd, zijn verkregen volgens de in Figuur 6.1 beschreven procedure. In het bijzonder voor zowel een versterkte verbinding met een console als met een uitstekende kopplaatverbinding worden de prestatieparameters gerapporteerd volgens Figuur 6.1a, hetgeen in overeenstemming is met EN1998-1. Voor deze typen verbindingen is de belangrijkste bron van dissipatie de ligger, afhankelijk van de vorm van de ligger en de verstijvingen (d.w.z. consoles en verstijvingsribben) en de prestatieparameters worden gerapporteerd om het gedrag van de ligger-kolomverbinding samengestelde te evalueren. Voor onverstijfde verbindingen is de belangrijkste bron voor de vervorming de verbindingselementen de prestatieparameters afschuifpaneel. Daarom worden en het alleen gerapporteerd in termen van rotatie van de verbinding volgens EN1993-1-8, zoals getoond in Figuur 6.1b. Dit aspect verklaart ook de verschillende symbolen die worden gebruikt om consequent verschillende responsparameters aan te geven.



Figuur 6.1: Definitie van prestatieparameters: a) in termen van totale hoekverdraaiing (interstorey drift ratio) volgens AISC341-16 en EN1009-1: b) in termen van de hoekverdraaiing van de gehele verbinding (d.w.z. t.g.v. de verbindingsmiddelen en het afschuifpaneel)

6.1. Verbinding met console

De voorgestelde modellering van verbindingen met een console (type a) wordt gepresenteerd in de volgende schema's. Er worden drie gevallen gepresenteerd: a1) enkelzijdige verbinding a2) dubbelzijdige verbinding voor Moment Resistant Frames (MRF) en a3) dubbelzijdige verbinding MRF's + concentrically Braced Frames (d.w.z. een raamwerk bestaande uit K-verbanden met centrische aansluitingen) of een MRF + K-verbanden met een excentrische aansluitingen). De hoogte van het afschuifpaneel wordt gelijk gesteld aan de hoogte van de uiteinden van de aansluitende ligger $h_b + h_b$ (zie Figure 6.2 voor de betekenis van de symbolen). De ligger hebben stijve, elastische elementen aan hun uiteinden op een afstand s_h van de kolomflens. De wandstaaf zijn centrisch aangesloten op de ligger, namelijk aan het knooppunt tussen de twee stijve segmenten die de afmetingen van het afschuifpaneel weergeven.



Figuur 6.2 Modelleren van verbindingen met een console

"goede inschatting" Hierna wordt een gegeven de sterktevan stijfheidseigenschappen van de verbinding met een console. De voorgestelde waarden zijn verkregen op basis van numerieke simulaties en experimentele gegevens van de geprekwalificeerde verbindingen voor een reeks bouwhistorische types. De geldigheid van deze gegevens is beperkt tot de beschouwde aannames, namelijk raamwerken met een overspanningslengte binnen het bereik van [6-8 m] en verdiepingshoogte binnen [3.5-4 m] en liggerprofielen variërend van IPE360 tot IPE600. Zodra de eigenlijke geometrie van de verbinding is ontworpen, moeten de mechanische eigenshappen echter opnieuw worden geëvalueerd om een nauwkeuriger voorspelling van de constructieve respons te verkrijgen. De normalisatie van sterkte, $M_{pl,b,cf,Rd}^{e}$, is met betrekking tot de verwachte plastische sterkte van de ligger berekend aan de zijde van de kolomflens en de normalisatie van de stijfheid van de ligger $s_b = EI_b / L_b$. De genormaliseerde waarden voor de sterkte zijn in overeenstemming met de principes van de weerstandbepaling en de genormaliseerde stijfheid zijn gemiddelden voor elk verbindingstype.

Varbindinga	Geometrie	Sterkte		Stijfheid			
type		Verbinding:	Afschuifpaneel:	Verbinding:	Afschuifpa- neel:		
EH-S: Volledig sterk met sterk afschuifpan eel	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 80$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 55$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 55$		
EH-B: Full-strength with balanced panel zone	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 65$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 31$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 31$		
Opmerkingen: i) Voor de translatieveren wordt uitgegaan van elasto-plastisch gedrag, waarbij 1% versteviging na vloeien optreedt. De veronderstelde rotatiecanaciteit van de							

component is 18 mrad (ASCE 41-13, Tabel 9-6, vloeien van de bouten. Het gedrag van de verbinding kan bijvoorbeeld worden gerealiseerd door een Bilin materiaal (gemodificeerd Ibarra-Medina-Krawinkler model) toe te wijzen aan de eigenschappen van de veer.

ii) De veer voor het afschuifpaneel is door Krawinkler gemodelleerd volgens het vastgestelde tri-lineaire model (zie Gupta en Krawinkler, 1999). De voorgestelde sterkte komt overeen met het eerste vloeipunt (afschuifpaneel). Er wordt uitgegaan van versteviging na vloeien van 1.5%. In OpenSees kan het afschuifgedrag van het afschuifpaneel worden geïmplimenteerd door Hystereti of Steel02 materiaal toe te wijzen aan de eigenschappen van de veer.

iii) Bij het modelleren van het afschuifpaneel met behulp van a) een parallelogram van stijve Iementen en pinnen of b) het Joint2D macromodel zijn de kinematica en de eigenschappen

van de rotatieveer identiek. In dit geval is de veerstijfheid lineair elastisch $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Als het afschuifpaneel wordt gemodelleerd volgens het "schaar"-model, moeten de sterkteen stijfheidswaarden van de rotatieveer (berekend met de Krawinkler's benadering) worden aangepast (zie Charney en Downs, 2004).

6.1.1. Prestatieparameters van geteste verbindingen

Om een reeks gezamenlijke prestatieparameters te verkrijgen, worden eerst de omhullenden van onder cyclische belasting geteste proefstukken samengesteld. Tot en met het maximale buigmoment werd de omhullende verkregen door de punten van piekmomenten voor elke belastingscyclus met elkaar te verbinden, terwijl voorbij het maximale moment punten van het grootste moment bij een gegeven vervorming werden gebruikt. In Figuur 6.3a zijn de positieve en negatieve omhullenden geconstrueerd voor de eenzijdige verbinding EH2-TS35-C1 en in Figuur 6.4a de positieve en negatieve omhullenden die zijn geconstrueerd voor de dubbelzijdige verbinding EH2-XB35-C1. De initiële stijfheid (S_{ini}) werd verkregen door een lineaire lijn tussen de punten op de envelop, overeenkomend met waarden van het moment kleiner dan 0.7 keer het maximale moment (M_{max}). De elastisch momentweerstand (M_y) is bepaald op het snijpunt van de initiële stijfheid en de raaklijnen van de stijfheid (Figuur 6.3b en Figuur 6.4b). De laatste was gedefinieerd door een lineaire lijn van datapunten op de M_{cf} - θ kromme tussen de $0.8M_{max}$ en M_{max} . De uiterste vervorming θ_{ν} was bepaald als punt op de de M_{cf} - θ kromme corresponderend met een daling van het moment van 0.8 Mmax (Figuur 6.3b en Figuur 6.4b). Voor elke cyclische proef zijn de hierboven gedefinieerde parameters berekend voor positieve en negative krommen, die dicht bij elkaar lagen. Voor de initiële stijfheid (S_{ini}), het vloeimoment (M_v) en het maximale moment (M_{max}) waren het gemiddelde van de positeve en negatieve waarden berekend, terwijl voor de ulterste drift (θ_{μ}) – enkel de minimumwaarde – werd berekend. De aldus verkregen parameters worden gerapporteerd in Tabel 6.1.

78 Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen	
PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN	

Bovendien werd de rek-verstevigingscoëfficiënt (γ_h) berekend als de verhouding tussen het maximum moment (M_{max}) en het vloeimoment (M_y), evenals de uiterste plastische drift ($\theta_{pl,u}$), gedefinieerd als de totale drift (θ_u) min de elastische drift corresponderend met het vloeimoment (M_y), verkregen met behulp van de initiële stijfheid zoals hierboven berekend.



Figuur 6.3: EH2-TS35-C1: a) Hysterese lussen en enveloppen; b) positieve versus negatieve enveloppen c); karakteristieke M_{cf} - θ kromme voor positieve enveloppe; d) karakteristieke M_{cf} - θ kromme voor negatieve enveloppe



Figuur 6.4: EH2-XB5-C1: a) Hysterese lussen en enveloppen; b) positieve versus negatieve enveloppen c); karakteristieke M_{cf} - θ kromme voor positieve enveloppe; d) karakteristieke M_{cf} - θ kromme voor negatieve enveloppe

Er kan worden waargenomen dat de rek-verstevigingscoefficient relatief gelijkmatig is over de proefstukken, met een gemiddelde van ongeveer $\gamma_h = 1.21$. Ultimate inter-storey drift (θ_u) is in zijn algemeenheid groter dan 0.04 rad (de minimumeis zoals gespecificeerd in ANSI/AISC 341-16, voor SMF's). De ultimate inter-storey drift neemt geleidelijk af naarmate de diepte van de ligger toeneemt. Bovendien valt voor grotere liggerhoogtes met een console onder 45° (EH3-TS45-C1 en EH3-TS45-C2) de uiterste drift (θ_u) onder de minimumeisen, namelijk ongeveer 0.037 rad. Evenzo is de plastische drift (θ_p) over het algemeen groter dan 0.03 rad, behalve voor hogere liggers met een 45° console (EH3-TS45-C1 en EH3-TS45-C2), waarvoor 0.027 rad werd bereikt. Bovendien vertoonde het exemplaar EH2-XB35-C1 (dubbelzijdige verbinding met IPE450-ligger en een console onder 35°) kleinere ulterste hoekverdraaiing (θ_u =0.040 rad en θ_p =0.038 rad). Dit was toe te schrijven aan de grotere kolomafmetingen en de kleinere verhouding tussen overspanning en diepte van de liggers, wat resulteerde in een grotere invloed van de dwarskracht.

