ECCS

# Equaljoints PLUS Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους

1η Έκδοση, 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 Ioannis Vayas **Pavlos Thanopoulos Zois Bezas** Akrivi Chatzidaki **Panagiotis Tsarpalis Dimitris Tsarpalis Konstantinos Vlachakis** 



#### Equaljoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified joints

#### №XXX, 1<sup>st</sup> 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 system, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, re-cording or otherwise, without the prior permission of the copyright owner

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

Copyright © 2018 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: XX-XXXX-XXX-XX

Printed in

Phot cover credits

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το παρόν έγγραφο αναπτύχθηκε στα πλαίσια του, χρηματοδοτούμενου από τον RFCS, Ευρωπαϊκού Προγράμματος Equaljoints-PLUS (754048 - EQUALJOINTS-PLUS - RFCS-2016/RFCS-2016).

To Equaljoints-PLUS είναι ένα ερευνητικό πρόγραμμα της RFCS, διάρκειας 24 μηνών στόχος του οποίου είναι η διάδοση της γνώσης που προέκυψε από ένα προηγούμενο ερευνητικό πρόγραμμα της RCFS, διάρκειας 36 μηνών, με το όνομα EQUALJOINTS.

Στα πλαίσια του αρχικού προγράμματος EQUALJOINTS (RFSR-CT-2013-00021), αναπτύχθηκαν Ευρωπαϊκά κριτήρια πιστοποίησης για ένα πλήθος κόμβων δοκώνυποστυλωμάτων από χάλυβα.

Το πρόγραμμα Equaljoints-PLUS στοχεύει στην αξιοποίηση, τη διάδοση και την επέκταση αναπτυχθέντων κριτηρίων πιστοποίησης για πρακτικές εφαρμογές σε ένα ευρύ κοινό (δηλαδή ακαδημαϊκά ιδρύματα, μηχανικούς και αρχιτέκτονες, κατασκευαστικές εταιρείες και παραγωγούς χάλυβα).

Οι βασικοί στόχοι του Equaljoints-PLUS είναι:

- Η συλλογή και οργάνωση πληροφοριακού υλικού όσον αφορά στις πιστοποιημένες διατάξεις κόμβων, όπου ετοιμάστηκαν σχετικά έγγραφα σε 12 γλώσσες (αγγλικά, ισπανικά, γαλλικά, γερμανικά, ιταλικά, ολλανδικά, πορτογαλικά, τσέχικα, βουλγαρικά, ρουμανικά, ελληνικά και σλοβενικά).
- Να αναπτυχθούν προκανονιστικές συστάσεις σχεδιασμού για τους σεισμικά πιστοποιημένους κόμβους, βασιζόμενοι στα αποτελέσματα του προγράμματος Equaljoints, σε 12 γλώσσες.
- Να αναπτυχθεί μια μέθοδος σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών λαμβάνοντας
   υπόψη των τύπο των συνδέσεων και τη μη γραμμική τους συμπεριφορά.
- Να αναπτυχθεί λογισμικό και εφαρμογή για φορητές συσκευές τα οποία να μπορούν να προβλέψουν την πλαστική απόκριση ενός κόμβου.
- Να διοργανωθούν σεμινάρια και ημερίδες εργασίας για τη διάδοση της αποκτηθείσας γνώσης στην ΕΕ και διεθνώς.
- Η ανάπτυξη ενός ιστοτόπου που θα παρέχει στους χρήστες ελεύθερη πρόσβαση στα αποτελέσματα του προγράμματος.
- Η δημιουργία ενός καναλιού στο You-Tube ώστε να είναι διαθέσιμα τα βίντεο από τις πειραματικές δοκιμές, καθώς και προσομοιώσεις που θα δείχνουν την εξέλιξη της αστοχίας.

Το πρόγραμμα Equaljoints-PLUS συντονίστηκε από το Πανεπιστήμιο της Νάπολης Federico II. Η κοινοπραξία αποτελείται από 15 εταίρους, 7 από τους οποίους συμμετείχαν και στο αρχικό πρόγραμμα Equaljoints. Όλοι οι εταίροι παρατίθενται στον ακόλουθο πίνακα:

	Κοινοπραξία Equaljoints-PLUS
Συντονιστής	Università degli Studi di Napoli Federico II (UNINA)
	Arcelormittal Belval & Differdange SA (AM)
	Universite de Liege (Ulg)
	Universitatea Politehnica Timisoara (UPT)
	Universidade de Coimbra (UC)
	Convention Europeenne de la Construction Metallique (ECCS)
	Universita degli Studi di Salerno (UNISA)
	Imperial College of Science Technology and Medicine (IC)
Εταίροι	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)

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.		ΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΤΕΛΕΥΤΑΙΕΣ ΕΞΕΛΙΞΕΙΣ ΤΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ	1
	1.1	Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση	2
	1.2	Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	5
	1.3	Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	7
	1.4	Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών	9
2.	ΠΕΡΙΙ KOMI	ΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΩΝ ΒΩΝ	13
	2.1	Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση	15
		2.1.1 Περιγραφή διάταξης κόμβου	16
		2.1.2 Συστήματα για τα οποία πιστοποιήθηκε η σύνδεση	18
		2.1.3 Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης	18
	2.2	Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	21
		2.2.1 Περιγραφή της διάταξης του κόμβου	22
		2.2.2 Συστήματα για τα οποία πιστοποιείται η σύνδεση	24
		2.2.3 Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης	25
	2.3	Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	26
		2.3.1 Περιγραφή της διάταξης του κόμβου	28
		2.3.2 Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης	29
	2.4	Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών	31
3.	ΠΕΙΡΛ	ΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ	32
	3.1	Πειραματική διάταξη	32
	3.2	Διαδικασία φόρτισης	33
		3.2.1 Ρυθμός φόρτισης	35
		3.2.2 Προφόρτιση	36
		3.2.2 Μονοτονική φόρτιση	36
		3.2.4 Πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης	36
4.	ΜΕΘΟ	ΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΙΣΤΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ	38
	4.1	Γενικά	38
	4.2	Παραδοχές σχεδιασμού της σύνδεσης	43
		4.2.1 Ενεργές σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό	44
		4.2.2 Κέντρο θλίψης και μοχλοβραχίονας	44
		4.2.3 Τριγωνικές νευρώσεις σε κόμβους ίσης αντοχής	44
		4.2.4 Παραδοχές σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος	46
	4.3	Κατασκευαστικές απαιτήσεις	49

5	МН ГF EN199	ΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΗΣ-ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ 93-1-8	52
	5.1	Γενικά	52
	5.2	Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με τριγωνική ενίσχυση σύμφωνα με τον EN1993-1-8	55
	5.3	Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8	59
	5.4	Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8	65
	5.5	Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με απομειωμένη διατομή δοκού	72
6	ПАРА	ΜΕΤΡΟΙ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΟΜΒΩΝ	75
	6.1	Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση	76
		6.1.1 Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων	78
		6.1.2 Επιρροή του ύψους της δοκού	82
		6.1.3 Επιρροή τού ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης	83
		6.1.4 Επιρροή του πρωτόκολλου φόρτισης	85
		6.1.5 Επιρροή της υπεραντοχής της μεταλλικής δοκού	88
		6.1.6 Συμμετοχή των μελών της σύνδεσης στην ολική στροφή	90
		6.1.7 Συμπεράσματα για κόμβους με τριγωνική ενίσχυση	93
	6.2	Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	94
		6.2.1 Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων	96
		6.2.2 Μορφές αστοχίας	98
		6.2.3 Επιρροή του ύψους δοκού	99
		6.2.4 Επιρροή της σφυρηλάτησης	100
		6.2.5 Επιρροή του τύπου φόρτισης	101
		6.2.6 Συνεισφορά των μελών του κόμβου στην πλαστική στροφή	101
		6.2.7 Γενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	103
	6.3	Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	103
		6.3.1 Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων	106
		6.3.2 Μορφές αστοχίας	107
		6.3.3 Επιρροή της σφυρηλάτησης	108
		6.3.4 Επιρροή του τύπου φόρτισης	109
		6.3.5 Συνεισφορά των μελών του κόμβου στην πλαστική στροφή	111
		6.3.6 Γενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών	111
	6.4	Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών	112
		6.4.1 Κατασκευή δοκιμίων	112
		6.4.2 Αποτελέσματα πειράματος για το δοκίμιο SP2	113

6.4.3	Αποτελέσματα πειράματος για το δοκίμιο SP4	116
6.4.4 2	Ευνεισφορά των μελών του κόμβου	118
6.4.5 E	Επιρροή του μεγέθους των μελών	120
6.4.6 E	Επιρροή του σχεδιασμού του φατνώματος του κορμού	123
6.4.7 E	Επιρροή του σχεδιασμού της ζώνης RBS	125
6.4.8	Απλοποιημένες διαδικασίες προσομοίωσης	126
6.4.9 Γ πέλμα	ενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με απομειωμένα τα δοκών	128
ΑΝΑΦΟΡΕΣ		130

#### ΑΝΑΦΟΡΕΣ

## 1. ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΤΕΛΕΥΤΑΙΕΣ ΕΞΕΛΙΞΕΙΣ ΤΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

Σήμερα, απουσιάζουν στην Ευρώπη κωδικοποιημένες διαδικασίες σχεδιασμού για χαλύβδινους κόμβους δοκού-υποστυλώματος με κοχλίες σε αντισεισμικά πλαίσια από χάλυβα. Σε αυτή τη φάση, ο ΕΝ 1998 επιτρέπει τη χρήση πλάστιμων κόμβων, με την προϋπόθεση ότι ο σχεδιασμός υποστηρίζεται από πειράματα, το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα μη εφαρμόσιμες λύσεις εντός των χρονικών και οικονομικών απαιτήσεων που προκύπτουν σε πραγματικά έργα. Αν και η έλλειψη αναλυτικών προσομοιωμάτων για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των κόμβων, ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του κανονισμού, είναι πιο εμφανής για τις πλάστιμες συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, αξιόπιστα εργαλεία σχεδιασμού είναι επίσης απαραίτητα για μη πλάστιμες συνδέσεις. Πράγματι, λόγω της διακύμανσης της αντοχής του χάλυβα, αυτές οι συνδέσεις μπορεί να μην διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή (π.χ. ελάχιστη 1.1x1.25 *M*<sub>b.Rd</sub>, όπου *M*<sub>b.Rd</sub> η αντοχή σε κάμψη της δοκού), και η απόκριση πλήρους αντοχής να μην είναι εγγυημένη. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η ικανότητα πλαστικής στροφής του κόμβου πρέπει να πιστοποιείται μέσω σχετικών δοκιμών και διαδικασιών βασισμένων σε αριθμητικές αναλύσεις.

Σε αντίθεση με την υφιστάμενη ευρωπαϊκή μεθοδολογία σχεδιασμού, η προσέγγιση που χρησιμοποιείται σε άλλες χώρες με υψηλή σεισμική επικινδυνότητα βασίζεται σε διαδικασίες και εργαλεία σχεδιασμού εύκολα στη χρήση, που περιγράφονται σε κανονισμούς. Πιο συγκεκριμένα, μετά τις εκτεταμένες ζημιές που παρατηρήθηκαν μετά τους σεισμούς του Northridge και του Kobe, η πρακτική στη Βόρεια Αμερική κατευθύνθηκε στην πιστοποίηση τυποποιημένων κόμβων για αντισεισμικές εφαρμογές. Το 1995, η US FEMA και η εταιρεία κόμβων SAC ξεκίνησαν ένα ολοκληρωμένο εξαετές ερευνητικό πρόγραμμα, που ονομάστηκε "πρόγραμμα FEMA/SAC", για την ανάπτυξη και την αξιολόγηση οδηγιών για την επιθεώρηση, αξιολόγηση, επισκευή, αποκατάσταση και κατασκευή των κτηρίων με πλαίσια ροπής από χάλυβα. Η ερευνητική δραστηριότητα των ΗΠΑ κατευθύνθηκε στην ανάπτυξη ενός συγκεκριμένου προτύπου (ANSI/AISC 358-05, 2005) που περιλάμβανε κριτήρια σχεδιασμού, λεπτομερειών, κατασκευής και ποιότητας για μια ομάδα επιλεγμένων τύπων συνδέσεων, συμπεριλαμβανομένων των πιο συχνά χρησιμοποιημένων στις ΗΠΑ, οι οποίες πρέπει να πιστοποιηθούν για χρήση σε ειδικά πλαίσια ροπής (special moment frames - SMF) και ενδιάμεσα πλαίσια ροπής (intermediate moment frames - IMF). Ομοίως με την προσέγγιση σχεδιασμού των ΗΠΑ, στην Ιαπωνία πραγματοποιήθηκε μια αντίστοιχη διαδικασία πιστοποίησης. Δυστυχώς, οι τύποι των κόμβων που συνήθως χρησιμοποιούνται τόσο στις ΗΠΑ όσο και στην Ιαπωνία, είναι αρκετά διαφορετικές από αυτούς στην Ευρώπη, περιλαμβάνοντας

επίσης διαφορετικές διατομές, ιδιότητες υλικών, κοχλίες κλπ. Επομένως, οι διαδικασίες πιστοποίησης που έχουν υιοθετηθεί σε μη ευρωπαϊκό πλαίσιο δεν είναι κατάλληλες για τους κόμβους στην Ευρώπη. Ένα άλλο σημαντικό ζήτημα που περιορίζει την άμεση εφαρμογή της αμερικάνικης και ιαπωνικής πιστοποίησης σχετίζεται με το πρωτόκολλο φόρτισης των πειραματικών δοκιμών. Πράγματι, ο τύπος της σεισμικής διέγερσης, η οποία επηρεάζει την απαίτηση πλαστιμότητας στους κόμβους και στα συνδεόμενα μέλη, διαφέρει μεταξύ των χωρών. Προκειμένου να καλυφθούν αυτά τα κενά, το ευρωπαϊκό ερευνητικό πρόγραμμα "Equaljoints" που ολοκληρώθηκε πρόσφατα, είχε σκοπό να παρέχει κριτήρια πιστοποίησης κόμβων από χάλυβα για την επόμενη έκδοση του ΕΝ 1998-1. Πιο συγκεκριμένα, η ερευνητική δραστηριότητα περιλάμβανε την τυποποίηση των διαδικασιών σχεδιασμού και κατασκευής με αναφορά σε ένα σύνολο διαφορετικών τύπων κόμβων με κοχλίες και σε έναν συγκολλητό κόμβο με απομειωμένα πέλματα δοκών με μεγάλες διατομές, που σχεδιάστηκαν να ικανοποιούν διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας. Ανάμεσα στους στόχους TOU προγράμματος ήταν επίσης η ανάπτυξη ενός νέου πρωτόκολλου φόρτισης για την ευρωπαϊκή πιστοποίηση, αντιπροσωπευτικό των σεισμικών απαιτήσεων της Ευρώπης. Επιπρόσθετα, πραγματοποιήθηκε με επιτυχία μια ερευνητική προσπάθεια, η οποία ήταν επικεντρωμένη στον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση των ευρωπαϊκών μαλακών χαλύβων και των κοχλιών υψηλής αντοχής.

### 1.1. Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση

Οι συνδέσεις με μετωπική πλάκα, εξωτερική σειρά κοχλιών και τριγωνική ενίσχυση χρησιμοποιούνται συχνά σε πλαίσια ροπής από χάλυβα, όταν απαιτείται οι πλαστικές αρθρώσεις να εμφανίζονται αποκλειστικά στις συνδεόμενες δοκούς. Προσθέτοντας μια τριγωνική ενίσχυση στο κάτω μέρος της δοκού μεγαλώνει ο μοχλοβραχίονας των κοχλιών, το οποίο επιτρέπει την ευκολότερη ικανοποίηση των απαιτήσεων υπεραντοχής για τις μη πλάστιμες συνδέσεις του ΕΝ 1998. Παράλληλα, αυξάνει τη δυσκαμψία της σύνδεσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η τριγωνική ενίσχυση αυξάνει το κόστος της σύνδεσης, επομένως εφαρμόζεται στην πράξη όταν απαιτούνται δύσκαμπτοι κόμβοι πλήρους αντοχής, η οποία είναι μια συνήθης απαίτηση σε αντισεισμικές εφαρμογές. Επιπλέον, οι δύσκαμπτοι κόμβοι πλήρους αντοχής προτιμώνται από τους σχεδιαστές καθώς η επιλογή τους απλοποιεί την προσομοίωση για την καθολική στατική ανάλυση.