Proefstuk	S _{ini} [kNm/rad]	M _y [kNm]	M _{max} [kNm]	γh	θu [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

Tabel 6.1: Prestatieparameters van geteste verbindingen met een console (EN1998-1)

In Tabel 6.1 werden gemiddelde waarden van positieve en negatieve omhullenden berekend voor de initiële stijfheid (S_{ini}), de elastische momentweerstand (M_y) en het maximale moment (M_{max}). De minimumwaarden voor de uiterste inter-storey drift (θ_u) en de plastische drift (θ_p) voor de positieve en negatieve omhullenden zijn berekend in Tabel 6.1.

Table 6.2 bevat de waarden van de uiterste inter-storey drift (θ_u) en de plastische drift (θ_p) voor de positieve en negatieve omhullende. De uiterste rotaties onder negatieve cycli zijn over het algemeen iets kleiner dan bij de positieve cycli.

Proofstuk	θ _u [rad]			θ_u [rad]			
TIOCISIUK	positief	negatief	Min	possitief	negatief	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	

Table 6.2: Prestatieparameters van geteste verbindingen met een console

6.1.2. Invloed van de liggerhoogte

De invloed van de liggerafmetingen op de respons van de verbinding is te zien in Figuur 6.5 voor enkelzijdige verbindingen met een console onder een hoek van 35° en in Figuur 6.6 voor enkelzijdige verbindingen met een console onder een hoek van 45°. Plooi treedt snel op en de kromme na de piek heeft een steilere helling indien de liggerdiepte toeneemt. Dezelfde respons wordt waargenomen voor de parameter van de liggerafmetingen in het geval de proefstukken een console onder 45°. Zoals hierboven vermeld, neemt de uiterste drift inter-storey drift geleidelijk af naarmate de diepte van de ligger toeneemt.



Figuur 6.5: Invloed van de liggerdiepte voor enkelzijdige verbindingen versterkt met een console onder 35°: a) positieve kromme; b) negatieve kromme



Figuur 6.6: Invlod van de liggerdiepte voor enkelzijdige verbindingen met een console onder 45°: a) positieve omhullenden; b) negatieve omhullenden

6.1.3. Invloed van de consolehoogte

De invloed van de consolehoogte werd benadrukt door het vergelijken van de respons van de proefstukken uit groep 1 met die van groep 2 (Tabel 2.3). Uit de omhullenden in Figuur 6.7 en Figuur 6.8 en de parameters in Tabel 6.1 kan worden afgeleid dat de proefstukken met een hoek van 45° gevoelig zijn voor een snellere teruggang in sterkte na het piekmoment en voor kleinere uiterste driften. Hoewel dit verschil vrij klein is in het geval van de proefstukken met IPE360 liggers, wordt het belangrijk voor grotere liggerafmetingen (IPE450 en IPE600). De

grotere sterkte van de EH3-TS35 proefstukken ten opzichte van de EH3-TS45 proefstukken kunnen worden waargenomen in Figuur 6.9 en komt voort uit het feit dat de twee series werden vervaardigd uit verschillende batches en de terksterkte van het materiaal in het eerste geval groter is.



Figuur 6.7: Invloed van de hoogte van de consoles voor IPE360-proefstukken: a) positieve omhullenden; b) negatieve omhullenden



Figuur 6.8: Invloed van de hoogte van de consoles voor IPE450-proefstukken: a) positieve omhullenden; b) negatieve omhullenden



Figuur 6.9: Invloed van de hoogte van de consoles voor IPE600-proefstukken: a) positieve omhullenden; b) negatieve omhullenden

6.1.4. Invloed van het belastingsprotocol

Figuur 6.10 toont een vergelijking tussen de statische en cyclische respons van de EH2-TS35 proefstukken. Een verhoging van het maximummoment (door isotrope rekversteviging) en afname van de uiterste vervormingscapaciteit kan worden waargenomen als gevolg van cyclische belasting. De initiële stijfheid blijft hetzelfde voor zowel statische als cyclische belasting.



Figuur 6.10: Cyclische en statische belasting: a) hysterese krommen en statische kromme; b) positieve omhullende en statische kromme

De invloed tussen het cyclische belastingsprotocol ANSI/AISC 341 en het alternatieve protocol dat door het EQUALJOINTS project wordt gesuggereerd (zie Figuur 6.11), is verwaarloosbaar, aangezien het verschil tussen de twee slechts betrekking heeft op minder elastische cycli in het laatste geval.



Figuur 6.11: ANSI/AISC 341 belastingsprotocol (proefstukken EH1-TS35-C1 en EH1-TS35-C2), alternatief protocol (EH1-TS35-CA proefstuk): a) hysterese krommen voor twee cyclische belastingsprotocollen; b) vergelijk tussen positieve omhullenden; c) verlijk tussen negatieve omhullenden.





Figuur 6.12: ANSI/AISC 341 belastingsprotocol (EH2-TS35-C1 en EH2-TS35-C2 proefstukken), alternatief protocol (EH2-TS35-CA proefstuk): a) hysterese krommen voor twee cycli

belastingsprotocol: b) vergelijk tussen positieve omhullenden; c) vergelijk tussen negatieve omhullenden.



Figuur 6.13: ANSI/AISC 341-belastingsprotocol (proefstuk EH3-TS35-C1 en EH3-TS35-C2), alternatief protocol (proefstuk EH3-TS35-CA): a) hysteretische curven voor twee cyclische beladingsprotocollen; b) vergelijking tussen positieve omhullenden; c) vergelijking tussen negatieve omhullenden.

6.1.5. Invloed van de oversterkte van de ligger

Om het mogelijke effect van oversterkte van de ligger te beoordelen, hetgeen immers kan leiden tot het bros bezwijken van de verbinding zou, werden twee proefstukken (TSO-serie) gefabriceerd met een ligger van staalsoort S460 in plaats van S355. In het geval van de proefstukken (IPE360 liggers) uit de EH1-serie bood staalsoort S460 een effectieve oversterkte van 1,3 maal de staalsoort S355. Voor de proefstukken (IPE600-liggers) uit de EH3-serie leidde staalsoort S460 echter slechts tot een te verwaarlozen oversterkte vergeleken tot staalsoort S355. Alleen bij de proefstukken (IPE360 liggers) uit de EH1-serie werd de liggeroversterkte dus effectief bereikt. Ondanks een grotere vloeisterkte en hogere

maximum momenten heeft de liggeroversterkte niet geleid tot een vermindering van de uiterste drift, noch tot een verandering in het bezwijkmechanisme van het proefstuk. Figuur 6.14(a, b) toont het M_{cf} - θ diagram voor de proefstukken (IPE360 liggers) uit de EH1-serie en Figuur 6.14 (c, d) voor de proefstukken (IPE600 liggers) uit de EH3-serie.





6.1.6. Bijdragen van verbindingscomponenten aan de totale rotatie Figuur 6.15 tot Figuur 6.21 toont de bijdrage van verbindingscomponenten - ligger (θ_{bhd}), verbinding (θ_{cd}), vervorming van het afschuifpaneel (γ_d) en elastische hoekverdraaiing (θ_e) van het samenstel – aan de interstorey drift (θ). Rotatie van



het plastische scharnier in de ligger heeft de belangrijkste bijdrage aan de interstorey drift.

Figuur 6.15: Bijdrage van de componenten aan de interstorey drift van proefstukken EH1-TS35-C1 en C2



Figuur 6.16: Bijdrage van de componenten aan de interstorey drift van proefstukken EH1-TS45-C1 en C2.



Figuur 6.17: Bijdrage van component aan de interstorey drift van de proefstukken EH2-TS35-C1 en C1



Figuur 6.18: Bijdrage van componenten aan de interstorey drift van de proefstukken EH2-TS45-M en C1



Figuur 6.19: Bijdrage van componenten aan de interstorey drift van de proefstukken EH3-TS35-C1 en C2



Figuur 6.20: Bijdrage van componenten aan de interstorey drift van de proefstukken EH3-TS45-C1 en C2



Figuur 6.21: Bijdrage van componenten aan de interstorey drift van de proefstukken EH2-XB35-C1 en C2

6.1.7. Algemene opmerkingen over verbindingen met een console

De proeven in een experimenteel programma hadden betrekking op een prekwalificatie van een geboute ligger-kolomverbinding met consoles m.b.t. aardbevingen. Alle proefstukken vertoonden een stabiele hysterese respons, met plastische vervorming geconcentreerd in de ligger, direct naast de console. De bezwijkvorm werd gekenmerkt door een geleidelijke afname van de sterkte als gevolg van lokaal plooien van de ligger. Voor de geteste proefstukken werd geen significante bijdrage van het afschuifpaneel of van de verbinding aan de hoekverdraaiing vastgesteld. Intensief lokale plooi veroorzaakte uiteindelijk scheuren van de liggerflens en -lijf, als gevolg van een low-cycle vermoeiing.

Alle onder cyclische belasting geteste proefstukken voldeden aan de kwalificatiecriteria van ANSI/AISC 341-16 voor toepassing in constructiesystemen me teen grote taaiheid. Zo waren alle verbindingen (1) in staat om een storey drift van ten minste 0,04 rad te weerstaan en (2) de gemeten buigweerstand van de verbinding, bepaald ter plaatse van de kolomflens, was minimaal 0,80 Mp van de aangesloten ligger bij een storey drift van 0,04 rad.

De prestaties van de verbindingen werden ook gekwantificeerd in termen van de uiterste interstorey driften, wat overeenkomt met een afname van 20% van het maximum moment. Vrijwel alle verbindingen ontwikkelden uiterste storey driften boven de 0,04 rad gedurende de cyclische belasting. De uiterste storey driften waren minder dan 0,04 rad (maar groter dan 0,03 rad) in het geval van verbindingen met grote (IPE600) liggers met een console onder een steile hoek (45°).

6.2. Verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

De voorgestelde modellering voor verstijfde verbindingen met een uitstekende kopplaat is afgebeeld in Figuur 6.22. Er worden drie gevallen onderscheiden: b1) eenzijdige verbindingen, b2) dubbelzijdige verbindingen voor ongeschoorde raamwerken, Moment Resisting Frames (MRF's) en b3) dubbelzijdige verbindingen voor geschoord raamwerk met K-verbanden centrisch aangesloten, Dual Concentrically Braced Frames (MRF's+CBF's) of geschoord raamwerk met K-verbanden, eccentrisch aangesloten, Dual Eccentrically Braced Frames (MRF+EBF's). De hoogte van het afschuifpaneel wordt verondersteld gelijk te zijn aan z_{wp} =(h_b+0.3hr_{ib}), zie Figuur 6.22 voor de betekenis van de symbolen. De

liggers hebben stijve, elastische elementen aan de uiteinden, op een lengte s_{ib} van de kolomflens. De schoor is verbonden met het snijpunt van de hartlijnen van de aangesloten delen van de schoorconstructie.



Figuur 6.22 Modellering van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

Hierna wordt een "goede schatting" gegeven van de sterkte-stijfheidseigenschappen van de verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen. De voorgestelde waarden zijn verkregen op basis van numerieke simulaties en experimentele data van de voorgekwalificeerde verbindingen voor een serie bouwhistorische typen. De geldigheid van deze gegevens is beperkt tot de beschouwde aannames, namelijk raamwerken met een overspanningslengte binnen het bereik [6m - 8m] en verdiepingshoogte binnen [3,5m - 4m] en liggerprofielen variërend van IPE360 tot IPE600. Zodra de eigenlijke geometrie van de verbinding is ontworpen, moeten de mechanische eigenschappen echter opnieuw worden geëvalueerd om een nauwkeuriger voorspelling van de constructieve respons te verkrijgen.

De genormaliseerde waarden met betrekking tot de verwachte plastische liggersterkte $M_{pl,b,cf,Rd}^{e}$ zijn berekend t.p.v. de kolomflens en de genormaliseerde waarden met betrekking tot de stijfheid $s_b = EI_b / L_b$ zijn gemiddelden voor elke groep van verbindingen.

Varbindinga		Sterkte		Stijfheid		
type	Geometrie	Verbinding:	Afschuifpaneel:	Verbinding:	Afschuifpa- neel:	
ES-S-E: Gelijke sterkte met sterk afschuifpan eel	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Eenzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.15$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 34$	Eenzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 35$ Dubbelzijdig e verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 35$	
ES-S-F: Volledig sterkt met sterk afschuifpan eel	$h_{rib} / h_b = 0.45$ $s_{rib} / h_b = 0.55$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.5$	Enkelzijdige verbindingen: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$ Dubbelzijdige verbindingen: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 68$	Enkelzijdige verbindinge n: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 56$ Dubbelzijdig e verbindinge n:	

					$\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 56$
ES-B-E: Gelijke sterkte mel afschuifpan eel	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$ Dubbelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 37$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 30$ Dubbelzijdig e verbinding: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 30$

Opmerkingen:

i) Bij de veren wordt uitgegaan van elastoplastisch gedrag, waarbij 1% versteviging na vloeien optreedt. De veronderstelde plastische rotatiecapaciteit van de verbindingscomponent is 42 mrad (ASCE 41-13, Tabel 9-6, vloeien van de geboute kopplaat). In OpenSEES kan het verbindingsgedrag worden geimplementeerd, bijv. door een Bilin materiaal (gemodificeerd lbarra-Medina-Krawinkler model) toe te wijzen aan de eigenschappen van de veer.

ii) De veer voor de zone van het afschuifpaneel is door Krawinkler gemodelleerd volgens het vastgestelde tri-lineaire model (zie Gupta en Krawinkler, 1999). De voorgestelde sterkte komt overeen met het eerste vloeipunt (paneel). Er wordt uitgegaan van een versteviging na vloeien van 1,5%. In OpenSEES kan het gedrag van het afschuifpaneel worden geimplementeerd door Hysterestic of Steel02 materiaal toe te kennen aan de eigenschappen van de veer.

iii) Bij het modelleren van het afschuifpaneel met behulp van a) een parallellogram van stijve elementen en pennen of b) het Joint2D-macromodel zijn de kinematica en de eigenschappen

van de rotatieveer identiek. In dit geval is de veerstijfheid elastisch $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$:

iv) Als het afschuifpaneel wordt gemodelleerd volgens het "schaar"-model, moeten de sterkteen stijfheidswaarden van de rotatieveer (berekend per Krawinkler's benadering) worden gewijzigd (zie Charney en Downs, 2004)

6.2.1. Prestatieparameters van geteste verbindingen

De prestatieparameters die gewoonlijk worden aangenomen voor de seismische prekwalificatie (zie Figuur 6.1a) verkregen voor ES-verbindingen worden gerapporteerd in Tabel 6.3. Voor verbindingen met gelijke sterkte die gekenmerkt worden door responscurves zonder significant krachtverlies wordt de uiterste vervorming Θ_u bepaald als de minimum waarde tussen de positieve en negatieve piek rotatie van de verdraaiing van de koorde.

Er kan worden waargenomen dat de verstevigingscoëfficiënt relatief uniform is over de proefstukken, met een gemiddelde van ongeveer $\gamma_h = 1.30$. De uiterste inter-storey drift (Θ_u) is over het algemeen groter dan 0,04 rad (de minimumeis zoals gespecificeerd in ANSI/AISC 341-16 voor *special steel moment frames*), en de plastische rotatie is groter dan 0,035 rad (de minimum-eis zoals gespecificeerd in EN1998-1 voor taaiheidsklasse hoog). Daarom kunnen zowel verstijfde, volledig sterke, uitstekende kopplaatverbindingen als verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen als verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen gebruikt in raamwerken met grote vervormingscapaciteit en kunnen ze als gekwalificeerd worden beschouwd, met als enige uitzondering de ES3-XS-E-C1 en ES3-XS-E-C2 proefstukken.

Proefstuk	Sini,	M _y , kNm	M _{max} , kNm	γh	θ _γ , rad	θ _u , rad	Θ_{p} , rad	
	kNm/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***	-	-	-	-	-	-	-	
** deze test werd	** deze test werd gekenmerkt door het overwacht bros bezwijken van de ligger, wat leidde tot							

Tabel 6.3. Prestatieparameters van geteste verstijfde, uitstekende kopplaten voor liggerkolomverbindingen

schade aan de proefopstelling

***gezien de schade aan de proefopstelling door het onverwacht bezwijken van de ligger, is deze proef niet uitgevoerd.

6.2.2. Bezwijkmechanismen

De bezwijkmechanismen van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen zijn afhankelijk van het prestatieniveau in het ontwerp. De verbindingen die zijn ontworpen als verbindingen met volledige sterkte vertonen immers een bezwijkmechanisme die vergelijkbaar is met die van verbindingen met een console (d.w.z. plastisch scharnier van de ligger met geleidelijke afname als gevolg van lokaal plooien en scheuren van de ligger als gevolg van low-cycle vermoeiing), zoals te zien is in Figuur 6.23. Het tegenovergestelde is dat verbindingen die zijn ontworpen met gelijke sterkte en met volledig sterk afschuifpaneel een complexer bezwijkmechanisme toont met de plastische vervormingen in zowel ligger (d.w.z. lokale plooi van de flenzen) als in de verbinding (d.w.z. buiging van de kopplaat), zoals te zien is in Figuur 6.24. Alle beproefde dubbelzijdige (of interne) verbindingen zijn ontworpen met verbindingen met gelijke sterkte en een sterk afschuifpaneel en het bezwijkmechanisme bij beproeven is volledig in overeenstemming met de ontwerpcriteria en in lijn met de overeenkomstige enkelzijdige verbindingen. Een voorbeeld van het bezwijkmechanisme van een dubbelzijdige verbinding is afgebeeld in Figuur 6.25.