Ο Zoetemeijer, το 1981 (Bijlaard et al., 1989), διερεύνησε τις τριγωνικές ενισχύσεις με και χωρίς πέλματα ως ένα μέσο αύξησης της δυσκαμψίας των συνδέσεων, και πρότεινε μια μέθοδο σχεδιασμού. Οι Jaspart (1997) και Maquoi και Chabrolin

(1998) ανέλυσαν λεπτομερώς τους κόμβους δοκού–υποστυλώματος με τριγωνικές ενισχύσεις, προτείνοντας κανόνες σχεδιασμού συμβατούς με την μέθοδο συστατικών μερών του ΕΝ 1993-1-8. Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των κοχλιωτών κόμβων με μετωπική πλάκα και τριγωνικές ενισχύσεις αναγνωρίστηκαν τα ακόλουθα συστατικά μέρη: το πέλμα της τριγωνικής ενίσχυσης σε θλίψη, ο κορμός της τριγωνικής ενίσχυσης σε διάτμηση, ο κορμός του υποστυλώματος σε θλίψη.

Μετά τον σεισμό του 1994 στο Northridge, ο οποίος προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές σε συγκολλητές συνδέσεις πλαισίων ροπής από χάλυβα, οι τριγωνικές ενισχύσεις εξετάστηκαν με ιδιαίτερο ενδιαφέρον ως ένα μέσο αποκατάστασης των συνδέσεων με βλάβες, ή ενίσχυσης υφιστάμενων και καινούριων κατασκευών από χάλυβα (Lee και Uang 1997, NIST 1998, Gross et al. 1999, Yu et al. 2000). Πραγματοποιήθηκαν δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης για να αποδειχθεί η αποτελεσματικότητα της λύσης (Uang et al., 1998). Οι αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων έδειξαν ότι με την παρουσία της τριγωνικής ενίσχυσης στο κάτω μέρος της δοκού, η τριγωνική κατανομή των τάσεων όπως προβλέπεται από τη βασική θεωρία δοκού δεν ισχύει πλέον (Lee και Uang, 1997). Επιπλέον, η τριγωνική ενίσχυση δημιουργεί ένα συζευγμένο φάτνωμα, το οποίο απαιτεί μια πιο περίπλοκη ανάλυση και σχεδιασμό. Οι Yu et al. (2000) έχουν αποδείξει ότι η τριγωνική ενίσχυση μεταβάλλει την κατανομή της ροπής στη δοκό και ότι το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας της δοκού μεταφέρεται στο υποστύλωμα μέσω του πέλματος της τριγωνικής ενίσχυσης παρά μέσω του κορμού της δοκού και της τριγωνικής ενίσχυσης. Αναπτύχθηκε ένα απλοποιητικό προσομοίωμα που λαμβάνει υπόψιν τόσο την αλληλεπίδραση των δυνάμεων όσο και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ της δοκού και της τριγωνικής ενίσχυσης.

Στην περίπτωση σύμμικτων κοχλιωτών συνδέσεων με μετωπική πλάκα, οι τριγωνικές ενισχύσεις που τοποθετούνται στο κάτω μέρος της δοκού είναι πολύ βολικές από κατασκευαστική άποψη. Οι Gross et al. (1999) πρότειναν να υιοθετηθεί ένα ύψος της τριγωνικής ενίσχυσης ίσο με 0.33 φορές το ύψος της δοκού, με γωνία κλίσης ίση με 30° για να περιοριστεί η λυγηρότητα του κορμού της τριγωνικής ενίσχυσης. Αυτή η παραδοχή βασίστηκε στη θεωρία του Whitmore για τη διάδοση των εσωτερικών τάσεων σε ένα ελαστικό σύστημα με κλίση περίπου 30°. Ωστόσο, η αύξηση της κλίσης μπορεί να είναι βολική επειδή επιτρέπει τη μείωση του μεγέθους της τριγωνικής ενίσχυσης όπως επίσης και των δυνάμεων σχεδιασμού στη σύνδεση.

Πειραματικές δοκιμές που διεξήχθησαν από τους Lachal et al. (2006) έδειξαν ότι οι κοχλιωτοί κόμβοι με τριγωνικές ενισχύσεις μπορούν να βελτιώσουν σημαντικά τη συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε σχέση με τους κόμβους με μετωπική πλάκα χωρίς ενίσχυση. Παρατήρησαν ότι η ικανότητα στροφής μπορεί να υπερβεί

τα 35 mrad, χωρίς ρωγμές λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης στις συγκολλήσεις που συνδέουν τα πέλματα της δοκού με τις μετωπικές πλάκες. Επιπρόσθετα, αυτός ο τύπος κόμβου εγγυάται μια σημαντική αύξηση της στροφικής δυσκαμψίας, της ροπής αντοχής και της ικανότητας στροφής, που παρατηρήθηκαν σε σχέση με παρόμοιους σύμμικτους κόμβους δοκού – υποστυλώματος χωρίς τριγωνικές ενισχύσεις.

Ο ΕΝ 1993-1-8 (2005) δίνει κανόνες σχεδιασμού για κόμβους με τριγωνικές ενισχύσεις, παρέχοντας συμπληρωματικά κριτήρια για το μέρος "πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη" (Σχ. 1.1). Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του συνδυασμού πέλματος και κορμού της δοκού/τριγωνικής ενίσχυσης δίνεται από την εξίσωση (6.21) του ΕΝ 1993-1-8, διαιρώντας τη ροπή αντοχής της διατομής της δοκού στη θέση της σύνδεσης, *M<sub>c,Rd</sub>*, με την απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων. Για μια δοκό με τριγωνική ενίσχυση η *M<sub>c,Rd</sub>* μπορεί να υπολογίζεται αγνοώντας το ενδιάμεσο πέλμα. Επίσης, η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του κορμού του κορμού της δοκού πρέπει να προσδιορίζεται παρόμοια με τους κανόνες που δίνονται για το μέρος "κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη". Επιπρόσθετα, εφαρμόζονται οι ακόλουθοι κανόνες λεπτομερειών:

- Η κατηγορία αντοχής του χάλυβα της τριγωνικής ενίσχυσης πρέπει να είναι ίδια με αυτή του μέλους,
- Το μέγεθος του πέλματος και το πάχος του κορμού της τριγωνικής ενίσχυσης δεν πρέπει να είναι μικρότερο από αυτό του μέλους,
- Η γωνία του πέλματος της τριγωνικής ενίσχυσης με το πέλμα του μέλους
   δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 45°.



Σχ. 1.1 "Δοκός με τριγωνική ενίσχυση" στον ΕΝ 1993-1-8

Η δημοσίευση P398 του SCI/BCSA (2013) εξηγεί πιο λεπτομερώς την προσέγγιση σχεδιασμού στον EN 1993-1-8 για συνδέσεις με τριγωνικές ενισχύσεις, δίνοντας επίσης περισσότερες οδηγίες για το σχεδιασμό των συγκολλήσεων.

Οι κοχλιωτοί κόμβοι δοκού-υποστυλώματος με μετωπικές πλάκες, εξωτερική σειρά κοχλιών και τριγωνικές ενισχύσεις για αντισεισμικές εφαρμογές διερευνήθηκαν πειραματικά στο πρόγραμμα EQUALJOINJTS (Stratan et al., 2017). Όλα τα δοκίμια που εξετάστηκαν έδειξαν μια σταθερή υστερητική συμπεριφορά, με τις πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρωμένες στη δοκό στη θέση δίπλα από τις τριγωνικές ενισχύσεις, ικανοποιώντας τα κριτήρια για τις αντισεισμικές εφαρμογές

σύμφωνα με τον ANSI/AISC 358-10. Προηγούμενες αριθμητικές προσομοιώσεις (Maris et al., 2015 και Stratan et al., 2016) έχουν δείξει ότι η παρουσία των τριγωνικών ενισχύσεων επηρεάζει κάποιες από τις παραδοχές σχεδιασμού στον EN 1993-1-8. Για παράδειγμα, για αρνητικές ροπές, το κέντρο θλίψης μετατοπίζεται πάνω από το πέλμα της τριγωνικής ενίσχυσης. Από την άλλη πλευρά, μόνο οι κοχλίες κοντά στο εφελκυόμενο πέλμα της δοκού ενεργοποιούνται σε εφελκυσμό.

# 1.2. Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Οι κοχλιωτές συνδέσεις με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών (ES) είναι δημοφιλείς μεταξύ των ευρωπαϊκών κατασκευαστικών βιομηχανιών χάλυβα και χρησιμοποιούνται ευρέως στην Ευρώπη ως κόμβοι σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής χαμηλού και μεσαίου ύψους, ιδίως λόγω της απλότητας και της οικονομίας στην κατασκευή και την ανέγερση. Πράγματι, αυτός ο τύπος σύνδεσης χαρακτηρίζεται από περιορισμένη χρήση συγκολλήσεων, μόνο στην μετωπική πλάκα και σε κάποιες ενισχύσεις που είναι συγκολλήμενες εργοστασιακά στη δοκό, το οποίο επιτρέπει τον περιορισμό του κόστους και την διασφάλιση καλού ποιοτικού ελέγχου. Έπειτα, η δοκός μαζί με την μετωπική πλάκα συνδέεται με κοχλίες με το πέλμα του υποστυλώματος, μειώνοντας έτσι το χρόνο κατασκευής.

Οι κόμβοι ES μπορούν θεωρητικά να σχεδιαστούν είτε ως πλήρους είτε ως μερικής αντοχής και ως άκαμπτοι ή ημιάκαμπτοι. Τα πειραματικά και θεωρητικά αποτελέσματα έδειξαν ότι αυτός ο τύπος κόμβου μπορεί να συμπεριφερθεί ως πλήρους αντοχής. Αντιθέτως, μια ονομαστικά άκαμπτη συμπεριφορά δεν μπόρεσε να επιτευχθεί σε αρκετές περιπτώσεις (Guo et al, 2006; Shi et al, 2007). Επομένως, οι κόμβοι ES μπορούν εύκολα να θεωρηθούν ως ημι-άκαμπτοι κόμβοι, με αποτέλεσμα την περαιτέρω εξοικονόμηση στο φέρον σύστημα (Bjorhodve και Colson, 1991). Επιπλέον, η χρήση των ημι-άκαμπτων κόμβων στα πλαίσια ροπής που υπόκεινται σε σεισμικά φορτία μπορεί να οδηγήσει σε ελαφρύτερες κατασκευές εξαιτίας των μικρότερων δυνάμεων σχεδιασμού λόγω της αύξησης της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου που σχετίζεται με την αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας (Elnashai A., Elghazouli, 1994). Στο πλαίσιο του υφιστάμενου ΕΝ 1993: 1-8, η θεωρητική αντοχή και δυσκαμψία των συνδέσεων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών εκτιμάται με βάση τη διαρροή της θεωρίας βραχέως Τ. Όμως, δεν γίνεται καμία ειδική πρόβλεψη για την επίδραση των ενισχύσεων στην ικανότητα στροφής των κόμβων ES.

Τα αριθμητικά και πειραματικά αποτελέσματα σε συγκολλητούς κόμβους με ενισχυτικές νευρώσεις (Lee, 2002; Abidelah et al., 2012; Lee et al., 2015) δείχνουν ότι η κάμψη μεταφέρεται από τη δοκό στο υποστύλωμα κυρίως μέσω ενός μηχανισμού δικτυώματος παρά μέσω της κλασσικής θεωρίας δοκού, όπου η νεύρωση συμπεριφέρεται ως κεκλιμένη αντηρίδα όπως φαίνεται στο Σχ. 1.2.



Σχ. 1.2 Γεωμετρία της νεύρωσης (a) και αναπτυσσόμενες δυνάμεις στη διεπιφάνεια δοκού/υποστυλώματος με τη νεύρωση σύμφωνα με τον Lee, 2002 (b)

Ωστόσο, στον υφιστάμενο κανονισμό, δεν ορίζονται με σαφήνεια το ισοδύναμο βραχύ Τ και τα αντίστοιχα ισοδύναμα μήκη για τις σειρές κοχλιών της ενισχυμένης με νευρώσεις μετωπικής πλάκας πάνω από το πέλμα της δοκού στους κόμβους ES. Αυτό σημαίνει ότι ο σχεδιαστής έχει δύο εναλλακτικές επιλογές. Ειδικότερα: (i) θεωρώντας τα ισοδύναμα μήκη των σειρών κοχλιών του πέλματος του υποστυλώματος που είναι παρακείμενοι με μια νεύρωση, (ii) θεωρώντας τα ισοδύναμα μήκη της σειράς κοχλιών κάτω από το εφελκυόμενο πέλμα της δοκού. Φυσικά, η δεύτερη επιλογή έχει το πλεονέκτημα ότι λαμβάνεται υπόψιν η αντοχή και η δυσκαμψία της ενίσχυσης, αλλά άπειροι μηχανικοί (όπως επισημαίνεται από την εμπειρία των συγγραφέων) μπορεί να ακολουθήσουν την πρώτη επιλογή η οποία θεωρείται πιο συντηρητική. Για περισσότερη σαφήνεια, κατάλληλες μορφές αστοχίας για αυτές τις σειρές κοχλιών ορίζονται στο βιβλίο "Joints in steel construction: Moment-resisting joints to Eurocode 3" (2013) (P398 Green Book), το οποίο δίνει συνολικές οδηγίες για το σωστό υπολογισμό των νευρώσεων.

Ένα άλλο κρίσιμο θέμα σχετίζεται με τη θέση του κέντρου θλίψης για τους κόμβους με μετωπική πλάκα που καλύπτονται από τις διατάξεις του ΕΝ 1993-1-8. Το κέντρο θλίψης βρίσκεται στο μέσο του πέλματος της δοκού. Όμως τα αριθμητικά και πειραματικά αποτελέσματα σε κοχλιωτούς κόμβους ES που πραγματοποιήθηκαν από τους Abidelah et al. (2012) έδειξαν ότι το κέντρο θλίψης γενικά μετατοπίζεται πιο χαμηλά από τη θέση που θεωρείται από τον EC3, και περίπου βρίσκεται στο κέντρο βάρους της διατομής "Τ" που δημιουργείται από την νεύρωση και το πέλμα της δοκού. Είναι σαφές ότι η θέση του κέντρου θλίψης ποικίλει ανάλογα με την απαίτηση στροφής του κόμβου λόγω του σχηματισμού των πλαστικών μορφών αστοχίας με διαφορετική εμπλοκή των μερών κάθε κόμβου.

Lee et al. (2005) έδειξαν ότι για λόγους σχετικής παραμόρφωσης ορόφου μέχρι 5%, το προσομοίωμα αντηρίδας είναι αποτελεσματικό με το κέντρο θλίψης να βρίσκεται στο 0.6 του ύψους της νεύρωσης (βλέπε Σχ. 1.2a, Σχ. 1.3).

Οι D'Aniello et al. (2017) διερευνήσαν σε βάθος και αξιολόγησαν τα κριτήρια σχεδιασμού και τις σχετικές απαιτήσεις για τους κοχλιωτούς κόμβους δοκού - υποστυλώματος με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών όπως κωδικοποιούνται σήμερα στον ΕΝ 1993, στη βάση μιας παραμετρικής μελέτης που βασίστηκε σε αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Επιπλέον, οι D'Aniello et al. (2017) ανέπτυξαν μια διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού στο πλαίσιο της μεθόδου των συστατικών μερών, που λαμβάνει υπόψιν της με συγκεκριμένο τρόπο την παρουσία νευρώσεων και μπορεί να ελέγχει την απόκριση του κόμβου για διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχ. 1.3 Κέντρο θλίψης και μοχλοβραχίονας: a) EC3:1-8 για συνδέσεις με μετωπικές πλάκες, b) μετατοπισμένη θέση λόγω του μηχανισμού αντηρίδας στην ενισχυτική νεύρωση.

# 1.3. Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Οι κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών ("Ε") χρησιμοποιούνται ευρέως στην βιομηχανία των μεταλλικών κατασκευών για τη σύνδεση χαλύβδινων δοκών Ι ή Η σε υποστύλωμα Ι ή Η, ιδιαίτερα στην περίπτωση που πρέπει να μεταφερθούν σημαντικές καμπτικές ροπές. Αυτή η διάταξη επιτρέπει την εύκολη ανέγερση μέσω κοχλιών, ενώ η συγκόλληση της μετωπικής πλάκας στη δοκό γίνεται στο εργοστάσιο.