Figuur 6.23: Volledig sterke, enkelzijdige verbinding met verstijfde, uitstekende kopplaatverbinding: proefresultaat (a) en bezwijkmechanisme (b) van ES1-TS-F-C2.



Figuur 6.24: Gelijke sterkte, enkelzijdige verbinding met verstijfde, uitstekende kopplaatverbinding: proefresultaat (a) en bezwijkmechanisme (b) van ES1-TS-E-C1.



Figuur 6.25 Gelijke sterkte dubbelzijdige verbinding met verstijfde, uitstekende kopplaatverbinding: proefresultaat (a) en bezwijkmechanisme (b) van ES1-XS-E-C1.

Het is belangrijk om te benadrukken dat in alle gevallen het afschuifpaneel van de kolom zich gedraagt in het elastische bereik. Als algemene opmerking kan ook worden gegeven dat de prestaties van de meeste van de uitstekende kopplaatverbindingen constant zijn zonder een merkbare afname tot 0.04 rad. Er zijn echter twee uitzonderingen, namelijk ES3-XS-E-C verbindingen. De test op ES3-XS-E-C1 is voortijdig gestopt omdat er een onverwachte grote en brosse scheur verscheen t.p.v. de liggerflens op trek, voordat zichtbaar vloeien is opgetreden in het proefstuk. De waarde van het opgelegde moment ter hoogte van de ligger, berekend aan de hand van de werkelijke eigenschappen van het staal.

6.2.3. Invloed van de liggerhoogte

De invloed van de afmetingen van de liggers op de respons van een volledig sterke verstijfde verbinding is heel goed vergelijkbaar met die van liggers met een console, namelijk bij een hogere diepte van de ligger vermindert de rotatiecapaciteit. Bij verbindingen met gelijke sterkte is er echter alleen een toename van de rotatie bij vloeien, maar er is geen merkbare invloed op de uiterste rotatie, zoals blijkt uit de gegevens in Tabel 6.3. Benadrukt moet worden dat het verhogen van de liggerdiepte bij verbindingen met gelijke sterkte de neiging om bros te bezwijken van de ligger toeneemt indien een plastisch scharnier optreedt. De scheur begint bij de lasteen en zet zich voort in de ligger, zie Figuur 6.26. Dit verschijnsel doet zich alleen voor bij ES2-E en ES3-E. Bij ES2-E treedt het bezwijken op bij een grote hoekverdraaiing (ongeveer 6%), terwijl bij ES3-E bezwijken optreedt bij een kleinere hoekverdraaiing (ongeveer 3%).



Figuur 6.26: Invloed van de liggerhoogte op het bezwijkmechanisme van verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen: ES2-TS-E-C2 (a) ES3-XS-E-C1 (b).

6.2.4. Invloed van shot peening

De testresultaten met verstijfde verbindingen met gelijke sterkte, vervaardigd met behulp van shot peening voor de lassen (d.w.z. degene die geïdentificeerd zijn met het subscript "sp"), tonen duidelijk aan dat deze behandeling geen invloed heeft op de respons van de verbindingen. Ter verduidelijking van dit resultaat is de vergelijking tussen de gemiddelde omhullenden van de verbindingsgroepen ES1 en ES2 met gelijke sterkte afgebeeld in respectievelijk Figuur 6.27a en Figuur 6.27b, terwijl een vergelijking in termen van hystereses is afgebeeld in Figuur 6.27c.



100 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN



Figuur 6.27: de invloed van "shot peening" op verstijfde uitstekende verbindingen met gelijke sterkte: a) en b) gemiddelde omhullenden, c) cyclische respons.

6.2.5. Invloed van het belastingsprotocol

De invloed van het belastingsprotocol op de verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen komt zeer goed overeen met die van de invloed die waargenomen wordt bij de verbindingen verstijfd met een console. Figuur 6.28a toont een vergelijk tussen de statische en de cyclische respons van de ES1-TS-F proefstukken. De invloed van het cyclisch belastingsprotocol (ANSI/AISC 341-10 en EQUALJOINTS), zie Figuur 6.28b, is verwaarloosbaar omdat het verschil tussen de twee slechts betrekking heeft op minder elastische cycli bij de laatste.



Figuur 6.28: Verstijfde uitstekende verbindingen: a) Statisch versus cyclische belasting; b) hysterese voor twee cyclische belastings protocollen.

6.2.6. Bijdrage van verbindingscomponenten op de plastische rotatie

De bijdrage van verbindingscomponenten verschilt bij verbindingen met volledige sterkte en gelijke sterkte. In het eerste geval wordt de plastische bijdrage voor het grootste deel door de ligger geleverd, in het elastische bereik is de bijdrage van de andere onderdelen verwaarloosbaar (zie Figuur 6.29).


Figuur 6.29: Bijdragen aan de plastische rotatie van volledige sterke ES verbindingen: ES-TS-F-C2



C1

De situatie voor gelijke sterkte ES verbindingen verschilt. Dit type verbinding vertoont inderdaad meestal plastische vervorming in de ligger, en soms ook in de verbinding indien het afschuifpaneel in het elastisch bereik is. Daarom kan worden geconcludeerd dat voor ES verbindingen met gelijke sterkte de liggerrotatie varieert tussen 80-90% van de totale rotatie, terwijl de verbinding 10 tot 20% aan de totale rotatie bijdraagt.

102 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN

6.2.7. Agemene opmerkingen over de verstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen Op basis van de proefresultaten kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- Alle volledig sterke proefstukken vertonen een gelijke hystereses, met plastische vervorming geconcentreerd in de ligger naast de ribverstijver. Dit bezwijkmechanisme wordt gekenmerkt door progressieve afname in sterkte als gevolg van lokaal plooien van de ligger. Het afschuifpaneel is in het elastische gebied.

- De meeste verbindingen met gelijke sterkte vertonen een overeenkomende hysterese zonder afname van de sterkte, omdat de plastische vervorming wordt verdeeld over het buigen van de kopplaat en de ligger.

- Alle verbindingen, behalve twee dubbelzijdige ES3-samenstellingen, voldoen aan zowel ANSI/ASIC 341 als EN1998-1. Daarom kan het worden gebruikt voor raamwerken met een hoge ductiliteitklasse.

- Nader onderzoek is nodig om de oorzaken van het bros bezwijken van twee dubbelzijdige ES3-samenstellingen op te helderen.

- De proefresultaten bevestigen dat het verplaatsen van het drukmiddelpunt richting de verbinding in overeenstemming is met de aanname in het ontwerp die ondersteund werd door numerieke simulaties voorafgaand aan de proef.

- De ontwerpoversterkte voor een volledig sterke verbinding (d.w.z. $\gamma_{ov} \times \gamma_{sh} = 1.25 \times 1.2 = 1.5$) leidt tot een voldoende veiligheidsmarge.

6.3. Onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

De voorgestelde modellering voor onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen (type c) wordt gepresenteerd in de volgende schema's. Er worden drie gevallen gepresenteerd: c1) enkelzijdige verbindigen, c2) dubbelzijdige verbindingen en c3) enkelzijdige verbindingen met verstijvingen. De hoogte van het afschuifpaneel wordt gelijk gesteld aan de hoogte van de schoor die verbonden is met het bovenste knooppunt van het verbindingselement. De schoor is verbonden in het snijpunt van de K-schoren.



c3: E - Braced Interior Joint

Figuur 6.31 Modellering van onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen

Hierna wordt een "goede schatting" gegeven van de sterkte-stijfheidseigenschappen van de onverstijfde, uitstekende verbindingen. De voorgestelde waarden zijn verkregen op basis van numerieke simulaties en proefresultaten van de geprekwalificeerde verbindingen voor een reeks bouwhistorische types. De geldigheid van deze gegevens is beperkt tot de beschouwde aannames, namelijk raamwerken met een overspanningslengte binnen het bereik [6m - 8m] en verdiepingshoogte binnen [3,5m - 4m] en liggerprofielen variërend van IPE360 tot IPE600. Zodra de eigenlijke geometrie van de verbinding is ontworpen, moeten de mechanische eigenschappen echter opnieuw worden geëvalueerd om een nauwkeuriger voorspelling van de structurele respons te verkrijgen.

De genormaliseerde sterktewaarden zijn in overeenstemming met de principes van het capaciteitsontwerp en de genormaliseerde stijfheidswaarden zijn gemiddelden voor elke designgroep van verbindingen.

Verbindin		Sterkte		Stijfheid		
gstype	Geometrie	Verbinding:	Afschuifpaneel:	Verbinding:	Afschuifpa- neel:	
E-B-E: Gelijke sterkte met gelijke momente nafschuif paneel zone	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 1.0$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	S _{con,ini} – 28	Enkelzijdig e verbinding: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$	
			Dubbelzijdige verbindingen: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$\overline{S_b} = 20$	Dubbelzijdi ge verbindinge n: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$	
E-B- P(0.6): Partial strength with balanced panel zone	$Z_{wp} = Z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.6$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	S _{con,ini} – 22	Enkelzijdig e verbinding: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$	
			Dubbelzijdige verbindingen: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$\overline{S_b}$ – 22	Dubbelzijdi ge verbindinge n: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$	
E-W- P(0.8): Niet- volledig sterk met afschuifp aneel	$Z_{wp} = Z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.8$	Enkelzijdige verbinding: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 24$	Enkelzijdig e verbinding: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 14$	
			Dubbelzijdige verbindingen: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	U	Dubbelzijdi ge verbindinge n:	

Opmerkingen:

i) Bij de veren wordt uitgegaan van elastoplastisch gedrag, waarbij 1% verstevingen optreedt na vloeien. De veronderstelde rotatiecapaciteit van de verbindingscomponent is 18 mrad (ASCE 41-13, Table 9-6, vloeien van de bouten). In OpenSEES kan het verbindingsgedrag worden geïmplementeerd, bijv. door een Bilin materiaal (gemodificeerd Ibarra-Medina-Krawinkler model) toe te kennen aan de DOF van de veer.

ii) De veer voor het afschuifpaneel is door Krawinkler gemodelleerd volgens het vastgestelde tri-lineaire model (zie Gupta en Krawinkler, 1999). De voorgestelde sterkte komt overeen met het eerste vloeipunt (plastische scharnieren in de kolomflenzen of de verstijvingsplaten in de kolom). Er wordt uitgegaan van een versteviging van 1,5% na vloeien. In OpenSEES kan het zone-gedrag van het paneel worden geïmplementeerd door Hysteretic of Steel02 materiaal toe te wijzen aan de eigenschappen van de veer.

iii) Bij het modelleren van de afschuifpaneel met behulp van a) een parallellogram van stijve elementen en pennen of b) het Joint2D-macromodel zijn de kinematica en de eigenschappen

van de rotatieveer identiek. In dit geval is de elastische veerstijfheid: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Als afschuifpaneel wordt gemodelleerd volgens het "schaar"-model, moeten de sterkte- en stijfheidswaarden van de rotatieveer (berekend met de Krawinkler's benadering) worden aangepast (zie Charney and Downs, 2004).

v) $S_b = E I_b / L_b$ waarbij lb en Lb respectievelijk het traagheidsmoment en de lengte van de aangesloten ligger zijn.

6.3.1. Prestatieparameters van de beproefde verbindingen

De prestatieparameters van onverstijfde verbindingen worden verkregen volgens de procedure beschreven in Figuur 6.1b, waarbij de ligger bijna in alle gevallen in het elastische bereik is.

Proefstuk	Sj,ini,	Mb,Rk,	M _{b,Ru} ,	γh	φ _{j,u} ,	φj,pl,	(M _{b,Rk} /M,b,pl)actual	(M _{b,Rk} /M _{,b,pl})target
	kNm/rad	kNm	kNm		rad	rad		
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

Tabel 6.4. Prestatieparameters van beproefde onverstijfde ligger-kolomverbindingen met uitstekende kopplaat

106 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN

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

De verkregen waarden voor de E-verbindingen zijn gegeven in

Tabel 6.4. Wanneer er kleine verschillen bestaan tussen de curven die overeenkomen met respectievelijk het negatieve moment en het positieve moment, worden de minimumwaarden aangegeven (weerstanden en vervormingscapaciteit).

Er kan worden waargenomen dat de verstevigingscoëfficiënt relatief constant is voor alle proefstukken (behalve voor enkele proefstukken), met een gemiddelde van ongeveer $\gamma_h = 1,35$. De uiterste hoekverdraaiingen ($\varphi_{\varphi,\upsilon}$) zijn over het algemeen hoger dan 0,04 rad (de minimum eis zoals gespecificeerd in ANSI/AISC 341-10 voor speciale stalen momentoverdragende raamwerken) en de plastische vervormingen zijn over het algemeen groter dan 0,035 rad (de minimum eis zoals gespecificeerd in EN1998-1 voor ductiliteitsklasse hoog). Daarom kunnen voor onverstijfde kopplaatverbindingen zowel met volledig sterke als met gelijke sterkte ($\varphi_{j,u}$,) worden gebruikt in ongeschoorde raamwerken en als gekwalificeerd worden beschouwd, met uitzondering van de proefstukken E3-TB-E-C2 en E2-TB-P-C2 ($\varphi_{j,pl}$, rad = 0,030 rad).

Uit de twee laatste kolommen van

Tabel 6.4 kan worden geconcludeerd dat de beoogde plastische weerstand vrij goed bereikt wordt voor onvolledig sterke verbindingen met gebalanceerd afschuifpaneel, maar in mindere mate voor onvolledig sterke verbindingen met een zwak afschuifpaneel en helemaal niet voor verbindingen met gelijke sterkte. Dit bevestigt de conclusies uit paragraaf 5.4 waarin de niet-conservatieve analytische voorspelling van het afschuifpaneel al onder de aandacht werd gebracht.

6.3.2. Bezwijkmechanismen

Het bezwijkmechanisme van de onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen worden meestal gekenmerkt door plastische vervorming van de verbinding (d.w.z. de kopplaat op buiging) en het afschuifpaneel. Dit type verbindingen verschilt dan ook aanzienlijk van de verstijfde assemblages, zowel met een console als met een verstijfde, uitstekende koppplaat. Het bezwijken treedt meestal op bij de concentratie van plastische rekken in de buurt van de lassen tussen de liggerflens en de kopplaat, hetgeen meestal aan de zijde van de ligger optreedt bij verbindingen met gelijke sterkte (zie Figuur 6.32) en in de kopplaat bij verbindingen met onvolledige sterkte (zie Figuur 6.33). Alle proeven tonen echter aan dat de bijdrage van het afschuifpaneel significant hoog is bij grote plastische vervormingen.



Figuur 6.32: Bezwijkmechanisme van E2-TB-E-M verbindingen



Figuur 6.33: Bezwijkmechanisme van E3-TB-E verbindingen

6.3.3. Invloed van de liggerhoogte

De proefresultaten op onverstijfde. onvolledig sterke. uitstekende kopplaatverbindingen vervaardigd met behulp van shot peening voor de lassen van de verbinding (dat wil zeggen die geïdentificeerd zijn met het subscript "pp") tonen duidelijk aan, zoals verwacht, dat deze behandeling geen positieve invloed heeft op de respons van de verbindingen. Ter bevestiging zijn de resultaten voor proefstukken zonder en met shot peening met elkaar vergeleken, zie Figuur 6.34, Figuur 6.35 en Figuur 6.36. Ten aanzien van het bezwijkmechanisme wordt geen significant verschil verkregen tussen de geteste proefstukken; de meesten bezwijken na het ontstaan van scheuren in de lassen tussen de liggerflenzen en de kopplaat.



Figuur 6.34: Invloed van shot peening op E1-TB-P verbindingen



Figuur 6.35: Invloed van shot peening op E2-TB-P verbindingen



Figuur 6.36: Invloed van shot peening op E3-TB-P verbindingen

6.3.4. Invloed van het belastingsprotocel

Voor de E1-TB-E-proeven in Figuur 6.37 kan worden opgemerkt dat de maximale rotatie die door de statische proef ontstaan aanzienlijk groter is dan die welke bij cyclische proeven worden waargenomen. terwijl uiteindelijke de de bezwijkbelasting gelijk is. In Figuur 6.38 wordt een vergelijk gegeven tussen de statische en cyclische respons van de E2-TB-E proefstukken, de situatie is inderdaad anders. Het maximale buigmoment dat bij de statisch proef wordt bereikt, is namelijk gelijk aan, of zelfs iets kleiner dan, het maximale moment dat bij de cyclische proeven wordt waargenomen, terwijl de maximale rotatie vrijwel gelijk is. Alle proeven werden gestopt als gevolg van het onstaan van een scheur in de buurt van de lasnaden tussen de liggerlenzen en de kopplaat. De invloed van het type cyclisch belastingsprotocol (ANSI/AISC 341-10 en EQUALJOINTS), zie Figuur 6.39, is verwaarloosbaar, omdat het verschil tussen de twee belastingprotocollen voornamelijk in de elastische cycli zichtbaar is, zoals reeds is aangetoond voor de andere verbindingsconfiguraties.



Figuur 6.37: Vergelijk van de resultaten van statische en cyclische proeven op E1-TB-Everbindingen



Figuur 6.38: Vergelijk van de resultaten van statische en cyclische proeven op E2-TB-Everbindingen

110 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN



Figuur 6.39: Inlvoed van de cyclische belastingsprotocal op de respons van E3-TB-E-proefstukken

6.3.5. Bijdrage van verbindingscomponenten aan de plastische rotatie

De bijdrage van het afschuifpaneel aan de totale vervorming van de verbindingen wordt bij alle beproefde verbindingen significant geacht, zoals blijkt uit de verschillende figuren in paragraaf 5.4. Dit is niet echt verrassend omdat E verbindingen nooit "volledig sterk" zijn, maar op zijn best, "gelijke verbindingen".

Helaas moet er echter ook op worden gewezen dat de bijdrage van het afschuifpaneel groter is, en soms zelfs aanzienlijk groter, dan die van de verbinding. Dit is in het geheel niet in overeenstemming met de Eurocode 8-specificaties die specificeren dat "de vervorming van het afschuifpaneel van de kolom niet meer dan 30% van de plastische rotatiecapaciteit (van de verbindingen, in dit geval) mag bijdragen". Daarom moet eventueel overwogen om het afschuifpaneel te versterken en daarnaast dient een nauwkeuriger analytische voorspellingsformule van de weerstand van het afschuifpaneel te worden afgeleid.

6.3.6. Algemene opmerkingen over onverstijfde, uitstekende kopplaatverbindingen Op basis van de proefresultaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Alle verbindingen hebben een overeenkomende hysterese.