Ανάλογα με τις λεπτομέρειες του κόμβου και το μήκος της δοκού, αυτοί οι κόμβοι μπορεί να θεωρηθούν ως άκαμπτοι ή ημι-άκαμπτοι. Προκειμένου να αυξηθεί η δυσκαμψία τους στην περίπτωση που ο κόμβος πρέπει να συμπεριφερθεί ως "άκαμπτος", είναι συνήθης η προσθήκη εγκάρσιων ενισχύσεων στον κορμό του υποστυλώματος. Αυτά τα στοιχεία αυξάνουν τη δυσκαμψία του κόμβου μέσω της ενίσχυσης των συστατικών μερών του κόμβου "κορμός υποστυλώματος σε θλίψη" και "κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό". Αυτό δεν διασφαλίζει πλήρως ότι οι κόμβοι θα είναι άκαμπτοι, έτσι πρέπει να ικανοποιείται ένας συγκεκριμένος έλεγχος όταν επιβάλλεται ή αποφασίζεται μια τέτοια απαίτηση μέσω των "κριτηρίων κατάταξης δυσκαμψίας".

Όσο αφορά την αντοχή, οι κόμβοι "Ε" συνήθως θεωρούνται ως "μερικής αντοχής", καθώς η αντοχή σε κάμψη είναι συχνά μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών (αυτό μπορεί να οφείλεται στη μερική αντοχή των επιμέρους συνδέσεων ή στην αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση). Η επίτευξη μιας συνθήκης «ίσης αντοχής», στην οποία η πλαστική αντοχή του κόμβου είναι περίπου ίση με την πλαστική αντοχή της δοκού, μπορεί επίσης να εξεταστεί, αλλά μέσω ενός κατάλληλου σχεδιασμού.

Τέλος, η πλαστιμότητα σε κάμψη εξαρτάται κυρίως από τις λεπτομέρειες του κόμβου, οι οποίες επηρεάζουν την μορφή αστοχίας. Εάν το μέρος του κόμβου στο οποίο οφείλεται η αστοχία είναι πλάστιμο και η αντοχή των ψαθυρών τμημάτων είναι σημαντικά μεγαλύτερη, μπορεί να ληφθεί υπόψιν πλάστιμη συμπεριφορά για τον κόμβο, σε αντίθετη περίπτωση, δεν είναι δεδομένη η ικανότητα του κόμβου να ανακατανείμει την πλαστιμότητα ή να απορροφήσει ενέργεια σε μια σεισμογενή περιοχή.

Έχουν πραγματοποιηθεί πολλές αριθμητικές, πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις σε αυτόν τον τύπο κόμβου τις τελευταίες δεκαετίες και η αναφορά σε όλες αυτές θα ήταν μια μεγάλη εργασία από μόνη της. Από αυτές τις μελέτες έχουν προκύψει προτάσεις σχεδιασμού οι οποίες, μετά από συζητήσεις σε ευρωπαϊκό επίπεδο, εισήχθησαν σταδιακά στους Ευρωκώδικες, και πιο συγκεκριμένα για τους κόμβους από χάλυβα στο Μέρος 1-8 του Ευρωκώδικα 3 (CEN, 2005). Οι ενδιαφερόμενοι μπορούν να βρουν σε μια πρόσφατη δημοσίευση του European Convention for Constructional Steelwork (Jaspart και Weynand, 2016) λεπτομερείς πληροφορίες σχετικά με αυτές τις προτάσεις και τον τρόπο εφαρμογής τους στην καθημερινή πρακτική.

Αυτό θα μπορούσε να οδηγήσει τον σχεδιαστή να πιστέψει ότι όλες οι πτυχές σχεδιασμού αυτών των κόμβων είναι πλήρως διερευνημένες και δεν υπάρχουν εκκρεμή ερωτήματα που να χρειάζονται περαιτέρω έρευνα. Αυτό όμως δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα, ειδικά όσον αφορά τα θέματα πλαστιμότητας. Μεταξύ των διαφόρων μερών που εντοπίζονται στους κόμβους "Ε":

- ορισμένα παρουσιάζουν μια πολύ πλάστιμη συμπεριφορά (για παράδειγμα
   οι κορμοί των υποστυλωμάτων σε διάτμηση),
- άλλα είναι γνωστό ότι είναι ιδιαίτερα ψαθυρά (κοχλίες σε εφελκυσμό και/ή διάτμηση και οι συγκολλήσεις),
- και άλλα έχουν μια πλαστιμότητα η οποία, ανάλογα με τις συνθήκες
   σχεδιασμού, μπορεί να ποικίλει από αρκετά πλάστιμη έως μάλλον ψαθυρή

(μετωπική πλάκα σε κάμψη, πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη και κοχλίες σε εφελκυσμό,...)

Για την τελευταία κατηγορία, οι γνώσεις είναι περιορισμένες όπως αποδεικνύεται από τον μικρό αριθμό οδηγιών που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1-8.

Για τον σχεδιασμό των κόμβων σε μη σεισμογενείς περιοχές, η έλλειψη γνώσης δεν είναι τόσο προβληματική όσο για κτήρια που βρίσκονται σε σεισμογενείς περιοχές, στα οποία η απορρόφηση της ενέργειας πρέπει να γίνει στους κόμβους "Ε" εφόσον αυτοί χαρακτηρίζονται ως "μερικής αντοχής". Στο κεφάλαιο 4 του παρόντος κειμένου, η προτεινόμενη διαδικασία σχεδιασμού θα πρέπει να τροποποιηθεί προσεκτικά έτσι ώστε να ξεπεραστεί αυτή η δυσκολία και να εξασφαλιστεί μια ικανοποιητική πλαστιμότητα για τους πιστοποιημένους κόμβους "Ε". Αυτό θα επιτευχθεί με βάση τα συμπεράσματα που θα εξαχθούν από τους συνεργάτες του EQUALJOINTS+ μέσα από τις προγενέστερες και μελλοντικές ερευνητικές δραστηριότητες και εμπειρίες.

## 1.4. Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών

Μετά τους σεισμούς του Northridge (1994) και του Kobe (1995) επισημάνθηκε η ανάγκη να αποφεύγονται μεγάλες απαιτήσεις παραμόρφωσης στις συγκολλήσεις των κόμβων δοκού-υποστυλώματος που οδηγούν σε ψαθυρή θραύση. Οι δύο κύριες στρατηγικές που υιοθετήθηκαν περιλάμβαναν είτε ενίσχυση της σύνδεσης ή μείωση της αντοχής της δοκού. Το τελευταίο επιτυγχάνεται με την χρήση κόμβων ροπής με απομειωμένα πέλματα δοκών (Dog-bone), που επίσης αναφέρεται ως δοκός απομειωμένης διατομής (Reduced Beam Section - RBS).

Η ιδέα της σκόπιμης μείωσης της αντοχής της διατομής της δοκού σε μια καθορισμένη απόσταση από την σύνδεση μέσω της απότμησης των πελμάτων προτάθηκε αρχικά από τον Plumier (1990), που εισήγαγε την τραπεζοειδή (ή ευθύγραμμη) απότμηση των πελμάτων της δοκού στη σύνδεση με το υποστύλωμα. Παρόλα αυτά, τα πειραματικά δεδομένα πριν το 1994 ήταν περιορισμένα. Ακολούθησαν κάποιες πρώτες πειραματικές διερευνήσεις σε συνδέσεις RBS πλαισίων ροπής (Chen, 1996; Engelhardt et al., 1996; Popov et al., 1996; Iwankiw και Carter, 1996; Tremblay et al, 1997; Zekioglu et al., 1997). Περαιτέρω έρευνα εστιασμένη στις δοκούς RBS με κυκλική απότμηση (Engelhardt et al., 2000; Gilton, Chi και Uang, 2000; Yu et al 2000) πραγματοποιήθηκε ως μέρος της μελέτης SAC που χρηματοδοτήθηκε από τη FEMA (Kunnath και Malley, 2002; FEMA-350, 2000b). Ανάμεσα στις διαφορετικές επιλογές για τη μορφή της απότμησης της διατομής, η RBS με κυκλική απότμηση τείνει να παρουσιάζει μια πιο πλάστιμη συμπεριφορά, αυξάνοντας την οριακή παραμόρφωση θραύσης (Engelhardt et al., 1996-2000).

Πρέπει να σημειωθεί όμως ότι οι πρώτες δοκιμές που οδήγησαν στην πιστοποίηση της σύνδεσης με RBS με κυκλική απότμηση περιλάμβαναν κυρίως κοντές πλατύπελμες διατομές και υποστυλώματα μέχρι W14. Περαιτέρω μελέτες εισήγαγαν όρια στο ύψος διατομής του υποστυλώματος (Zhang και Ricles, 2006b; Zhang και Ricles, 2006), λαμβάνοντας υπόψιν τα πλεονεκτήματα των μεγάλων υψών διατομής των υποστυλωμάτων στον έλεγχο των σχετικών παραμορφώσεων ορόφου λόγω του σεισμού. Δοκιμές πραγματοποιήθηκαν επίσης σε διατομές υποστυλωμάτων μέχρι W27, τα οποία είχαν μέσο ύψος διατομής 700mm (Uang et al, 2000; Chi και Uang, 2002). Αυτές οι μελέτες έδωσαν έμφαση στην ευαισθησία των υποστυλωμάτων με μεγάλα ύψη διατομής σε στρέψη, η οποία μπορεί να υποβαθμίσει την ανελαστική συμπεριφορά της RBS. Αυτό έδειξε ότι τα μέλη RBS είναι πιο ευαίσθητα σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό (Lateral-Torsional Buckling -LTB), εξαιτίας της απομειωμένης περιοχής των πελμάτων. Επίσης, οι ψηλές διατομές υποστυλωμάτων τείνουν να έχουν μια μειωμένη αντοχή σε στρέψη. Αυτή η στρέψη μπορεί να αναπτυχθεί στο υποστύλωμα από την έκκεντρη πλευρική δύναμη που αναπτύσσεται από τον πλευρικό στρεπτικό λυγισμό (LTB) της δοκού. Από την άλλη πλευρά, μόνο μία δημοσίευση (Chen και Tu, 2004) αφορά την εφαρμογή της RBS σε πολύ βαριές διατομές δοκού (jumbo), με χρήση μιας κωνικής μορφής απότμησης.

Περαιτέρω πειραματική και αναλυτική έρευνα που εστιάζει στην εφαρμογή της RBS σε ψηλές διατομές υποστυλωμάτων (Zhang και Ricles, 2006) έδειξε ότι η παρουσία σύμμικτης πλάκας μπορεί να μειώσει σημαντικά την στρέψη που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα, καθώς προσφέρει πλευρική εξασφάλιση στη δοκό και μειώνει την πλευρική παραμόρφωση του κάτω πέλματος. Η παρουσία σύμμικτης πλάκας έχει διερευνηθεί όχι μόνο σε σχέση με την στρέψη σε ψηλές διατομές υποστυλωμάτων. Μια πρώτη έρευνα (Tremblay et al, 1997) έδειξε ότι διατμητικοί ήλοι δεν πρέπει να τοποθετούνται μέσα στην περιοχή της RBS, προκειμένου να μην υπάρχει καμία παρεμβολή στον μηχανισμό αστοχίας, η οποία μπορεί να μειώσει την πλαστική ικανότητα στροφής. Οι συγκολλήσεις των ήλων μπορούν επίσης να αποτελέσουν σημείο δημιουργίας ρωγμών. Εκτός από την βελτίωση της ευστάθειας της δοκού έναντι πλευρικού στρεπτικού λυγισμού (LTB), η παρουσία της πλάκας διαπιστώθηκε επίσης ότι αυξάνει την αντοχή της σύνδεσης και την ικανότητα στροφής σε κάμψη (Jones et al 2002; Uang και Fan, 2001).

Βασισμένες στις πρώτες πειραματικές και αναλυτικές εργασίες, οι πρώτες συστάσεις για τον σχεδιασμό των συνδέσεων RBS δίνονταν από το FEMA-350 (2000b), χρησιμοποιώντας RBS με κυκλική απότμηση για εφαρμογή τόσο σε Ειδικά (Special -SMF) όσο και σε κανονικά (Ordinary - OMF) πλαίσια ροπής. Τα δεδομένα πιστοποίησης περιλάμβαναν αρκετούς περιορισμούς σχετικά με το μέγεθος των διατομών, το βάρος και το πάχος των πελμάτων, καθιστώντας την

διατομή W36x150 ως τη μέγιστη αποδεκτή διατομή δοκού. Επιπρόσθετα, η μέγιστη επιτρεπόμενη διατομή υποστυλώματος για τα SMF ήταν W14. Επίσης περιλαμβανόταν μια διαδικασία σχεδιασμού, η οποία έχει ενσωματωθεί στις νεότερες εκδόσεις των κανονισμών AISC με κάποιες βελτιώσεις. Η ιδέα ήταν η διαστασιολόγηση της γεωμετρίας της RBS να γίνεται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η μείωση των αναπτυσσόμενων ροπών στο υποστύλωμα, σε σχέση με την μέγιστη πλαστική ροπή αντοχής της δοκού.



Σχ. 1.4 Διάταξη και διαστάσεις της σύνδεσης με απομειωμένα πέλματα δοκού (ANSI/AISC 358, 2010a)

Η πιστοποίηση της σύνδεσης με RBS κυκλικής απότμησης έχει περιληφθεί στους πιο πρόσφατους κανονισμούς ANSI/AISC 358 (2010a) με περιορισμούς για τις δοκούς παρόμοιους με αυτούς που περιλαμβάνονται στο FEMA-350 (2000b). Οι βασικές διαστάσεις σχεδιασμού μιας τυπικής σύνδεσης με RBS κυκλικής απότμησης απεικονίζονται στο Σχ. 1.4. Η μέγιστη επιτρεπτή διατομή δοκού τώρα είναι η W36x300. Επιπλέον, η επιτρεπτή διατομή υποστυλώματος αυξήθηκε σε W36, χωρίς περιορισμούς για το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος ή το βάρος της διατομής. Περαιτέρω περιορισμοί σχετικά με τους λόγους πλάτουςπάχους και την πλευρική εξασφάλιση των δοκών και υποστυλωμάτων εισάγονται για να συμμορφώνονται με τις αντισεισμικές διατάξεις του AISC (ANSI/AISC 341, 2010b). Αξίζει να σημειωθεί ότι η συνεισφορά των συμμίκτων πλακών στην πλευρική εξασφάλιση θεωρείται πρόσφατος κανονισμός, ενώ οι συνδέσεις RBS στα SMF περιορίζονται σε συγκολλητές συνδέσεις κορμού.

Επί του παρόντος, οι συνδέσεις με απομειωμένα πέλματα δοκών (RBS ή dogbone) δεν καλύπτονται ρητά στο Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2005). Όμως, αναφέρεται στο Μέρος 3 του ΕΝ 1998-3:2005 ως ένας τρόπος επέμβασης για την βελτίωση της πλαστιμότητας των δοκών. Σημειώνεται ότι οι συνδέσεις RBS πρέπει να έχουν ικανότητα στροφής 40 mrad στη στάθμη επιτελεστικότητας της οιονεί κατάρρευσης. Η προτεινόμενη μέθοδος σχεδιασμού είναι ουσιαστικά πανομοιότυπη με αυτή που υπάρχει στους κανονισμούς των ΗΠΑ, με κάποιες μικρές διαφορές. Οι Pachoumis et al. (2010) σημείωσαν ότι έχει γίνει περιορισμένη έρευνα σχετικά με την εφαρμογή της RBS σε ευρωπαϊκές διατομές και πραγματοποίησαν πειραματικές δοκιμές και αναλυτικές διερευνήσεις για τον έλεγχο της εφαρμοσιμότητας αυτών των συστάσεων στην πράξη. Από αυτές βγήκε το συμπέρασμα ότι οι διαστάσεις της RBS που δίνονται στον ΕΝ-1998-3:2005 ενδέχεται να απαιτούν τροποποιήσεις προκειμένου να μπορούν να εφαρμοστούν αποτελεσματικά σε ευρωπαϊκές διατομές. Ως εκ τούτου, οι πληροφορίες που αναφέρονται στον ΕΝ 1998-3:2005 απαιτούν περαιτέρω επεξεργασία και προσαρμογές έτσι ώστε να είναι συμβατές με τις διαδικασίες σχεδιασμού που δίνονται στον ΕΝ1998-1:2005.

Περισσότερες πληροφορίες και οδηγίες για τη συμπεριφορά και τον σχεδιασμό των συνδέσεων με απομειωμένα πέλματα δοκών (RBS) δίνονται σε επόμενα κεφάλαια αυτού του κειμένου.

## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

Τέσσερα είδη κοχλιωτών κόμβων δοκού-υποστυλώματος εξετάζονται στα πλαίσια του προγράμματος, συγκεκριμένα: (a) κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών, (b) κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών, (c) κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση και (d) συγκολλητοί κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών (βλέπε Σχ. 2.1), σχεδιασμένοι να ικανοποιούν διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας. Οι κοχλιωτοί κόμβοι σχεδιάζονται σύμφωνα με μια διαδικασία ειδικά αναπτυγμένη μέσα στο πρόγραμμα στα πλαίσια του ΕΝ 1993-1-8. Ο σχεδιασμός των συγκολλητών συνδέσεων με απομειωμένα πέλματα δοκών έγινε σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό ASCE 7-10 (Ελάχιστα φορτία σχεδιασμού για κτήρια και άλλες κατασκευές) και με τα ειδικά πρότυπα για κτήρια από χάλυβα AISC 341-16 (Αντισεισμικές διατάξεις για κτήρια από χάλυβα), AISC 358-16 (Πιστοποιημένες συνδέσεις για αντισεισμικές εφαρμογές) and AISC 360-16.





Οι εξεταζόμενοι κόμβοι προτείνεται να χρησιμοποιούνται για την ικανοποίηση των παρακάτω στόχων συμπεριφοράς:

- Κόμβος πλήρους αντοχής: όλη η απαίτηση πλαστιμότητας είναι συγκεντρωμένη στη συνδεόμενη δοκό, αφήνοντας χωρίς βλάβες τη σύνδεση και το φάτνωμα του κορμού
- Κόμβος ίσης αντοχής: η απαίτηση πλαστιμότητας μοιράζεται ανάμεσα στον κόμβο και τη συνδεόμενη δοκό
- Κόμβος μερικής αντοχής: όλη η απαίτηση πλαστιμότητας είναι συγκεντρωμένη στον κόμβο.

Επιπλέον, σε συνάρτηση με την αντοχή της σύνδεσης και του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση τόσο για τον κόμβο ίσης αντοχής όσο και για το κόμβο μερικής αντοχής μπορεί να εισαχθεί μια πρόσθετη κατηγοριοποίηση:

- Ισχυρό φάτνωμα κορμού: όλη η απαίτηση πλαστιμότητας είναι συγκεντρωμένη στη σύνδεση (κόμβος μερικής αντοχής) ή στη σύνδεση και στη δοκό (κόμβος ίσης αντοχής)
- Φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής: η απαίτηση πλαστιμότητας μοιράζεται μεταξύ της σύνδεσης και του κορμού υποστυλώματος (κόμβος μερικής αντοχής), στη σύνδεση, στο φάτνωμα του κορμού και στη δοκό (κόμβος ίσης αντοχής)
- Ασθενές φάτνωμα κορμού: όλη η απαίτηση πλαστιμότητας είναι συγκεντρωμένη στο φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος (κόμβος μερικής αντοχής) ή στο φάτνωμα του κορμού και στη δοκό (κόμβος ίσης αντοχής)

Το πρόγραμμα των πειραμάτων (συνοψίζεται στον Πίν. 2.1) περιλαμβάνει 76 δοκίμια κόμβων δοκού-υποστυλώματος, με μεταβλητές την τυπολογία των στόχους συμπεριφοράς, тη διάταξη κόμβων, τους των κόμβων (εσωτερικοί/εξωτερικοί κόμβοι), και το πρωτόκολλο φόρτισης (χρησιμοποιούνται μία μονοτονική φόρτιση και δύο διαφορετικά πρωτόκολλα ανακυκλιζόμενης φόρτισης). Επιπρόσθετα, θα διερευνηθεί η επίδραση της σφυρηλάτησης προκειμένου να ελεγχθεί η πιθανή ευεργετική επίδρασή της στην βελτίωση της τοπικής πλαστιμότητας στη συγκόλληση μεταξύ δοκού και μετωπικής πλάκας των συνδέσεων μερικής αντοχής, οι οποίες αναμένεται να έχουν μεγαλύτερη απαίτηση ανελαστικών παραμορφώσεων.

Στη συνέχεια, περιγράφονται λεπτομερώς το ερευνητικό πρόγραμμα και οι σχετικές μεταβλητές παράμετροι με αναφορά σε κάθε μία τυπολογία κόμβου.

Παράμετρος	Μεταβολή
Διάταξη δοκού- υποστυλώματος	Μικρή δοκός (1), Μεσαία δοκός (2), Μεγάλη δοκός (3) (βλέπε Πίν. 2.2) *Οι κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών σχεδιάστηκαν για αμερικάνικες διατομές τύπου W
Τύπος κόμβου	Με τριγωνική ενίσχυση – με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών – με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών – με απομειωμένα πέλματα δοκών
Διάταξη κόμβου	Εσωτερικός/Εξωτερικός
Στόχος συμπεριφοράς	Πλήρους αντοχής – Ίσης αντοχής – Μερικής αντοχής
Πρωτόκολλο φόρτισης	Μονοτονική – Ανακυκλιζόμενη AISC – Προτεινόμενη ανακυκλιζόμενη EU
Σφυρηλάτηση	Ναι/Όχι

Πίν. 2.1 Ερευνητικό πρόγραμμα: μεταβλητές παράμετροι

	Διατομή δοκού/υποστυλώματος			
	1	2	3	
Δοκός	IPE360	IPE450	IPE600	
Υποστύλωμα για εξωτερικούς κόμβους (Τ)	HEB280	HEB340	HEB500	
Υποστύλωμα για εσωτερικούς κόμβους (Χ)	HEB340	HEB500	HEB650	
Άνοιγμα πλαισίου	6 m	6 m	8 m	

Πίν. 2.2 Διάταξη δοκού-υποστυλώματος για κοχλιωτούς κόμβους

### 2.1. Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση

Το πρόγραμμα πειραμάτων περιλαμβάνει τρεις ομάδες δοκιμίων:

- Εξωτερικός κόμβος, σύνδεση πλήρους αντοχής, τριγωνική ενίσχυση μικρής κλίσης (35° γωνία), ισχυρό φάτνωμα κορμού. Δύο από τα δοκίμια κατασκευάζονται με ισχυρή δοκό (TSO).
- Εξωτερικός κόμβος, σύνδεση πλήρους αντοχής, τριγωνική ενίσχυση μεγάλης κλίσης (45° γωνία), ισχυρό φάτνωμα κορμού.
- Εσωτερικός κόμβος, σύνδεση πλήρους αντοχής, τριγωνική ενίσχυση μικρής κλίσης (35° γωνία), φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής.

Οι ομάδες 1 και 2 χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο δυο εναλλακτικών γεωμετριών ενίσχυσης (χαμηλότερο και ανώτερο όριο μιας λογικής γωνίας κλίσης της τριγωνικής ενίσχυσης) για το μελετώμενο εύρος μεγέθους δοκού. Η ομάδα 3 διερευνά κόμβους με φάτνωμα ίσης αντοχής, η οποία επίσης οδηγεί σε μία κατηγοριοποίηση του κόμβου ως ημιάκαμπτου (σύνδεση και φάτνωμα). Χρησιμοποιούνται δύο πρόσθετα ελάσματα στον κορμό για τους κόμβους της ομάδας 1 και 2, ενώ για την ομάδα 3 χρησιμοποιείται μόνο ένα πρόσθετο έλασμα στον κορμό. Επιπλέον, τα μεγαλύτερα ύψη διατομής υποστυλωμάτων αυξάνουν το εύρος διατομών των πιστοποιημένων υποστυλωμάτων. Όλες οι παράμετροι που εξετάζονται στα πλαίσια του προγράμματος πειραμάτων είναι: πρωτόκολλο φόρτισης (μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση), μέγεθος μελών, εσωτερικές και εξωτερικές συνδέσεις, ισχυρό φάτνωμα κορμού / φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής, ισχυρή δοκός και γεωμετρία τριγωνικής ενίσχυσης. Ο Πίν. 2.3 παρουσιάζει συνοπτικά τις παραμέτρους που θεωρήθηκαν στα πλαίσια του προγράμματος πειραμάτων και αναφέρει την ονομασία των δοκιμίων. Όπως παρατηρείται, το πρόγραμμα περιλαμβάνει 24 δοκιμές σε δοκίμια κόμβων, από τις οποίες τρεις δοκιμές πραγματοποιούνται υπό μονοτονική φόρτιση: EH2-TS-35-M, EH2-TS-45-M, και EH2-XB-35-M, προκειμένου να γίνει η βαθμονόμηση των προσομοιωμάτων με πεπερασμένα στοιχεία. Όλες οι άλλες δοκιμές πραγματοποιούνται υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341-16 χρησιμοποιείται για τις περισσότερες δοκιμές. Τρεις από τις δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (μία για κάθε μέγεθος δοκού – σειρά CA) πραγματοποιούνται με τη χρήση ενός πρωτοκόλλου φόρτισης ανακυκλιζόμενης φόρτισης που αναπτύχθηκε στα πλαίσια του προγράμματος EQUALJOINTS.

Ουάδα	Διάταξη	Γεωμετρία	Πρωτόκολλο	Ύψη διατο	Ύψη διατομής δοκού/υποστυλώματος		
Ομάθα	κόμβου	ενίσχυσης	φόρτισης	1	2	3	
	TS	35°	М	-	EH2-TS-35-M	-	
			C1	EH1-TS-35-C1	EH2-TS-35-C1	EH3-TS-35-C1	
1			C2	EH1-TS-35-C2	EH2-TS-35-C2	EH3-TS-35-C2	
			CA	EH1-TS-35-CA	EH2-TS-35-CA	EH3-TS-35-CA	
	TSO	35°	С	EH1-TSO-35-C	-	EH3-TSO-35-C	
2	TS	TS 45°	М	-	EH2-TS-45-M	-	
			C1	EH1-TS-45-C1	EH2-TS-45-C1	EH3-TS-45-C1	
			C2	EH1-TS-45-C2	EH2-TS-45-C2	EH3-TS-45-C2	
3	ХВ	XB 35°	М	-	EH2-XB-35-M	-	
			C1	EH1-XB-35-C1	EH2-TS-35-C1	-	
			C2	EH1-XB-35-C2	EH2-TS-35-C2	-	

Πίν. 2.3: Πρόγραμμα πειραμάτων σε κόμβους με τριγωνική ενίσχυση

Σημειώσεις:

- Διάταξη κόμβου και φάτνωμα: εξωτερικός κόμβος με ισχυρό φάτνωμα κορμού υποστυλώματος (TS), εξωτερικός κόμβος με ισχυρό φάτνωμα κορμού υποστυλώματος/ισχυρή δοκό (TSO), εσωτερικός κόμβος με φάτνωμα κορμού υποστυλώματος ίσης αντοχής (XB)
- Γεωμετρία τριγωνικής ενίσχυσης: γωνία ενίσχυσης 35° (35), γωνία ενίσχυσης 45° (45)
- Πρωτόκολλο φόρτισης: μονοτονική (Μ), ανακυκλιζόμενη (C1, C2),
   εναλλακτικό πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης (CA)
- Για τα ύψη διατομών δοκού/υποστυλώματος βλέπε Πίν. 2.2.

### 2.1.1. Περιγραφή διάταξης κόμβου

Οι συνδέσεις δοκού – υποστυλώματος με τριγωνική ενίσχυση και μετωπική πλάκα με εξωτερική σειρά κοχλιών προορίζονται να παρέχουν μια άκαμπτη σύνδεση πλήρους αντοχής, με ισχυρό ή ίσης αντοχής φάτνωμα κορμού υποστυλώματος. Η διάταξη των κόμβων δοκού-υποστυλώματος με τριγωνική ενίσχυση παρουσιάζεται στο Σχ. 2.2. Για τη σύνδεση χρησιμοποιείται μια μετωπική πλάκα με εξωτερική σειρά κοχλιών, με κοχλίες υψηλής αντοχής και ενισχύεται με τη χρήση μιας τριγωνικής ενίσχυσης κάτω από το πέλμα της δοκού.

Είναι απαραίτητα εγκάρσια ενισχυτικά ελάσματα στο υποστύλωμα και στη δοκό. Πρόσθετα ελάσματα στο κορμό είναι προαιρετικά και μπορούν να χρησιμο-

ποιηθούν για την ενίσχυση της δυσκαμψίας και της αντοχής του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση.

Η γωνία της τριγωνικής ενίσχυσης μετριέται μεταξύ του κάτω πέλματος της δοκού και του πέλματος της τριγωνικής ενίσχυσης, και μπορεί να κυμαίνεται από 30° έως 45°.

Τύποι συγκολλήσεων για τις οποίες πιστοποιήθηκαν οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος με τριγωνική ενίσχυση φαίνονται στο Σχ. 2.3. Όλες οι συγκολλήσεις σχεδιάζονται να μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις που αντιστοιχούν στην πλήρη αντοχή των συγκολλόμενων μερών. Αυτό υλοποιείται με τη χρήση δύο εξωραφών (αμφίπλευρων της πλάκας) με ελάχιστο πάχος συγκόλλησης 0.55 φορές το πάχος της πλάκας. Οι κρίσιμες συγκολλήσεις (άνω πέλμα δοκού, πέλμα τριγωνικής ενίσχυσης, πρόσθετο έλασμα κορμού στο πέλμα του υποστυλώματος) είναι εσωραφές πλήρους διείσδυσης. Οι εσωραφές του πάνω πέλματος της δοκού και του πέλματος της ενίσχυσης ενισχύονται επιπλέον με πρόσθετες εξωραφές.



1 - δοκός
 3 - κοχλίες
 5 - μετωπική πλάκα
 7 - πρόσθετα ελάσματα κορμού
 2 -υποστύλωμα
 4 - ενίσχυση
 6 - εγκάρσια ελάσματα
 8 - ενισχυτικά ελάσματα δοκού υποστυλώματος
 9 - γωνία τριγωνικής ενίσχυσης

Σχ. 2.2 Περιγραφή κόμβων με μετωπική πλάκα με εξωτερική σειρά κοχλιών και τριγωνική ενίσχυση.

18 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.



Σχ. 2.3 Λεπτομέρειες συγκολλήσεων για τους κόμβους με μετωπική πλάκα με εξωτερική σειρά κοχλιών και τριγωνική ενίσχυση.

### 2.1.2. Συστήματα για τα οποία πιστοποιήθηκε η σύνδεση

Οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος με τριγωνική ενίσχυση που περιγράφονται σε αυτό το κείμενο πιστοποιούνται για τα ακόλουθα στατικά συστήματα:

- Πλαίσια ροπής (MRF)
- Συζευγμένα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (δηλ. MRF+ CBF)
- Συζευγμένα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (δηλ.. MRF+ EBF).

Επιπλέον, αυτοί οι κόμβοι πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο σε πλαίσια με κάθετους άξονες δοκού – υποστυλώματος και κανονική διάταξη ανοίγματος του αντισεισμικού συστήματος, δηλαδή χωρίς κεκλιμένες δοκούς.

#### 2.1.3. Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης

Οι οριακές τιμές για τα δεδομένα πιστοποίησης δίνονται στον Πίν. 2.4. Επιπλέον, οι συστάσεις που δίνονται στον Πίν. 2.5 μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προκαταρκτική γεωμετρία και τα υλικά της σύνδεσης.