- De verkregen ductiliteit voldoet globaal aan de eisen van de normen, voor ductiele klasse.

- Helaas wordt de bijdrage van het afschuifpaneel aan de totale vervorming van de verbinding te groot geacht in vergelijking tot de EC8-vereiste.

- De oversterkte van de verbinding is vrij constant en bedraagt 1,35

- Er wordt een goede correlatie verkregen tussen berekende eigenschappen (Eurocode deel 1-8) en experimenteel bepaalde eigenschappen.

- Een effect van de afmetingen van de ligger op de rotatiecapaciteit van de verbindingen met gelijke sterkte kan worden waargenomen, terwijl dit effect minder significant is voor de andere proefstukken

- Een behandeling van de las met shot peening heeft geen invloed op de response van de verbinding.

- De invloed van het belastingsprotocol op de gezamenlijke respons wordt als verwaarloosbaar beschouwd.

6.4. Dog-bone verbindingen

Zoals in vorige hoofdstukken is genoemd, werden de Dog-bones verbindingen, ook wel RBS (gereduceerd liggergedeelte) genoemd, beschouwd als onderdeel van het onderzoek naar het gebruik van Europees staal voor grote liggerkolomverbindingen, waarin dit type dissipatieve verbinding is verwerkt. Het gaat dus om een speciaal geval dat niet rechtstreeks verband houdt met de andere hierboven besproken verbindingsconfiguraties (d.w.z. verstijfd met een console, verstijfd door een uitstekende koplaat en verstijfd zonder uitstekende kopplaat). Om echter informatie te verschaffen over de belangrijkste parameters die van invloed zijn op de prestaties en de belangrijkste eigenschappen t.a.v. het gedrag, worden representatieve resultaten van 3D-numerieke simulaties van de proeven ook gepresenteerd en besproken in dit hoofdstuk. De nadruk wordt gelegd op de effecten van de keuze van de ligger, de weerstanden, het ontwerp van het afschuifpaneel en de geometrie van de dog-bone. Daarna volgt een discussie over vereenvoudigde modelleringsmethoden die kunnen worden gebruikt bij de analyse van raamwerken en ontwerpprocedures.

6.4.1. Fabricage

De fabricage van de proefstukken (zie Figuur 6.40) maakt deel uit van de Amerikaanse prekwalificatieprocedure. Deze verbindingen moeten immers op de bouwplaats worden gelast. Aan dit aspect wordt dan ook aandacht besteed. De productie van de profielen vindt plaats in Luxemburg, waar de staalprofielen op lengte worden gezaagd en de verbindingselementen worden vervaardigd: lasvoorbereidingen, boren, verstijvingen werden gelast, klaar om ter plaatse te lassen. Liggers en kolommen worden vervolgens naar de VS verscheept en het uiteindelijke laswerk tussen de aan te sluiten hoofdbestanddelen wordt uitgevoerd in het laboratorium waar de proeven zijn uitgevoerd.



Figuur 6.40: Fabricage van de proefstukken in de fabriek en het lassen in het laboratorium

6.4.2. Proefresultaten van proefstuk SP2

Het beproeven van proefstuk 2 is gedurende twee dagen uitgevoerd, met een beproevingstijd van bijna acht uur. Tijdens de 4% storey drift cycli wordt een maximum totale kracht van 293 kips (1.303,33 kN) op het proefstuk uitgeoefend. Figuur 6.41 laat zien dat de voorspelde elastische stijfheid van het proefstuk, K_{elastic} = 75 k/in (13,13 kN/mm), die als een schatting wordt aangenomen uit de eerder uitgevoerde FEM-berekening, heel redelijk is. Het gedrag van SP2 is beschreven in Figuur 6.41.



Figuur 6.41: Experimentele respons van de dog-bone verbindingen: SP2-voorbeeld

Na de twee cycli bij 4% die de prekwalificatieproef voltooiden, worden vijf volledige cycli uitgevoerd bij 5% storey drift tot bezwijken optreedt door low-cycle vermoeiing. Tijdens deze laatste cyclus treedt er breuk in de ligger op, zowel in de bovenste als de onderste flens op de plaats van het RBS, als gevolg van aanzienlijke lokale plooien, zoals getoond in Figuur 6.42a, b en c.



Figuur 6.42: Experimentele respons van proefstuk SP2: a) totale vervorming van de verbinding; b) en c) breuk in de flenzen van de ligger

Figuur 6.43a toont het moment versus de inter-storey drift. Bij 4% cycli met 4% storey drift, overschrijdt het moment in het proefstuk 80% van het nominale plastische moment, M_P. Hetzelfde geldt voor storey drifts van 5%. Hiermee wordt voldaan aan de acceptatiecriteria voor speciale momentoverdragende raamwerken zoals beschreven in paragraaf E3.6 van AISC 341-10. Figuur 6.43b toont de inelastische bijdrage aan de totale storey drift. Na eerdere cycli gedurende de beproeving, draagt de inelastische vervorming het grootste deel bij aan de totale storey drift. Als de RBS begint te vloeien en ten gevolge daarvan grotere vervormingen optreden, wordt een plastisch scharnier gevormd en het grootste deel van de zichtbare rotatie van de verbinding komt door inelastische rotatie die optreedt rond dit scharnier.



Figuur 6.43: Proefresultaten van proefstuk SP2: Moment-hoekverdraaiing, (a) Totaal; (b) inelastisch

Afschuiving van het afschuifpaneel speelt een belangrijke rol in de prestaties van de verbinding, alhoewel dit nauwelijks leidt tot waar te nemen vervormingen. De afschuivingsvervorming van het afschuifpaneel wordt in Figuur 6.44a uitgezet in termen van horizontale verplaatsing van de kolom ten opzichte van het moment bij de hartlijn van de kolom. Nogmaals, de piekwaarden worden gebruikt tijdens de 4% cycli met forse afname die achteraf optreden als de verbinding begint te vloeien en flink vervormd; in de laatste cycli neemt het moment iets af, terwijl de horizontale vervorming sterk afneemt als het RBS scharniert en verantwoordelijk is voor het grootse deel van de vervorming. Het afschuifpaneel wordt nader onderzocht in Figuur 6.44b, waarin de schuifspanning tegen de afschuifrek wordt uitgezet. Vertrouwde patronen zijn weer zichtbaar, als zowel spanning als rek pieken tijdens de 4% cycli. Als de cycli van 5% bij het beproeven beginnen, zijn de plastische vervormingen extreem en de resultaten worden onnauwkeurig, hetgeen in verscheidene van de laatste cycli kan worden gezien die in dit figuur worden geïllustreerd.



Figuur 6.44: Proefresultaten van proefstuk SP2: (a) Vervorming afschuifpaneel; (b) Afschuifpaneel vervorming versus rek

6.4.3. Onderzoeksresultaten op proefstuk SP4

Testen op proefstuk SP4 zijn uitgevoerd over een periode van 7 uur gedurende een enkele dag. Het belastingsprotocol voor SP4 is hetzelfde als voor proefstuk SP2 (overeenkomstig AISC341-10). Echter door complicaties is de test vroegtijdig beëindigd de 4% drift. dit punt bezweken na Op de zijdelingse stabiliteitsverbanden. Het voortzetten van de proef zou voor gevaar zorgen voor zowel het personeel als de laboratoriumapparatuur. Figuur 6.45 toont de respons kromme en geeft de belangrijkste waardes van de test aan. De totale vervormingen op SP4 kunnen worden gevonden in figuur 6.46a. Er is significante verdraaiing zichtbaar van de hoge, diepe, kolom. Figuur 6.46b laat de lokale plooi zien van het lijf inclusief rasterlijnen.



Figuur 6.45: experimentele respons van Dog-bone knopen: SP4 proefstuk





weergeeft

afname

lineair

veroorzaakt

van

zijdelingse

de

Figuur 6.46: Experimentele respons van het SP4 proefstuk: (a) algehele vervorming van de verbinding;(b) lokale plooi en vloeien van het lijf

Figuur 6.47a geeft het aangebrachte moment op de verbinding weer ten opzicht van de totale storey drift. Hoewel de sterkte afneemt, blijft de sterkte van de verbinding boven de 80% van de nominale plastische buigsterkte bij 4% storey drift. Figuur 6.47a kan echter misleidend zijn betreffende de grootte waarmee de momentweerstand in de proef de nominale weerstand van 80% overschrijdt. In dit figuur is het moment berekend op de hartlijn van de kolom volgens de norm AISC 341-10. Dit wordt deels veroorzaakt door de brede scope van verbindingen die in AISC 341-10 wordt gedekt.





Figuur 6.47: experimentele respons van SP4 proefstuk: (a) moment-rotatie curve, totale uitwijking (SP4): (b) RBS momentverhouding, storey drift (SP4)

Voor RBS-verbindingen is de nominale plastische weerstand berekend voor de RBS-eigenschappen. Figuur 6.47b geeft de verhouding weer tussen het opgelegde moment en de nominale momentweerstand van de RBS-verbinding. De experimentele momentweerstand is hierbij groter dan 80% van de nominale plastische momentweerstand.