Στοιχεία	Εύρος εφαρμογής
Δοκός	Δοκοί θερμής έλασης με εύρος από IPE330
	έως ΙΡΕ600. Η διατομή πρέπει να είναι
	κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον ΕΝ 1993-1-1.
	Συγκολλητές δοκοί με παρόμοια διατομή
	μπορούν να χρησιμοποιούνται, με την
	προϋπόθεση ότι οι συγκολλήσεις μεταξύ
	κορμού και των πελμάτων είναι εσωραφές
	πλήρους διείσδυσης ενισχυμένες με εξωραφές.
Ύψος διατομής	330 έως 600 mm
Λόγος καθαρού ανοίγματος προς το ύψος	Ελάχιστο 7
διατομής (μεταξύ της θεωρούμενης θέσης	
πλαστικών αρθρώσεων)	
Πάχος πέλματος	Ελάχιστο: 11 mm
	Μέγιστο: 21 mm* (10% μεγαλύτερο σε σχέση
	με το μέγιστο που εξετάστηκε)
Υλικό	S235 έως S355
Υποστύλωμα	Πλατύπελμα υποστυλώματα θερμής έλασης με
	εύρη από ΗΕΒ260/ΗΕΜ260 έως
	ΗΕΒ550/ΗΕΜ550. Η διατομή πρέπει να είναι
	κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον ΕΝ 1993-1-1.
	Συγκολλητά υποστυλώματα με παρόμοια
	διατομή μπορούν να χρησιμοποιούνται, με την
	προϋπόθεση ότι οι συγκολλήσεις μεταξύ
	κορμού και των πελμάτων είναι εσωραφές
	πλήρους διείσδυσης ενισχυμένες με εξωραφές
Ύψος διατομής	260 έως550 mm
Πάχος πέλματος	Ελάχιστο: 17.5 mm
	Μέγιστο: 40 mm
Υλικό	S235 έως S355
Λόγος υψών διατομών δοκού/υποστυλώματος	0.60-2.00
Μετωπική πλάκα	20-40
Πάχος	Ελάχιστο: 20 mm
	Μέγιστο: 40 mm
Πλάτος	Ελάχιστο: πέλμα δοκού + 30 mm
	Μέγιστο: πλάτος πέλματος υποστυλώματος
Υλικό	S235 έως S355
Εγκάρσια ελάσματα υποστυλώματος και δοκού	Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΝ 1993-1-8
	και EN 1998-1.
Υλικό	S235 έως S355
Πρόσθετα ελάσματα κορμού	Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΝ 1993-1-8
	και EN 1998-1. Επιτρέπεται να λαμβάνεται
	υπόψιν όλη η επιφάνεια των πρόσθετων
	ελασμάτων κορμού στον υπολογισμό της
	πρόσθετης αντοχής σε διάτμηση του κορμού

Πίν. 2.4: Οριακές τιμές στοιχείων πιστοποίησης για τους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση

	του υποστυλώματος.	
Ύψος	Τουλάχιστον ίσο με το ύψος της μετωπικής	
	πλάκας.	
Υλικό	S235 έως S355	
Κοχλίες	Σύστημα κοχλίωσης με προεντεταμένους κο-	
	χλίες υψηλής αντοχής, σύμφωνα με EN 14399-	
	3 (σύστημα HR) και EN 14399-4 (σύστημα HV).	
	Οι κοχλίες πρέπει να είναι πλήρως	
	προεντεταμένοι σύμφωνα με τον EN 1090-2.	
Μέγεθος	Μ24 έως Μ36	
Κατηγορία	8.8 ή 10.9	
Οπές	Σύμφωνα με EN 1993-1-8	
Τριγωνική ενίσχυση		
Γωνία	Η γωνία της ενίσχυσης μετρούμενη μεταξύ του	
	κάτω πέλματος της δοκού και του πέλματος της	
	ενίσχυσης μπορεί να κυμαίνεται από 30° έως	
	45°.	
Συγκολλήσεις	Σύμφωνα με το Σχ. 2.3.	
Μετωπική πλάκα με πάνω πέλμα δοκού και	Ενισχυμένες εσωραφές πλήρους διείσδυσης	
πέλμα ενίσχυσης		
Πλάκες συνέχειας με τα πέλματα	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης	
υποστυλώματος		
Πρόσθετα ελάσματα κορμού με τα πέλματα του	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης	
υποστυλώματος		
Άλλες συγκολλήσεις	Αμφίπλευρες εξωραφές με πάχος συγκόλλησης	
	μεγαλύτερο από 0.55 φορές το πάχος των	
	συνδεόμενων ελασμάτων.	

Σημείωση. Οι δοκιμές πιστοποίησης πραγματοποιήθηκαν σε δοκούς με εύρος από IPE360 έως IPE600. Το ελάχιστο όριο επεκτείνεται σε IPE330 καθώς αυτό αντιστοιχεί σε λιγότερο από 10% μεταβολή του ύψους της δοκού, και οι μικρότερες διατομές δοκού έδειξαν να χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη πλαστιμότητα στις δοκιμές πιστοποίησης.

Πίν. 2.5. Προκαταρκτική επιλογή της γεωμετρίας και των υλικών της σύνδεσης για κόμβους
με τριγωνική ενίσχυση

Στοιχεία σύνδεσης	Μέγεθος δοκού		
	Μικρό(≈IPE360)	Μεσαίο (≈ IPE450)	Μεγάλο (≈ IPE600)
Κατηγορία κοχλιών	10.9		
Μέγεθος κοχλιών	M27	M30	M36
Αριθμός σειρών	6	6	8
κοχλιών			
Μετωπική πλάκα	Πάχος: t <sub>ep</sub> =d <sub>b</sub> .		
	Διαστάσεις: Το πλάτος πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το πλάτος του		
	πέλματος της δοκού (τουλάχιστον κατά 30 mm προκειμένου να χωρά η		

	συγκόλληση) και μικρότερο από το πλάτος του πέλματος του υποστυλώματος. Το μέρος εξωτερικά της δοκού πρέπει να είναι αρκετό για την τοποθέτηση μιας σειράς κοχλιών, σύμφωνα με τις οδηγίες που δίνονται στον ΕΝ 1993-1-8 (§3.5).
Τριγωνική ενίσχυση	Πλάτος πέλματος της ενίσχυσης ίσο με το πλάτος πέλματος της δοκού. Το πάχος πέλματος ενίσχυσης πρέπει να είναι μεγαλύτερο από γον φορές το πάχος πέλματος της δοκού. Το πάχος κορμού της ενίσχυσης πρέπει να είναι ίσο ή μεγαλύτερο από το πάχος του κορμού της δοκού. Ύψος ενίσχυσης: h <sub>h</sub> = 0.4*h <sub>b</sub> για γωνία ενίσχυσης 30°≤α<40°; h <sub>h</sub> = 0.5*h <sub>b</sub> για γωνία ενίσχυσης 40°≤α≤45°.
Πρόσθετα ελάσματα κορμού	Το πάχος και οι διαστάσεις των πρόσθετων ελασμάτων κορμού πρέπει να ακολουθούν τους κανόνες που δίνονται στον ΕΝ 1993-1-8 (§ 6.2.6.1), διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιηθούν συγκολλήσεις ραφής σε οπές για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια των πρόσθετων ελασμάτων.
Εγκάρσια ελάσματα Λεπτομέρειες συγκόλλησης	Пív. 2.4
Σημείωση: t <sub>ep</sub> είναι τα κοχλία.	ο πάχος της μετωπικής πλάκας και dь είναι η ονομαστική διάμετρος του

# 2.2. Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Οι συνδέσεις με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες (βλέπε Πίν. 2.6) καλύπτουν τρεις ομάδες δοκιμίων, ως εξής:

- Εξωτερικός κόμβος (TS), σύνδεση με ενισχυμένη μετωπική πλάκα, πλήρους αντοχής με ισχυρό φάτνωμα κορμού.
- Εξωτερικός κόμβος (TS), σύνδεση με ενισχυμένη μετωπική πλάκα, ίσης αντοχής με ισχυρό φάτνωμα κορμού.
- Εσωτερικός κόμβος (XS), σύνδεση με ενισχυμένη μετωπική πλάκα, ίσης αντοχής με ισχυρό φάτνωμα κορμού.

Όλα τα δοκίμια είναι κατασκευασμένα από χάλυβα S355. Οι ομάδες 1 και 2 χρησιμοποιούνται για την πιστοποίηση των κόμβων σύμφωνα με δύο εναλλακτικά κριτήρια συμπεριφοράς που εφαρμόζονται σε συνδέσεις με μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών (πλήρους και μερικής αντοχής) για το θεωρούμενο εύρος μεγέθους της δοκού. Η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση σχεδιάζεται να είναι αρκετά μεγάλη στην περιοχή της σύνδεσης και στις δύο περιπτώσεις. Επιπρόσθετα, η σφυρηλάτηση (Esp) θα διερευνηθεί στην Ομάδα 2. Η ομάδα 3 διερευνά εσωτερικούς κόμβους με ισχυρό φάτνωμα κορμού υποστυλώματος (XS). Έγιναν 6 δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης (2 για κάθε μέγεθος δοκού) σε κάθε ομάδα. Στην πρώτη ομάδα έγιναν ακόμα 2 δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση προκειμένου να διαλευκανθεί η επιρροή του λόγου ύψους

δοκού-υποστυλώματος. Επίσης έγινε μία δοκιμή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση με το εναλλακτικό πρωτόκολλο φόρτισης. Επιπρόσθετα, στην ομάδα 2 (διάταξη TS συνδέσεις ίσης αντοχής) υπάρχουν τρεις δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης (μία για κάθε μέγεθος δοκού) για δοκίμια με εφαρμογή σφυρηλάτησης στις συγκολλήσεις. Οι συνδέσεις στην ομάδα 2 είναι πιθανό να έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις στις συγκολλήσεις, έτσι η σφυρηλάτηση μπορεί να αποδειχθεί ευεργετική.

-								
Ομάδα	Τύπος ύνδεσης Διάταξη κόμβου		Αντοχή ύνδεσης	ωτόκολλο όρτισης	Ύψη διατομών δοκού/υποστυλώματος			
	D		D	цП	1	2	3	
1	ES	TS	F	М	ES1-TS-F-M	ES2-TS-F-CA	ES3-TS-F-M	
	ES	TS	F	C1	ES1-TS-F-C1	ES2-TS-F-C1	ES3-TS-F-C1	
	ES	TS	F	C2	ES1-TS-F-C2	ES2-TS-F-C2	ES3-TS-F-C2	
2	ES	TS	E	C1	ES1-TS-E-C1	ES2-TS-E-C1	ES3-TS-E-C1	
	ES	TS	E	C2	ES1-TS-E-C2	ES2-TS-E-C2	ES3-TS-E-C2	
	ES	TS	Esp	С	ES1-TS-Esp-C3	ES2-TS-Esp-C3	ES3-TS-Esp-C3	
3	ES	XS	E	C1	ES1-XS-E-C1	ES2-XS-E-C1	ES3-XS-E-C1*	
	ES	XS	E	C2	ES1-XS-E-C2	ES2-XS-E-C2	ES3-XS-E-C2*	

Πίν. 2.6 Παράμετροι δοκιμίων και ονομασίες για τις συνδέσεις με ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών.

Σημειώσεις:

- Τύπος σύνδεσης: σύνδεση δοκού-υποστυλώματος με ενισχυμένη μετωπική πλάκα (ES)
- Διάταξη κόμβου: εξωτερικός κόμβος και ισχυρό φάτνωμα κορμού (TS),
   εσωτερικός κόμβος και ισχυρό φάτνωμα κορμού (XS)
- Αντοχή σύνδεσης: πλήρους αντοχής (F), ίσης αντοχής (E), ίσης αντοχής με σφυρηλάτηση (Esp)
- Πρωτόκολλο φόρτισης: μονοτονική (Μ), ανακυκλιζόμενη (C1, C2, C3),
   εναλλακτικό πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης (CA)
- Ύψη διατομών δοκού/υποστυλώματος (βλέπε Πίν. 2.2)
- \* προέκυψαν προβλήματα λόγω μη αναμενόμενης πρόωρης αστοχίας των συγκολλήσεων.

### 2.2.1. Περιγραφή της διάταξης του κόμβου

Η διάταξη του κόμβου φαίνεται στο Σχ. 2.4. Ανάλογα με το ύψος της δοκού και τα κριτήρια σχεδιασμού, μπορούν να χρησιμοποιηθούν 4 ή 6 σειρές κοχλιών. Η χρήση πρόσθετων ελασμάτων είναι μια επιλογή για την ενίσχυση του κορμού του

υποστυλώματος αν είναι αναγκαίο, ενώ η χρήση εγκάρσιων ελασμάτων ενίσχυσης (ελάσματα συνέχειας) του υποστυλώματος συνιστάται σε όλες τις περιπτώσεις. Οι τύποι των συγκολλήσεων που περιγράφονται σύμφωνα με τα κριτήρια σχεδιασμού δίνονται στον Πίν. 2.7, και φαίνονται στο Σχ. 2.5.



Σχ. 2.4 Περιγραφή κόμβων με ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών

Πίν. 2.7: Τύποι συγκολλήσεων σύμφωνα με τα κριτήρια σχεδιασμού								
	Αντοχή κόμβου							
ριχεία που ουγκολλούνται								

	/ WIOXII KOMPOU				
	Πλήρης	Ίση	Μερική		
Πέλμα δοκού στη μετωπική πλάκα (bf-ep)	FPW	FPW	FPW		
Κορμός δοκού στη μετωπική πλάκα(bw-ep)	FPW	FPW	FW		
Εγκάρσια ελάσματα στο υποστύλωμα(cp-c)	FW	FW	FPW		
Νεύρωση στη μετωπική πλάκα (r-ep)	FPW	FPW	FPW		
Νεύρωση στο πέλμα της δοκού (r-bf)	FPW	FPW	FPW		
Πρόσθετα ελάσματα κορμού στο					
υποστύλωμα (Swp-c)					
Επεξήγηση ακρωνύμων:					
Εξωραφές (FW), ραφές οπών (PW) και εσωραφές πλήρους διείσδυσης (FPW)					

24 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.



Σχ. 2.5 Λεπτομέρειες εσωραφών πλήρους διείσδυσης στον κόμβο

#### 2.2.2. Συστήματα για τα οποία πιστοποιείται η σύνδεση

Οι κοχλιωτοί κόμβοι με ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών που πιστοποιούνται σε αυτό το κείμενο μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα ακόλουθα στατικά συστήματα:

- Πλαίσια ροπής (MRF)
- Συζευγμένα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (δηλ. MRF+ CBF)
- Συζευγμένα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (δηλ.. MRF+ EBF).

Επιπλέον, αυτοί οι κόμβοι πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο σε πλαίσια με κάθετους άξονες δοκού – υποστυλώματος και κανονική διάταξη ανοίγματος του αντισεισμικού συστήματος, δηλαδή χωρίς κεκλιμένες δοκούς.

#### 2.2.3. Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης

#### Οι οριακές τιμές δίνονται στον Πίν. 2.8

Στοιχεία	Εύρος εφαρμογής				
Δοκός					
Ύψος διατομής	Μέγιστο=600mm				
Λόγος ανοίγματος προς το ύψος διατομής	Μέγιστο=23, Ελάχιστο=10				
Πάχος πέλματος	Μέγιστο=19mm				
Υλικό	S235 έως S355				
Υποστύλωμα					
Ύψος διατομής	Μέγιστο=550mm				
Πάχος πέλματος	Μέγιστο=29mm				
Υλικό	S235 έως S355				
Λόγος υψών διατομών δοκού/υποστυλώματος	0.65-2.15				
Μετωπική πλάκα	18-30mm				
Πάχος	Пív. 2.9				
Υλικό	S235 έως S355				
Ελάσματα συνέχειας					
Πάχος	βλέπε Πίν. 2.9				
Υλικό	S235 έως S355				
Πρόσθετα ελάσματα					
Πάχος	βλέπε Πίν. 2.9				
Υλικό	S235 έως S355				
Κοχλίες					
Μέγεθος	βλέπε Πίν. 2.9				
Κατηγορία	HV10.9				
Αριθμός σειρών κοχλιών	βλέπε Πίν. 2.9				
Ροδέλα	Σύμφωνα με EN 14399-4				
Οπές	Σύμφωνα με ΕΝ1993:1-8				
Συγκολλήσεις					
Μετωπική πλάκα με πέλματα δοκού	Ενισχυμένες εσωραφές πλήρους διείσδυσης (Σχ. 2.5)				
Ελάσματα συνέχειας με πέλματα	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης (Σχ. 2.5)				
υποστυλώματος					
Πρόσθετα ελάσματα με πέλματα	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης (Σχ. 2.5)				
υποστυλώματος					
Άλλες συγκολλήσεις	Εξωραφές: πάχος συγκόλλησης μεγαλύτερο				
	από 0.55 φορές το πάχος των συνδεόμενων				
	ελασμάτων.				

#### Πίν. 2.8: Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης

Οι συστάσεις που δίνονται στον Πίν. 2.9 μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προκαταρκτική επιλογή της γεωμετρίας και των υλικών της σύνδεσης.

Στοιχεία σύνδεσης	Μέγεθος δοκού				
	Μικρό (≈IPE360) Μεσαίο (≈ IPE450)		Μεγάλο (≈ IPE600)		
Κατηγορία κοχλιών	HV 10.9				
Μέγεθος κοχλιών	M27	M30	M36		
Αριθμός σειρών	4/6	4/6	6		
κοχλιών					
Μετωπική πλάκα	Πάχος: t <sub>ep</sub> =(2/3÷5/6)d <sub>b</sub> για μεγαλύτερο από το τ t <sub>ep</sub> =(2/3÷5/6)d <sub>b</sub> για κόμβου από το πάχος των πελμάτ Διαστάσεις: Το πλάτος τ πελμάτων του υποστυλώ είναι αρκετό για την τοπο τους κανόνες που δίνονται	<ul> <li>για κόμβους πλήρης αντοχής. Μπορεί να είναι λίγο</li> <li>πάχος των πελμάτων του υποστυλώματος.</li> <li>μβους ίσης αντοχής, αλλά πρέπει να είναι μικρότερο μάτων του υποστυλώματος.</li> <li>του υποστυλώματος.</li> <li>πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο από αυτό των υλώματος. Το τμήμα εξωτερικά της δοκού πρέπει να οποθέτηση μίας ή δύο σειρών κοχλιών, σύμφωνα με ονται στον EC3-1-8 (§3.5).</li> </ul>			
Πρόσθετα ελάσματα	Το πάχος και οι διαστάσεις των πρόσθετων ελασμάτων πρέπει να ακολουθούν τους κανόνες που δίνονται στον EC3-1.8 (§ 6.2.6.1), διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιηθούν συγκολλήσεις ραφής σε οπές για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια των πρόσθετων ελασμάτων.				
Εγκάρσια ελάσματα συνέχειας	Πάχος περίπου ίσο με τα τ	τέλματα της δοκού			
Λεπτομέρειες συγκόλλησης	Βλέπε Πίν. 2.7				
Σημείωση: t <sub>eo</sub> είναι το πάχος της μετωπικής πλάκας και d <sub>b</sub> είναι η ονομαστική διάμετρος του κοχλία.					

#### Πίν. 2.9: Προκαταρκτική επιλογή της γεωμετρίας και των υλικών της σύνδεσης

# 2.3. Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Οι συνδέσεις με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες (βλέπε Πίν. 2.10) περιλαμβάνουν τρεις ομάδες δοκιμίων, ως εξής:

- Εξωτερικός κόμβος (TB), σύνδεση με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα, ίσης αντοχής, με φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής.
- Εξωτερικός κόμβος (TB), σύνδεση με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα, σύνδεση μερικής αντοχής (0.6), με φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής.
- 3. Εσωτερικός κόμβος (XW), σύνδεση με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα, μερικής αντοχής (0.8) με ασθενές φάτνωμα κορμού.

Όλοι οι κόμβοι είναι κατασκευασμένοι από στοιχεία χάλυβα S355. Οι ομάδες 1 και 2 χρησιμοποιούνται για την πιστοποίηση των κόμβων σύμφωνα με δύο εναλλακτικά κριτήρια συμπεριφοράς που εφαρμόζονται σε συνδέσεις με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών (ίσης αντοχής και μερικής αντοχής 0.6) για το εξεταζόμενο εύρος μεγέθους δοκού. Η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση σχεδιάζεται να είναι ίση σε σχέση με την

περιοχή σύνδεσης και στις δύο περιπτώσεις. Επιπλέον, διερευνάται η σφυρηλάτηση (Psp) στην ομάδα 2. Η ομάδα 3 διερευνά εσωτερικούς κόμβους (XW) με μικρή αντοχή σε διάτμηση του κορμού του υποστυλώματος.

Διεξάγονται τουλάχιστον 6 δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης (2 για κάθε μέγεθος δοκού) σε κάθε ομάδα όπως φαίνεται στον Πίν. 2.10. Στην πρώτη ομάδα γίνονται επίσης 2 δοκιμές μονοτονικής φόρτισης προκειμένου να εκτιμηθεί με σαφήνεια η επιρροή της ανακυκλιζόμενης φόρτισης στην απόκριση του κόμβου. Επίσης, υπάρχει μια δοκιμή με το εναλλακτικό πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Επιπρόσθετα, στην ομάδα 2 υπάρχουν τρεις πρόσθετες δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης (μία για κάθε μέγεθος δοκού) για τα δοκίμια με σφυρηλάτηση.

Πίν. 2.10 Παράμετροι και ονομασίες δοκιμίων για συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες.

Ομάδα	Τύπος Σύνδεσης	Διάταξη κόμβου	Αντοχή ιύνδεσης	ωτόκολλο ρόρτισης	Ύψη διατομών δοκού/υποστυλώματος			
	0		0	Ľ	1	2	3	
	Е	ТВ	E	М	E1-TB-E-M	E2-TB-E-M	E3-TB-E-CA	
1	E	ТВ	E	C1	E1-TB-E-C1	E2-TB-E-C1	E3-TB-E-C1	
	E	ТВ	E	C2	E1-TB-E-C2	E2-TB-E-C2	E3-TB-E-C2	
2	Е	ТВ	P(0.6)	C1	E1-TB-P-C1	E2-TB-P-C1	E3-TB-P-C1	
	Е	ТВ	P(0.6)	C2	E1-TB-P-C2	E2-TB-P-C2	E3-TB-P-C2	
	Е	ТВ	Psp(0.6)	С	E1-TB-Psp-C3	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	
	Е	XW	P(0.8)	C2	E1-XW-P-C2	E2-XW-P-C2	E3-XW-P-C2	

Σημειώσεις:

- Τύπος σύνδεσης: Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα (E)
- Διάταξη κόμβου: εξωτερικός κόμβος και φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής (TB), εσωτερικός κόμβος και ασθενές φάτνωμα κορμού (XW)
- Αντοχή σύνδεσης: ίσης αντοχής (Ε), μερικής αντοχής με συντελεστή 0.6 (P<sub>(0.6)</sub>), μερικής αντοχής με συντελεστή 0.6 με σφυρηλάτηση (Psp<sub>(0.6)</sub>), μερικής αντοχής με συντελεστή 0.8 (P<sub>(0.8)</sub>)
- Πρωτόκολλο φόρτισης: μονοτονική (Μ), ανακυκλιζόμενη (C1, C2, C3),
   εναλλακτικό πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης (CA)
- Ύψη διατομών δοκού/υποστυλώματος (βλέπε Πίν. 2.2)
- \* Επειδή παρουσιάστηκαν προβλήματα με την πειραματική διάταξη για αυτή τη δοκιμή, τα αποτελέσματα δεν παρουσιάζονται στο παρόν κείμενο.

#### 2.3.1. Περιγραφή της διάταξης του κόμβου

Η διάταξη του εξεταζόμενου κόμβου περιγράφεται στο Σχ. 2.6. Ανάλογα με το ύψος της δοκού, μπορούν να τοποθετηθούν 4 ή 6 σειρές κοχλιών. Η χρήση πρόσθετων ελασμάτων είναι μια επιλογή για την ενίσχυση του κορμού του υποστυλώματος όπου απαιτείται, ενώ η χρήση ελασμάτων συνέχειας (εγκάρσια ελάσματα του υποστυλώματος) συνίσταται σε όλες τις περιπτώσεις. Οι συγκολλήσεις που χρησιμοποιούνται μεταξύ των διαφορετικών μερών του κόμβου δίνονται στο Σχ. 2.7.



Σχ. 2.6: Περιγραφή των κόμβων με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών


Σχ. 2.7: Λεπτομέρειες των εσωραφών πλήρους διείσδυσης

### 2.3.2. Οριακές τιμές για τα στοιχεία πιστοποίησης

Οι οριακές τιμές δίνονται στον Πίν. 2.11.

Στοιχεία	Παράμετροι	Εύρος εφαρμογής
Δοκός		
	Ύψος διατομής	Μέγιστο = 600mm
	Λόγος ανοίγματος προς το ύψος	Μέγιστο = 23, Ελάχιστο = 10
	διατομής	
	Πάχος πέλματος	Μέγιστο = 19mm
	Υλικό	S235 έως S355
Υποστύλωμα		
	Ύψος διατομής	Μέγιστο = 550mm
	Πάχος πέλματος	Μέγιστο = 31mm
	Υλικό	S235 έως S355
Λόγος υψών διατομών		0.65-2.15
δοκού/υποστυλώματος		
Μετωπική πλάκα		
	Πάχος	18-25mm
	Υλικό	S235 έως S355
Ελάσματα συνέχειας		
	Πάχος	Βλέπε Πίν. 2.12
	Υλικό	S235 έως S355
Πρόσθετα ελάσματα		
	Πάχος	Βλέπε Πίν. 2.12
	Υλικό	S235 έως S355

Πίν. 2.11: <b>Οριακές</b>	; τιμές για τα	στοιχεία	πιστοποίησης
---------------------------	----------------	----------	--------------

30 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.

Κοχλίες	Προεντεταμένοι	HV ή HR	
	Μέγεθος	βλέπε Πίν. 2.12	
	Κατηγορία	10.9	
	Αριθμός σειρών κοχλιών	βλέπε Πίν. 2.12	
	Ροδέλα	Σύμφωνα με EN 14399-4	
	Οπές	Σύμφωνα με EN1993:1-8	
Συγκολλήσεις			
	Μετωπική πλάκα με πέλματα	Ενισχυμένες εσωραφές πλήρους	
	δοκού	διείσδυσης (βλέπε Σχ. 2.7)	
	Ελάσματα συνέχειας με πέλματα	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης	
	υποστυλώματος	(βλέπε Σχ. 2.7)	
	Πρόσθετα ελάσματα με πέλματα	Εσωραφές πλήρους διείσδυσης	
	υποστυλώματος	(βλέπε Σχ. 2.7)	
	Άλλες συγκολλήσεις	Εξωραφές: πάχος συγκόλλησης	
		μεγαλύτερο από 0.55 φορές το	
		πάχος των συνδεόμενων	
		ελασμάτων	

Οι συστάσεις που δίνονται στον Πίν. 2.12 μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν μια καλή παραδοχή για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας και των υλικών της σύνδεσης.

Στοιχεία σύνδεσης	Μέγεθος δοκού			
	Μικρό (≈IPE360)	Μεσαίο (≈ IPE450)	Μεγάλο (≈ ΙΡΕ600)	
Κατηγορία κοχλιών	HV 10.9			
Μέγεθος κοχλιών	M27	M30	M36	
Αριθμός σειρών	4	4	6	
κοχλιών				
Μετωπική πλάκα	<i>Πάχος</i> : t <sub>p</sub> =(1/2÷2/3)d για κόμ	3ους μερικής αντοχής, t <sub>P</sub> :	=(2/3÷5/6)d για κόμβους	
	ίσης αντοχής, αλλά πρέπει να είναι μικρότερο από το πάχος των πελμάτων των υποστυλωμάτων.			
	Διαστάσεις: Το πλάτος πρέπει να είναι ίσο με αυτό των πελμάτων του			
	υποστυλώματος. Το τμήμα εξωτερικά της δοκού πρέπει να είναι αρκετό για την			
	τοποθέτηση μιας σειράς κοχλιών, σύμφωνα με τους κανόνες που δίνονται στον			
	EC3-1-8 (§3.5).			
Πρόσθετα ελάσματα	Με υποστυλώματα ΗΕΒ και δοκούς ΙΡΕ, τα πρόσθετα ελάσματα χρειάζονται			
	μόνο όταν απαιτείται ισχυρό φάτνωμα κορμού. Το πάχος και οι διαστάσεις των			
	πρόσθετων ελασμάτων πρέπει να ακολουθούν τους κανόνες που δίνονται στον			
	EC3-1.8 (§ 6.2.6.1).			
Ελάσματα συνέχειας	Βλέπε Πίν. 2.11			
Λεπτομέρειες				
συγκόλλησης				
Σημείωση: t <sub>ρ</sub> είναι το πάχος της μετωπικής πλάκας και d είναι η ονομαστική διάμετρος του κοχλία.				

#### Πίν. 2.12: Προκαταρκτική επιλογή της γεωμετρίας και των υλικών του κόμβου

#### 2.4. Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών

Το πρόγραμμα πειραμάτων για τους κόμβους με απομειωμένα πέλματα δοκών αποτελείται από δύο δοκιμές συνδέσεων, όπως συνοψίζονται στον Πίν. 2.13:

Δοκίμιο Δο	Δοκός	Υποστύλωμα	Διπλό	Απότμηση	Απότμηση της RBS	
	ΔΟΚΟς		έλασμα	A (mm)	B (mm)	C (mm)
SP2	W44×230	W14×342	Όχι	200.66	708.406	68.326
SP4	W44×408	W40×503	Όχι	304.8	949.96	85.344

Πίν. 2.13 Παράμετροι και ονομασίες δοκιμίων για κόμβους με απομειωμένα πέλματα δοκών.

Όλες οι δοκοί είναι κατασκευασμένες από αμερικανικό χάλυβα κατηγορίας 50 και όλα τα υποστυλώματα από αμερικανικό χάλυβα κατηγορίας 65, προκειμένου να διασφαλιστεί ότι η πλαστική άρθρωση δημιουργείται στη δοκό. Επιπρόσθετα, όλα τα στοιχεία δίνονται σε αμερικάνικες μονάδες μέτρησης, καθώς το κομμάτι αυτό απευθύνεται κυρίως σε πιστοποιήσεις και μηχανικούς των ΗΠΑ.

δύο κόμβων δοκού-υποστυλώματος γεωμετρία αυτών των είναι Н αντιπροσωπευτική για πολυώροφα κτήρια στην αμερικανική πρακτική. Πράγματι, το μέγεθος των μελών προέκυψε από ένα 15ώροφο τετράγωνο κτήριο γραφείων, σχεδιασμένο για υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις στο San Francisco. Το στατικό του σύστημα αποτελείται από ειδικά πλαίσια ροπής (Special Moment Frames - SMF) με συνδέσεις RBS που χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ως το αντισεισμικό σύστημα. Τα πλαίσια είναι τοποθετημένα στην περίμετρο και έχουν τυπικό πλάτος τριών φατνωμάτων, εκτός από τους χαμηλότερους ορόφους. Σε αυτά τα πλαίσια, τα μέλη διαστασιολογούνται ώστε να περιορίζεται η σχετική παραμόρφωση ορόφου σε αποδεκτά όρια. Απαιτούνται μεγάλες διατομές μελών στους χαμηλότερους ορόφους, πολλές από τις οποίες υπερβαίνουν τα υφιστάμενα όρια πιστοποίησης των συνδέσεων RBS.

## 3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ

#### 3.1. Πειραματική διάταξη

Οι πειραματικές διατάξεις σχεδιάστηκαν μεμονωμένα από τους συνεργάτες τους οποίους αφορά η πειραματική δραστηριότητα (δηλ. UNINA, UPT, ULiege, AM) σύμφωνα με τις εγκαταστάσεις κάθε εργαστηρίου, έτσι ώστε να διασφαλιστεί ότι η διαδικασία φόρτισης και οι μετρήσεις δεδομένων θα είναι εξίσου σωστή για όλα τα δοκίμια. Πιο λεπτομερώς, λόγω των συγκεκριμένων δυνατοτήτων του κάθε εργαστηρίου, οι κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση εξετάστηκαν κατακόρυφα και η δύναμη εφαρμόζεται στο άκρο του υποστυλώματος (βλέπε Σχ. 3.1a), ενώ οι υπόλοιποι εξετάστηκαν οριζόντια με τη δύναμη να εφαρμόζεται στο άκρο των δοκών (βλέπε Σχ. 3.1b).