6.4.4. Bijdrage van de verbindingscomponenten

Karakteristieke resultaten worden weergeven voor een verbinding met een ligger W36x925 en een kolom W14x873. Momenten in de kolom zijn uitgezet tegen de rotatie van de koorde in absolute en genormaliseerde waardes in respectievelijk Figuur 6.14(a) en Figuur 6.14(b). het maximale optredende moment is 2246,5 kNm, bij een drift van 5%. De RBS geeft een momentenreductiefactor van 0.79, hetgeen praktisch gelijk is aan wat er aangenomen wordt in het ontwerp. Vier karakteristieke punten zijn gemarkeerd in de grafiek. De gemarkeerde punten in de grafiek laten het volgende zien: vloeien treedt op bij de ligger-kolominterface (drift 0,9%) en dit zet zich voort tot vloeien van de flensen van de RBS ligger (drift 1,2%). Het volledig ontwikkeld plastisch mechanisme (drift 2,6%) toont aan dat de meeste plastische vervormingen worden gerealiseerd door de RBS, met gelimiteerde vervorming door schuifkracht in het afschuifpaneel (zie figuur 6.15). Plastische rek treedt geconcentreerd bij de lassen van de flenzen op, hetgeen betekent dat de RBS de rekken niet volledig beperkt. De grootte van de plastische rek in het midden van de las is 1,6% (bij een ligger drift van 5%), vergeleken met 6,3% bij de RBS.



Figuur 6.48: momenten bij de kolomflens versus de ligger drift a) absolute waardes, b) resultaten genormaliseerd met het plastische moment M_{pe} van de volledige liggerdoorsnede



Figuur 6.49: Grootte van de plastische rek (links) en Von Mises spanningen (rechts): a) begin vloeien, b) toename van het vloeien van de liggerflenzen en PZ, c) begin versteviging, d) volledig ontwikkeld plastisch mechanisme

118 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN

De bijdrage van elke component aan de totale vervorming kan worden waargenomen door de componentenrotaties in een grafiek uit te zetten tegen de momenten in de kolomflens (zie Figuur 6.50 en 6.51). De bijdrage van de RBS aan de totale plastische rotatie (bij een drift van de ligger van 5%) is ongeveer drie keer zo groot als dat van het afschuifpaneel, hetgeen toont het practisch elastisch gedrag, ondanks dat vloeien optreedt. Rotatie van elke knoop in de hartlijn van de ligger in het FEM-model is uitgezet tegen de afstand tot de kolomflens (Figuur 6.51). De rotatie van het plastische scharnier in het midden van de RBS is ongeveer 0,037 rad, terwijl de rotatie van het afschuifpaneel wordt geschat op 0,009 rad.



RBS 0.06 0.05 0.04 $\theta_{tot} \approx 0.056 \text{ rad}$ θ (rad) θ₀≈0.037 rad 0.02 0.01 θ_{...}≈0.009 rad 0.00 0 1 2 5 4 x (m)

Figuur 6.50: Totale RBS en afschuifpaneel rotatie versus het moment in de kolomflens

Figuur 6.51: Rotatie (θ) van de knopen in het FEM-model in de hartlijn van de ligger versus de afstand tot de kolomflens (x)

Na zorgvuldige onderzoek naar het gedrag van de vier RBS-verbindingen die gebruikt worden in elementen met grote afmetingen in een brede variatie van combinaties, zijn een aantal belangrijke observaties gevonden die van groot belang zijn. Om te beginnen was zijdelingse instabiliteit waargenomen in de situatie dat de verbinding wordt gerepresenteerd door SP4 zoals eerder beschreven, hetgeen de hoogte, diepste, kolom implementeert samen met een diepe ligger W40. De instabiliteit werd gekarakteriseerd door een zijdelingse uitwijking van 51 mm van de onderste flens, gepaard met een hoekverdraaiing van de kolom. Tevens werd er een hogere vereiste rotatiecapaciteit waargenomen voor de lassen bij de liggerflens-kolomfensverbinding, hetgeen leidt tot zwaardere profielen. Bovendien tonen de verbindingen een sterk respons van het afschuifpaneel, hetgeen aangeeft dat het negeren van de bijdrage van de kolom-flensen in de nominale PZ-sterkte, zoals aangegeven in AISC 358-10 (AISC, 2010b), mogelijk aan de conservatie kant is. Deze waarnemingen tonen aan dat de grootte van de profielen, de afmetingen van de RBS en het ontwerp van de PZ

belangrijke parameters zijn die van invloed zijn op de respons zoals bediscussieerd in de hierna volgende samenvatting.

6.4.5. Invloed van profielafmetingen

De analyse van de verbinding SP4 laten de de gevoeligheid van hoge, diepe liggers zien t.a.v. kippen, hetgeen zichtbaar wordt door een hoekverdraaiing uit de as van de onderste flens ter plaatse van de RBS. Verder ondervond de W40x593 kolom, het enige profiel dat hoger is dan de opgelegde limiet, in zekere mate verdraaiinig. Om dit gedrag verder te onderzoeken zijn er 4 aanvullende analyses uitgevoerd, waarbij de kolom en ligger afzonderlijk werden gevarieerd.

Bij verbindingen SP5 en SP6 wordt het effect van het kolomprofiel beschouwd door het liggerprofiel constant W44x408 en het kolomprofiel te variëren (SP5: W14x730; SP6: W36x487). Anderzijds wordt bij verbindingen SP7 en SP8 het effect van het liggerprofiel beschouwd door het kolomprofiel constant W40x593 te houden en het liggerprofiel te variëren (SP7: W40x431; SP8: W36x387).

Het effect van de variërende kolomafmetingen is weergeven in onderstaande grafieken. Voor de verbindingen is dezelfde ligger toegepast, waardoor SP4 en SP5 gelijke moment-driftgedrag vertonen. Aan de andere kant laat verbinding SP6 een grote afname van de stijfheid zien, zowel voor als na het bereiken van de vloeigrens (figuur 6.52), hetgeen duidelijk kipgedrag aantoont (Figuur 6.53). De vervorming van de liggers is in Figuur 6.54 gegeven (voor 5% drift). Als laatste zijn de kipuitwijkingen uitzet tegen de h/t³cf ratio voor de kolommen (Figuur 6.55); zichtbaar is dat deze ratio een goede indicator is van de hoekverdraaiing van de kolom en dat de kipuitwijking voor dezelfde ligger sterk gerelateerd is aan de gevoeligheid voor verdraaiing van de kolom.



Figuur 6.52: Momenten in de verbinding SP4, SP5, SP6 versus de liggeruitwijking (genormaliseerd met M_{pe})



Figuur 6.53: Zijdelingse verplaatsing van de onderflens in de verbinding SP4, SP5, SP6 (genormaliseerd met de flensbreedte)







Figuur 6.55: Laterale verplaatsing t.g.v. kip bij 5% drift (genormaliseerd met flensbreedte van de ligger) versus h/t_{cf}^3 ratio

Het effect van een variërende profielafmeting van de ligger op de globale momentdrift responsie laat zien dat SP7 en SP8 vergelijkbaar gedrag vertonen t.o.v. ht referentieproefstuk SP4 (figuur 6.56). Kipgedrag is aanwezig in alle verbindingen weergeven in Figuur 6.57 en Figuur 6.58. De slankheid van het liggerlijf lijkt een goede indicatie te zijn voor de kipgevoeligheid en van verdraaiing van de kolom. Hoekverdraaiingen van de kolom zijn uitgezet tegen de slankheid van het liggerlijf (figuur 6.59).

Er moet echter rekening gehouden worden met de context van dit onderzoek, waarin zijdelingse stabiliteitsverbanden alleen zijn aangebracht bij de onderflenzen van de ligger ter plaatse van het lastintroductie (verplaatsingsgestuurd). Het toevoegen van zijdelingse stabiliteitsverbanden bij de RBS zone zou het kippen compleet voorkomen.



Figuur 6.56: Moment t.p.v. kolomflens van SP4, SP7, SP8 versus de ligger drift (genormaliseerd door M_{pc})



Figuur 6.57: Zijdelingse verplaatsing van de onderflens (SP4, SP7, SP8) (genormaliseerd met de flensbreedte van de ligger).





Figuur 6.58: Zijdelingse verplaatsingsvectoren en plastische rekcontouren bij 5% drift: (a) SP4, (b) SP7, (c) SP8

Figuur 6.59: Hoekverdraaiing kolom bij 5% drift versus de slankheid liggerlijf

6.4.6. Invloed van het afschuifpaneel

Vier verschillende configuratie van de ontworpen verbindingen met variaties in de details van het afschuifpaneel zijn beschouwd. Representatieve resultaten voor SP3 worden hierna gepresenteerd met drie verschillende configuraties voor de dikte van het afschuifpaneel en een situatie waarbij een sterker staalsoort is gebruikt voor de kolom. In Figuur 6.60 is het moment in de ligger (t.p.v. de kolomflens) uitgezet tegen de hoekverdraaiing van de koorde. Voor het zwakste (100 mm dikte) afschuifpaneel is de momentweerstand van de verbinding significant lager. Plastische rotatie van de RBS zone en vervormingen van het afschuifpaneel zijn uitgezet tegen de ligger drift in Figuur 6.61. In het geval van een zwak afschuifpaneel (geen dubbele platen), blijft de RBS zo goed als elastisch en vinden alle plastische vervormingen plaats in het afschuifpaneel. Door het vergroten van de dikte van het afschuifpaneel naar 136 mm via lijfplaten, wordt de plastische rotatie bijna gelijk verdeeld tussen het afschuifpaneel en de RBS. Verder vergroten van de effectieve afschuifpaneeldikte naar 156 mm, of het gebruiken van 65 ksi (455 MPa) materiaal voor de kolom, leidt tot een toename van ongeveer 60% in de totale vervorming van de verbinding in de RBS zone. De relatieve bijdrage van de RBS zone en het afschuifpaneel aan de totale (elastische & plastische) vervormingen van de verbinding voor de vier beschouwde afschuifpaneelconfiguraties is weergeven in figuur 6.62.