Σχ. 3.1 Διάταξη δοκιμών (a) δοκιμή κόμβου κατακόρυφα (b) δοκιμή κόμβου οριζόντια

Όσον αφορά τα όργανα μέτρησης, χρησιμοποιήθηκαν ηλεκτρικά μηκυνσιόμετρα (LVDT) για την καταγραφή της παραμόρφωσης των δοκιμίων κατά την διάρκεια των δοκιμών. Κάποιες αντιπροσωπευτικές θέσεις των μηκυνσιομέτρων φαίνονται στο Σχ. 3.2 για τα δοκίμια κόμβου που εξετάστηκαν στη Νάπολη.



Σχ. 3.2 Διάταξη οργάνων μέτηρησης που χρησιμοποιήθηκε στο Πανεπιστήμιο της Νάπολης

Με αυτή την διάταξη των μηκυνσιομέτρων μπορούν να μετρηθούν οι βασικές παραμορφώσεις που είναι αναγκαίες για τον χαρακτηρισμό της συμπεριφοράς του κόμβου, πιο συγκεκριμένα:

Τα μηκυνσιόμετρα 1 και 2 τοποθετούνται στις κυλινδρικές αρθρώσεις προκειμένου να μετρηθεί η άκαμπτη στροφή του υποστυλώματος

Τα μηκυνσιόμετρα 3 και 4 τοποθετούνται κατά μήκος του υποστυλώματος προκειμένου να εκτιμηθεί η μετακίνηση λόγω της ελαστικής παραμόρφωσης του υποστυλώματος.

Η στροφή του φατνώματος του κορμού δίνεται από τα μηκυνσιόμετρα 5-6 που είναι τοποθετημένα διαγώνια στο φάτνωμα στο ύψος των ελασμάτων συνέχειας.

Το μηκυνσιόμετρο 7 τοποθετείται στο άνω άκρο της μετωπικής πλάκας προκειμένου να μετρηθεί τελικά η ολίσθηση της μετωπικής πλάκας.

Η στροφή του κόμβου μετριέται από τα μηκυνσιόμετρα 8-9 που τοποθετούνται στο άκρο των νευρώσεων.

Τα μηκυνσιόμετρα 10-11 τοποθετούνται στο τμήμα της δοκού όπου αναμένεται η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης προκειμένου να εκτιμηθεί τελικά η πλαστική στροφή της δοκού.

Για να μετρηθούν οι παραμορφώσεις της δοκού, τοποθετούνται δυο μηκυνσιόμετρα με σύρμα (wire transducers) στα άκρα της δοκού όπως φαίνεται στο Σχ. 3.2.

### 3.2. Διαδικασία φόρτισης

Παράμετροι ελέγχου δοκιμής:

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο των δοκιμών στους κόμβους δοκού-υποστυλώματος είναι η σχετική παραμόρφωση θ της διάταξης του δοκιμίου και η καμπτική ροπή *M* στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι παράμετροι ελέγχου της δοκιμής θ και *M* χρησιμοποιούνται

πρωτίστως για την επιβολή του φορτίου, και σχετίζονται άμεσα με την οριζόντια μετατόπιση στο άκρο του υποστυλώματος/δοκού δ και με τη δύναμη του εμβόλου *F* τα οποία χρησιμοποιούνται συνήθως για τον έλεγχο μιας δοκιμής. Πρόσθετες μετρήσεις και παράμετροι χρησιμοποιούνται προκειμένου να χαρακτηριστεί η απόκριση του δοκιμίου.

Για τις διατάξεις πειραμάτων στα οποία το έμβολο ενεργεί στο άκρο του υποστυλώματος (δηλαδή για την πειραματική διάταξη των κόμβων με τριγωνική ενίσχυση), αυτοί οι παράμετροι προσδιορίζονται από τις ακόλουθες εξισώσεις (βλέπε Σχ. 3.3a):

$\theta = \delta_{\text{beam}} / L_{\text{beam}}$	
<i>M</i> = <i>F</i> <sub>beam</sub> ⋅ <i>L</i> <sub>beam</sub>	
beam= $\delta$ · $L$ beam/ $L$ column	
F <sub>beam</sub> =F·L <sub>column</sub> /L <sub>beam</sub>	
	$\theta = \delta_{\text{beam}}/L_{\text{beam}}$ $M = F_{\text{beam}} \cdot L_{\text{beam}}$ $beam = \delta \cdot L_{\text{beam}}/L_{\text{column}}$ $F_{\text{beam}} = F \cdot L_{\text{column}}/L_{\text{beam}}$

όπου:

θ είναι η σχετική παραμόρφωση της διάταξης του δοκιμίου

Μ είναι η καμπτική ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος

δ είναι η παραμόρφωση του κόμβου δοκού-υποστυλώματος, που προσδιορίζεται ως η οριζόντια μετατόπιση στο άκρο του υποστυλώματος, αφαιρώντας οποιασδήποτε μετατόπιση της στήριξης

Lbeam είναι το μήκος της δοκού μέχρι το κέντρο του υποστυλώματος

Lcolumn είναι το μήκος του υποστυλώματος

*F* είναι η δύναμη που ασκείται στο άκρο του υποστυλώματος

δ<sub>beam</sub> είναι η μετακίνηση στο άκρο της δοκού

Fbeam είναι αξονική αντίδραση στο άκρο της δοκού

Το φορτίο ασκείται με επιβολή μετακίνησης. Στην ελαστική περιοχή το φορτίο μπορεί να ασκείται και με επιβολή δύναμης αν χρειάζεται.

Για τις διατάξεις πειραμάτων στα οποία το έμβολο ενεργεί στο άκρο των δοκών:

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο των δοκιμών είναι η στροφή του κόμβου θ και η καμπτική ροπή *M*, που προσδιορίζονται ως εξής (βλέπε Σχ. 3.3b):

Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 35 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in

θ=δ/L<sub>beam</sub> Εξ. (3.5) M=F·L<sub>beam</sub>

Εξ. (3.6)

#### Όπου:

θ είναι η στροφή του κόμβου

Μ είναι η καμπτική ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος

δ είναι η παραμόρφωση του κόμβου δοκού-υποστυλώματος, που προσδιορίζεται ως η οριζόντια μετακίνηση στο άκρο της δοκού, αφού αφαιρεθούν τελικά οι τιμές παραμόρφωσης λόγω των μετακινήσεων της στήριξης. Lbeam είναι το μήκος της δοκού μέχρι το κέντρο του υποστυλώματος *F* είναι η δύναμη που ασκείται στο άκρο της δοκού.



Σχ. 3.3 Ορισμός των παραμέτρων για τους εξεταζόμενους κόμβους δοκού-υποστυλώματος με εφαρμογή της δύναμης (a) στο άκρο του υποστυλώματος (b) στο άκρο της δοκού

#### 3.2.1. Ρυθμός φόρτισης

Στις δοκιμές χρησιμοποιείται μία οιονεί-στατική φόρτιση. Ο ρυθμός φόρτισης είναι αρκετά μικρός έτσι ώστε η ταχύτητα επιβολής παραμόρφωσης να μην επηρεάζει τα αποτελέσματα. Πρέπει να σημειωθεί ότι προφανώς ο ρυθμός φόρτισης που χρησιμοποιείται σε δοκιμές κόμβων δοκού-υποστυλώματος δεν αντιμετωπίζεται σωστά στους υφιστάμενους κανονισμούς.

Ο EN ISO 6892-1 (2009) δίνει τις ακόλουθες τιμές για δοκιμές εφελκυσμού:

Στην ελαστική περιοχή: 6-6.60 MPa/s (αν γίνεται με επιβολή τάσης),

Στην ανελαστική περιοχή: ε<sup>·</sup> =0.00025 – 0.0025s<sup>-1</sup> (αν γίνεται με επιβολή παραμόρφωσης).

#### 3.2.2. Προφόρτιση

Εφαρμόζονται λίγοι κύκλοι φόρτισης στο δοκίμιο πριν την έναρξη της δοκιμής, προκειμένου να σταθεροποιηθεί το σύστημα και να ελεγχθεί η λειτουργία του εξοπλισμού. Συνιστάται η χρήση δύο ή τριών διαφορετικών κύκλων φόρτισης με ένα μέγιστο φορτίο μέχρι 25% του αναμενόμενου φορτίου διαρροής.

#### 3.2.3. Μονοτονική φόρτιση

Η μονοτονική φόρτιση ασκείται αυξάνοντας σταδιακά τη μετατόπιση στο άκρο του υποστυλώματος. Εκτελούνται αρκετές φάσεις φόρτισης-αποφόρτισης προκειμένου να εκτιμηθεί η αρχική δυσκαμψία, ακόμα και όταν το δοκίμιο είναι στην πλαστική περιοχή. Συνιστάται η αποφόρτιση να αντιστοιχεί σε σχετική παραμόρφωση του δοκιμίου θ = 0.02 rad και 0.03 rad

Η φόρτιση μπορεί να διακόπτεται αρκετές φορές κατά τη διάρκεια της δοκιμής, κρατώντας τη μετατόπιση του εμβόλου σταθερή έτσι ώστε να εκτιμηθεί η επιρροή της ταχύτητας επιβολής παραμόρφωσης, μέχρι η επιβαλλόμενη δύναμη του εμβόλου να σταθεροποιηθεί. Συνιστάται αυτές οι φάσεις "χαλάρωσης" να εφαρμόζονται στη σχετική παραμόρφωση διαρροής θ<sub>y</sub> και στη συνέχεια σε βήματα 0.01 rad (θ<sub>y</sub> + 0.01 rad, θ<sub>y</sub> + 0.02 rad, κλπ.).

#### 3.2.4. Πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Χρησιμοποιούνται δύο πρωτόκολλα ανακυκλιζόμενης φόρτισης στο ερευνητικό πρόγραμμα: Η διαδικασία φόρτισης ANSI/AISC 341-16 (2016) και ένα συγκεκριμένο πρωτόκολλο που αναπτύχθηκε με το πρόγραμμα EQUALJOINTS, τα οποία συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πρωτόκολλο Equaljoints		ANSI/AISC 341-16 (2016)		
Αρ. Κύκλων	Γωνία σχετικής	Αρ. Κύκλων	Γωνία σχετικής	
	παραμόρφωσης θ, rad		παραμόρφωσης 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			

Το πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341-16 επιλέγεται λόγω της ευρείας αποδοχής στην ερευνητική κοινότητα. Έχει χρησιμοποιηθεί προηγουμένως σε εκτεταμένα προγράμματα πιστοποίησης σε τυπολογίες συγκεκριμένων συνδέσεων στις ΗΠΑ (ANSI/AISC 358-16). Επιπλέον, ο μεγάλος αριθμός δοκιμών που έχουν πραγματοποιηθεί παγκοσμίως ήδη με τη χρήση αυτού του πρωτοκόλλου διευκολύνει τη σύγκριση της απόκρισης των κόμβων σε σχέση με εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων που δοκιμάστηκαν στο παρελθόν. Από την άλλη πλευρά, το πρωτόκολλο EQUALJOINTS αναπτύσσεται στα πλαίσια του προγράμματος, ειδικά σχεδιασμένο για ευρωπαϊκή πιστοποίηση όντας πιο αντιπροσωπευτικό των σεισμικών διεγέρσεων στην Ευρώπη. Στο Σχ. 3.4 συγκρίνονται το πρωτόκολλο φόρτισης που δημιουργήθηκε στα πλαίσια του προγράμματος (a) και το πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341-16 (b), δείχνοντας επίσης τις σχετικές συναρτήσεις αθροιστικής κατανομής (cumulative demand function - CDF) (c), όπου φαίνεται η αθροιστική στροφή που εφαρμόζεται σε κάθε κύκλο.



Σχ. 3.4 Πρωτόκολλο φόρτισης που αναπτύχθηκε στο πρόγραμμα EJ (a) πρωτόκολλο φόρτισης AISC 2010 (b) σύγκριση των CDF (c)

## 4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΙΣΤΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

Στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία σχεδιασμού των κοχλιωτών κόμβων που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο του προγράμματος Equaljoints.

#### 4.1. Γενικά

<u>Ανοχή κόμβων:</u> Σύμφωνα με τον ΕΚ8, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των μεταλλικών κατασκευών βασίζεται στην ιδέα της απορρόφησης ενέργειας από τις κατασκευές, σε συγκεκριμένες ζώνες οι οποίες πλαστικοποιούνται. Τα στοιχεία που δεν αναμένεται να απορροφήσουν σεισμική ενέργεια πρέπει να παραμείνουν ελαστικά κατά τη σεισμική καταπόνηση, ώστε να αποφευχθεί η ανάπτυξη ψαθυρού μηχανισμού αστοχίας. Η ιεράρχηση των αντοχών είναι η θεμελιώδης αρχή η οποία εξασφαλίζει αυτή τη συμπεριφορά μέσω του σχεδιασμού των μη πλάστιμων ζωνών, έτσι ώστε να έχουν επαρκή υπεραντοχή σε σχέση με την πλήρη πλαστική αντοχή των γειτονικών ζωνών απορρόφησης ενέργειας. Τα κριτήρια σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν στο ερευνητικό πρόγραμμα Equaljoints στοχεύουν στην εναρμόνιση της ιεράρχησης των απαιτήσεων αντοχής μεταξύ των συστατικών μερών των κόμβων (πχ. του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος, της σύνδεσης, της δοκού και του υποστυλώματος), και των επιμέρους στοιχείων τους (πχ. των μετωπικών πλακών, των κοχλιών, των συνδέσεων, κλπ).

Σύμφωνα με τη μέθοδο σχεδιασμού που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο του προγράμματος αυτού, ο κόμβος θεωρείται ότι αποτελείται από τρία συστατικά μέρη: το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος, την περιοχή της σύνδεσης και τη δοκό (βλέπε Σχ. 4.1). Κάθε ένα από αυτά σχεδιάζεται ανεξάρτητα και στη συνέχεια εφαρμόζονται συγκεκριμένα ικανοτικά κριτήρια ώστε να ταξινομηθεί ο κόμβος σε μία από τις ακόλουθες κατηγορίες: (i) κόμβοι πλήρους αντοχής, (ii) κόμβοι ίσης αντοχής και (iii) κόμβοι μερικής αντοχής, ανάλογα με τη σχέση της δοκού.



Σχ. 4.1 Συστατικά μέρη κόμβου: α) φάτνωμα κορμού υποστυλώματος, β) σύνδεση και γ) δοκός.

(i) Στους κόμβους πλήρους αντοχής οι πλαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στις δοκούς, επομένως ικανοποιείται η απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού του ΕΚ8 για ασθενή δοκό και ισχυρό υποστύλωμα.

(ii) Στους κόμβους ίσης αντοχής θεωρητικά διαρρέουν όλα τα συνδεόμενα μέλη (δηλαδή η σύνδεση, το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και η δοκός).

(ii) <u>Οι κόμβοι μερικής αντοχής</u> σχεδιάζονται ώστε οι πλαστικές παραμορφώσεις να αναπτύσσονται μόνο στη σύνδεση και, σε μερικές περιπτώσεις, στο φάτνωμα του κορμού.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι ίσης αντοχής προτάθηκαν στο πλαίσιο του παρόντος ερευνητικού προγράμματος και δεν εντάσσονται στις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων 3 και 8. Σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις, οι κόμβοι ίσης αντοχής υπάγονται στην κατηγορία των κόμβων μερικής αντοχής.