122 | Informatiebrochure voor 4 gekwalificeerde aardbevingsbestendige staalverbindingen PRESTATIEPARAMETERS VAN DE GETESTE VERBINDINGEN



Figuur 6.60: Moment t.p.v. de kolomflens versus de ligger drift voor verschillende afschuifpaneel ontwerpen



Figuur 6.61: a) RBS plastische rotatie, (b) afschuifpaneel vervorming versus ligger drift voor verschillende afschuifpaneel ontwerpen



Figuur 6.62: Bijdrage van de RBS en het afschuifpaneel aan de totale vervorming van SP3

6.4.7. Invloed van het RBS ontwerp

Verbindingen SP2 en SP3 zijn geanalyseerd voor verschillende configuraties voor de dimensies van de RBS verjonging, gedefinieerd met parameters A, B en C. Over het algemeen lijdt het verhogen van de verjonging tot een kleiner optredende moment in de kolomverbinding. Parameter C bepaalt de diepte van de verjonging en is duidelijk maatgevend voor de momentenweerstand van de verbinding. Daarnaast is parameter C ook maatgevend voor de schuifspanning optredend in het paneel (grotere verjonging zorgen voor lagere momentenweerstand en ook lagere schuifweerstand in het paneel). Het effect van flensreductie (tussen nul (geen RBS) tot de maximale waarde toegestaan volgens de norm) in verhouding tot de plastische vervormingen (5% drift) is weergeven in de plots van figuur 6.63.



Figuur 6.63: Plastische vervormingscontouren bij 5% drift voor SP3 met verschillende RBSverjongingen

6.4.8. Vereenvoudigde modelleermethodes

De hierboven gegeven evaluaties zijn uitgevoerd met een driedimensionaal continuüm niet lineaire modellering, welke een goede benadering geeft van de responsie, maar is relatief tijdsintensief. Voor een vereenvoudigde modellering en ontwerpdoeleinden kan een idealisering van de componenten van de verbinding worden gebruikt. Er moet echter opgemerkt worden dat de RBS verbindingen een specifieke configuratie die verschilt van eerdere beschouwde verbindingen. Desondanks kunnen verschillende componenten representatief zijn op dezelfde manier als voor andere vormen.

Voor andere verbindingsvormen, gebruik makend van de aanpak in EN1993:1-8, kunnen de volgende componenten herkend worden van de RBS-verbindingen: Kolomlijf op trek, Kolomflens op buiging, kolomflens op druk, kolomlijf op druk en Kolomlijf op afschuiving. Opgemerkt wordt dat de RBS-verjonging geen onderdeel is van de componentsamenstelling van de verbinding, maar onderdeel is van de ligger.

Figuur 6.64 laat schematisch een typische componentensamenstelling zien. Dezelfde procedure kan gebruikt worden voor vergelijkbare componenten in andere verbindingstypen voor alle hierboven genoemde componenten om een bilineair statische en cyclische representatie van de verbinding te ontwikkelen. Het afschuifpaneel of de kolomflens op buiging kunnen in dit geval maatgevende componenten zijn, afhankelijk van de gebruikte afmetingen.



Figuur 6.64: Schematische opbouw voor de veersamenstelling in SP-verbindingen



Figuur 6.65: Vergelijk tussen 3D continuüm FE en idealisering van liggertypes voor SP1-SP4

Zoals eerder vermeld, vereist het modelleren van RBS-verbindingen in raamwerkprogramma's een simulatie van de componenten in de verbinding. Vooral het afschuifpaneel kan van significante invloed zijn op het gedrag, evenzeer als de RBS-verjonging. Met gebruik van een simpele benadering (Grubbs, 1997) kan de elastische stijfheid van twee ligger-kolomverbindingen binnen de RBS-zone aangepast worden om de afname in stijfheid vanwege het verjongen van de flensen, terwijl een rotatieveer zónder lengte de geplaatst kan worden tussen de twee knopen in het midden om het inelastische gedrag van de RBS te rekening te brengen.

Een vergelijk tussen de hele moment-drift respons voor SP1 tot en met SP4, gebruikmakend van zowel een drie dimensionaal continuüm modellering als van de vereenvoudigde liggermethode is weergeven in figuur 6.65. Geconstateerd kan worden dat er een aanvaardbare resultaat bereikt wordt met beide methodes, vooral m.b.t. het plastisch gedrag van de RBS.

6.4.9. Conclusie dog-bone verbindingen

Op basis van de experimentele en numerieke onderzoeken naar de momentverbindingen van gekromde RBS-verjonging voor stalen constructies met zeer grote profielen, is het algemene gedrag van de RBS-verbindingen bepaald. De RBS-verbinding wordt in eerste instantie gekenmerkt door het vloeien van de bovenflens van de ligger bij de kolomflens. Hierna volgt het optreden van vloeien in de RBS-flenzen of in het afschuifpaneel van de ligger, afhankelijk van de relatieve sterkte van beide componenten. Opeenstapeling van plastische rekken uit zich dan in het zwakste component.

Het introduceren van een RBS kan leiden tot een vermindering van momenten bij de kolomflens, ordegrootte tot 75%-95% van de plastische momentenweerstand van de niet-verjongde ligger. De benodigde rotatiecapaciteit bij de ligger-kolom-verbinding is ook lager, maar verdwijnt niet.

De onderflenzen van de hoge liggers (op druk), hebben de neiging om zijwaarts te vervormen bij toenemende liggeruitwijking, kipgedrag vertonend. De zijdelingse vervormingen kan tot 25% toenemen ten opzichte van de liggerflensbreedte en wordt waargenomen voor liggers met een slanker lijf. Het plaatsen van dwarsverbanden op een afstand $d_b/2$ ten opzichte van het einde van de RBS, op de grootste afstand t.o.v. de kolomflens, kan dit effect echter sterk verminderen.

Diepe kolommen tonen een toenemende gevoeligheid voor verdraaien. Een maximale verdraaiing van 0,12 rad is waargenomen voor kolommen met een hogere h/t_{cf}-ratio, hetgeen een indicatie is van lage torsieweerstand. Er is een duidelijke interactie tussen de gevoeligheid van de kolom voor verdraain en het kippen van de liggers, waarbij beide effecten elkaar versterken. Het plaatsen van dwarsverbanden volgens de eerder genoemde eisen vermindert de verdraaien van de kolommen, aangezien de verdraaiing een orde lager lijkt te worden.

Slanke liggers kunnen lokale plooien, hetgeen zich uitdrukt in de gedrukte flens en lijf. Dit effect kan optreden bij een drift van de ligger van ongeveer 2%, hetgeen kan leiden tot een significante afname van de plastische rotatiecapaciteit van de ligger door asymmetrische plastische rekken in de betreffende flens, hetgeen kan leiden tot vroegtijdige ductiele breuk. Het plaatsen van een dwarsverband op de plek bij het plastisch scharnier helpt niet in dit geval. Het ontwerp van het afschuifpaneel (PZ) is de voornaamste invloed die de inelastische rotatie vereist van de RBS. Door het toestaan van inelastische vervormingen in het afschuifpaneel kunnen de buitensporig vereiste plastische rotatiecapaciteit van de RBS gereduceerd worden. In het geval van slanke liggers werd er geconstateerd dat deze reductie leidt tot een stabiliserend effect doordat het vroegtijdige lateraal knikken voorkomt. Aan de andere kant leidt het toestaan van buitensporige rotatiecapaciteit van het schuifpaneel(PZ) tot een toename van de plastische rekken en de negatieve druk op de topflens van de ligger - kolomflens interface, hetgeen de kans vergroot op vroegtijdige ductiele breuk van de lasverbinding.

De dikte van de flenzen in de ligger hebben een belangrijke bijdrage in de mogelijkheid op potentiele ductiele breuk van het bovenste las bij de liggerkolomverbinding. Bovenmatige flensdikte neigt tot hoge triaxiliatiteit, gecombineerd met een toename van de vereiste plastische vervormingscapaciteit. Dit effect kan significant vergroot worden wanneer het afschuifpaneel zwakker is of zelfs normaal, wat leidt tot een extreem grote waarde van de breukindex. Het percentage van flensverjonging (RBS parameter C) is ook maatgevend voor de RBS-afmetingen. Grotere waardes vergroten van С de plastische rotatieweerstand, verminderen de momenten bij de kolomflens, en reduceren de schuifspanningseisen van het afschuifpaneel.

Literatuur

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/AISC 358-16 (2016). 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 endplate 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 Exixting 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 stittness 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 ArtWorkshop, 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

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

Pachoumis D, Galoussis E, Kalfas C & Efthimiou I. (2010) Cyclic performance of steel momentresisting 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, Tchebotarev 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.