Οι απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού για να επιτευχθεί η επιθυμητή συμπεριφορά του κόμβου εξασφαλίζονται όταν να ικανοποιείται η ακόλουθη ανίσωση:

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

Εξ. (4.1)

όπου  $M_{wp,Rd}$  η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος που αντιστοιχεί στην αντοχή του φατνώματος του κορμού,  $M_{con,Rd}$  είναι η καμπτική αντοχή της σύνδεσης,  $M_{con,Ed}$ είναι η δρώσα ροπή στο επίπεδο της σύνδεσης και ο συντελεστής α εξαρτάται από την κατηγορία του κόμβου. Για κόμβους πλήρους αντοχής ισούται με γ<sub>sh</sub>·γ<sub>ov</sub> (όπου  $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του υλικού και  $\gamma_{sh}$  είναι ο συντελεστής κράτυνσης που αντιστοιχεί στο λόγο της ροπής αστοχίας προς την πλαστική ροπή διαρροής της δοκού), για κόμβους ίσης αντοχής ισούται με 1 ενώ για κόμβους μερικής αντοχής είναι μικρότερος της μονάδας. Για να μην αναπτυχθούν σημαντικές βλάβες στη ζώνη της σύνδεσης, ο λόγος των αντοχών στους κόμβους μερικής αντοχής λαμβάνεται ίσος με 06 ή 0.8.  $M_{B,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής της συνδεόμενης δοκού, s<sub>h</sub> είναι η απόσταση μεταξύ του μετώπου του υποστυλώματος και της άκρης της νεύρωσης (τριγωνικής με ή χωρίς πέλμα), και  $V_{B,Ed}$  είναι η διατμητική δύναμη που αναπτύσσεται όταν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη δοκό, η οποία δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (4.2)

όπου *V<sub>B,Ed,M</sub>* είναι η δρώσα διατμητική δύναμη που αναπτύσσεται όταν έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού, οι οποίες απέχουν μεταξύ τους μήκος *L*<sub>h</sub>. Υπολογίζεται ως εξής:

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

Εξ. (4.3)

*V<sub>B,Ed,G</sub>* είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις. Στο μήκος L<sub>h</sub> δε συνυπολογίζεται η απόσταση από την παρειά του υποστυλώματος ως την πλαστική άρθρωση, άρα ουσιαστικά πρόκειται για την απόσταση μεταξύ των πλαστικών αρθρώσεων.

Ο συντελεστής υπεραντοχής γ<sub>ον</sub> λαμβάνεται ίσος με 1.25, όπως ορίζεται και στις διατάξεις του ΕΚ8. Σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8, για τους κόμβους πλήρους αντοχής ο συντελεστής κράτυνσης γ<sub>sh</sub> λαμβάνεται ίσος με 1.2, σε αντίθεση με τον ΕΝ1998-1 ο οποίος υποθέτει μια τιμή 1.1. Πολλές εμπειρικές σχέσεις διατίθενται στη βιβλιογραφία για την εκτίμηση του γ<sub>sh</sub> για μεταλλικές δοκούς. Σύμφωνα με τους Mazzolani και Piluso (1992), D'Aniello et al (2012), Güneyisi et al (2013, 2014) ο συντελεστής γ<sub>sh</sub> κυμαίνεται μεταξύ 1.1-1.2 για τις συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες Ευρωπαϊκές διατομές δοκών (π.χ. IPE). Επομένως, ο συντελεστής λαμβάνει τιμή υψηλότερη από την προτεινόμενη του ΕΚ8, και σύμφωνα με τις διατάξεις του AISC358-10 ο οποίος υποθέτει την ακόλουθη τιμή:

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

Εξ. (4.4)

Επομένως, στην παρούσα μέθοδο, ο συντελεστής <sub>28h</sub> λαμβάνεται συντηρητικά ίσος με 1.20, βασιζόμενος και στις τάσεις διαρροής και αστοχίας των Ευρωπαϊκών χαλύβων.

Οι κόμβοι ίσης και μερικής αντοχής μπορούν επιπρόσθετα να ταξινομηθούν ανάλογα με την αντοχή της σύνδεσης και του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση, ως εξής:

- Ισχυρό φάτνωμα κορμού υποστυλώματος: όλες οι πλαστικοποιήσεις συγκεντρώνονται στη σύνδεση (για τους κόμβους μερικής αντοχής) ή και στη σύνδεση και στη δοκό (για τους κόμβους ίσης αντοχής)
- Φάτνωμα κορμού ίσης αντοχής: οι πλαστικοποιήσεις αναπτύσσονται στη σύνδεση και στο φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος (στους κόμβους

μερικής αντοχής) ή στη σύνδεση, στο φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος και στη δοκό (στους κόμβους ίσης αντοχής).

 Ασθενές φάτνωμα κορμού υποστυλώματος: οι πλαστικοποιήσεις συγκεντρώνονται στο φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος (στους κόμβους μερικής αντοχής) ή στον κορμό και στη δοκό (στους κόμβους ίσης αντοχής).

<u>Κριτήριο πλαστιμότητας</u>: Η διατιθέμενη πλαστιμότητα του κόμβου εξαρτάται από το μηχανισμό αστοχίας που ενεργοποιείται και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης των μελών που συμμετέχουν σε αυτόν. Στο Σχ. 4.2 παρουσιάζεται η εξάρτηση του μηχανισμού αστοχίας από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και το λόγο των αντοχών της μετωπικής πλάκας και των κοχλιών (Jaspart, 1997). Στον οριζόντιο άξονα σημειώνεται ο λόγος β της πλαστικής ροπής αντοχής (*M*<sub>pl,Rd</sub>) των του εγκάρσιου τμήματος των μετωπικών πλακών ή των πελμάτων του υποστυλώματος, προς την εφελκυστική αντοχής του βραχέως ταυ (*F*<sub>t,Rd</sub>), ενώ στον κατακόρυφο άξονα φαίνεται ο λόγος *η* της αντοχής του βραχέως ταυ (*F*) προς την *F*<sub>t,Rd</sub>.

Η αντοχή έναντι αστοχίας μέσω του μηχανισμού 1, στην περίπτωση μη κυκλικών μορφών αστοχίας εξαρτάται από το λόγο *v* = *n/m*, όπου *m* είναι η απόσταση μεταξύ του άξονα του κοχλία και του σημείου του πέλματος όπου αναμένεται να σχηματιστεί η πλαστική άρθρωση, και *n* είναι η μικρότερη τιμή μεταξύ της απόστασης του άκρου του πέλματος και του άξονα του κοχλία ή του 1.25*m*.

Όπως φαίνεται στο Σχ. 4.2, τα δύο πιθανά κριτήρια πλαστιμότητας μπορούν να εφαρμοστούν ώστε να αποφευχθεί η εμφάνιση του μηχανισμού αστοχίας 3:

**Κριτήριο-1:** β ≤ 1 οπότε ενεργοποιείται ο μηχανισμός αστοχίας Ι ή ο μηχανισμός αστοχίας ΙΙ (αλλά πολύ κοντά στον Ι) και διατίθεται αρκετά μεγάλη πλαστιμότητα.

**Κριτήριο-2:** β < 2 και η ≤ 0.95, όπου ενεργοποιείται ο μηχανισμός αστοχίας ΙΙ με περιορισμένη πλαστιμότητα, αλλά αποφεύγοντας μια ψαθυρή αστοχία.

Η πλαστιμότητα που πρέπει να διαθέτει ένας κόμβος εξαρτάται από την κατηγορία στην οποία αυτός ανήκει: οι κόμβοι ίσης ή μερικής αντοχής πρέπει να διαθέτουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα, ενώ οι κόμβοι πλήρους αντοχής μικρότερη.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1993:1-8, εάν το *M*<sub>IRd</sub> είναι μικρότερο από 1.2 φορές το *M*<sub>B,pl,Rd</sub> τότε πρέπει να ελέγχεται η ικανότητα στροφής του κόμβου. Αυτό μπορεί να γίνει με δύο διαφορετικούς τρόπους: 1) μέσω πειραμάτων ή 2) μεταβάλλοντας το πάχος *t* είτε της μετωπικής πλάκας είτε του πέλματος του υποστυλώματος, υπό την προϋπόθεση ότι είναι τα κρίσιμα στοιχεία για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής σχεδιασμού του κόμβου, ώστε να ικανοποιείται η ακόλουθη ανίσωση:



Εξ. (4.5)

όπου *d* είναι η ονομαστική διάμετρος του κοχλία, *f*<sub>y</sub> είναι η τάση διαρροής του χάλυβα του εν λόγω στοιχείου και *f*<sub>ub</sub> είναι η εφελκυστική αντοχή του κοχλία.



Σχ. 4.2 Κριτήριο πλαστιμότητας: Αντοχή βραχέως ταυ και αντίστοιχος μηχανισμός αστοχίας

Η Εξ. (4.5) θεωρητικά αντιστοιχεί στο Κριτήριο-1 που φαίνεται στο Σχ. 4.2, υπό την προϋπόθεση ότι η εφελκυστική αντοχή κάθε μεμονωμένου κοχλία (*F*<sub>t,Rd</sub>) είναι μεγαλύτερη από την αντοχή (*F*<sub>p,Rd</sub>) του συνδεόμενου ελάσματος (της μετωπικής πλάκας ή του πέλματος του υποστυλώματος). Η αντοχή του κοχλία σε εφελκυσμό (*F*<sub>t,Rd</sub>) δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (4.6)

όπου *A*<sub>s</sub> είναι η ενεργός επιφάνεια του κοχλία και γ<sub>M2</sub> είναι ο αντίστοιχος επιμέρους συντελεστής ασφαλείας (η προτεινόμενη τιμή του σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι 1.25).

Στην Εξ. (4.5) υπεισέρχεται και η αντοχή σχεδιασμού (*F*<sub>p,Rd</sub>) που αντιστοιχεί σε κυκλικό μηχανισμό αστοχίας που υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{\rho,Rd} = \frac{\pi t^2 f_y}{\gamma_{\rm MO}}$$

Εξ. (4.7)

όπου *t* είναι το πάχος που ελάσματος και γ<sub>M0</sub> είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας (συνιστάται να λαμβάνεται ίσος με 1).

Για τις Εξ. (4.6) και (4.7) θεωρείται πως η συμπεριφορά των χαλύβδινων ελασμάτων είναι απολύτως πλαστική. Λαμβάνοντας υπόψιν τα όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως, για κόμβους μερικής αντοχής κατηγορίας πλαστιμότητας 1 πρέπει να συνυπολογίζεται και η αβεβαιότητα που αφορά στο υλικό του ελάσματος καθώς και στην κράτυνση, οπότε προκύπτει η ακόλουθη ανίσωση:

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

Εξ. (4.8)

Ο συντελεστής υπεραντοχής γ που υπεισέρχεται στην Εξ. (4.8) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1.50, αφού σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα η προτεινόμενη τιμή του <sub>γον</sub> είναι 1.25, του <sub>γsh</sub> είναι 1.20 για μαλακό χάλυβα και του <sub>γmo</sub> είναι 1.0. Αντικαθιστώντας στην ανίσωση (4.8) την Εξ. (4.6), η συνθήκη πλαστιμότητας η οποία λαμβάνει υπόψη τα ικανοτικά κριτήρια σχεδιασμού γίνεται:

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

Εξ. (4.9)

Στους κόμβους πλήρους αντοχής, παρόλο που δεν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας, συνιστάται να εφαρμόζεται μια ιεράρχηση των επιμέρους αντοχών ώστε να αποφευχθεί η ανάπτυξη κάποιου ανεπιθύμητου ψαθυρού μηχανισμού αστοχίας λόγω της αβεβαιότητας του χρησιμοποιούμενου υλικού. Συνεπώς, όπως και στην Κατηγορία πλαστιμότητας 2, η αντοχή των κοχλιών πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη ανίσωση:

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

Εξ. (4.10)

Από την αναδιάταξη της Εξ. (4.10) μπορεί να προκύψει ένα κριτήριο παρόμοιο με αυτό της Εξ. (4.5). Όλα τα κριτήρια που αναφέρθηκαν προϋποθέτουν ότι δεν προηγείται σε καμία περίπτωση αστοχία των συγκολλήσεων, η οποία είναι μια ψαθυρή μορφή αστοχίας.

### 4.2. Παραδοχές σχεδιασμού της σύνδεσης

Η σύνδεση (βλέπε Σχ. 4.1b) αποτελείται από τα ισοδύναμα βραχέα Ταυ των σειρών κοχλιών που ανήκουν στη μετωπικά πλάκα, στο πέλμα του κορμού και τα ενισχυτικά ελάσματα, εάν υπάρχουν.

#### 4.2.1. Ενεργές σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό

Αντίθετα με τη μέθοδο του EN1993-1-8 όπου οι σειρές κοχλιών που ενεργοποιούνται υπολογίζονται από την ισορροπία με την εσωτερικώς αναπτυσσόμενη θλιπτική δύναμη, στην παρούσα μέθοδο θεωρούνται γνωστές εκ των προτέρων αφού υπό καθαρή κάμψη μπορούν εύλογα να αμεληθούν οι σειρές κοχλιών που βρίσκονται κάτω από τον κεντροβαρικό άξονα της σύνδεσης (Maris et al., 2015, Stratan et al., D'Aniello et al, 2017; Tartaglia και D'Aniello, 2017).

#### 4.2.2. Κέντρο θλίψης και μοχλοβραχίονας

Στις κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα που καλύπτονται από τις διατάξεις του ΕΝ 1993-1-8, το κέντρο θλίψης θεωρείται πως βρίσκεται στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος της δοκού ή στην άκρη της τριγωνικής ενίσχυσης για τους αντίστοιχους κόμβους. Τα αποτελέσματα από πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις έδειξαν ότι η θέση του κέντρου θλίψης εξαρτάται από τον τύπο του κόμβου και τη στροφική απαίτηση, εξαιτίας της ανάπτυξης πλαστικών μηχανισμών με διαφορετικές απαιτήσεις σε κάθε συστατικό μέρος του κόμβου. Σύμφωνα με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα που διατίθενται στη βιβλιογραφία (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012) αλλά και αυτά που προέκυψαν στο πλαίσιο του εν λόγω προγράμματος (Maris et al., 2015, Stratan et al., D'Aniello et al, 2017; Tartaglia και D'Aniello, 2017), η θέση του κέντρου θλίψης βρίσκεται: (i) στο μέσο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού για κόμβους με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα (βλέπε Σχ. 4.3a), (ii) στο κέντρο βάρους της διατομής που αποτελείται από το πέλμα της δοκού και τις νευρώσεις για τους κόμβους με ενισχυμένη μετωπική πλάκα (βλέπε Σχ. 4.3b) και (iii) στο 0.50 του ύψους της ενίσχυσης, *h*<sub>h</sub>, για τους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση (βλέπε Σχ. 4.3c).



Σχ. 4.3 Θέση του κέντρου θλίψης (κόκκινος κύκλος) για διάφορους τύπους σύνδεσης: (a) κόμβοι με μη ενισχυμένη μετωπική πλάκα (b) κόμβοι με ενισχυμένη μετωπική πλάκα (c) κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση.

#### 4.2.3. Τριγωνικές νευρώσεις σε κόμβους ίσης αντοχής

Προς το παρόν, η παρουσία τριγωνικών νευρώσεων στις μετωπικές πλάκες δεν εξετάζεται αναλυτικά στις διατάξεις του ΕΝ1993-1-8. Έτσι, ορισμένες αναλυτικές

και ημι-εμπειρικές σχέσεις που διατίθενται στη βιβλιογραφία και επαληθεύτηκαν μέσω αριθμητικών προσομοιώσεων, εισάγονται στην παρούσα μέθοδο και περιγράφονται στη συνέχεια. Η αντοχή και η δυσκαμψία της νεύρωσης υπολογίζεται από το μοντέλο ισοδύναμης ράβδου που προτάθηκε από τον Lee (2002) και φαίνεται στο Σχ. 1.2, από το οποίο υπολογίζεται το εμβαδόν της ισοδύναμης ράβδου της νεύρωσης Α<sub>e</sub> ως εξής:

$$A_{a} = \eta \cdot h_{a} \cdot t$$

Εξ. (4.11)

όπου η είναι ο συντελεστής του εμβαδού της ισοδύναμης ράβδου που ισούται με 1.5, *t* είναι το πάχος της νεύρωσης, *h*<sub>e</sub> είναι το πλάτος κάθετα στον άξονα της ράβδου (βλέπε Σχ. 1.2a) που υπολογίζεται ως εξής:

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

Εξ. (4.12)

όπου *a*, *b* και *c* είναι οι διαστάσεις της νεύρωσης που φαίνονται στο Σχ. 1.2. Σύμφωνα με τα διαθέσιμα πειραματικά και αναλυτικά δεδομένα (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012; Tartaglia et al, 2016; D'Aniello et al, 2017), η κλίση *θ* της νεύρωσης κυμαίνεται μεταξύ 30°-40°. Το κατώτερο όριο των 30° προδιαγράφεται από τις διατάξεις του AISC 358-10, ενώ το ανώτερο όριο των 40° λαμβάνεται στην παρούσα μελέτη ώστε να μειωθεί η καμπτική ροπή που ασκείται στη σύνδεση.

Οι δυνάμεις σχεδιασμού που ασκούνται στο ενισχυτικό έλασμα στη διεπιφάνεια δοκού/υποστυλώματος – ελάσματος (βλέπε Σχ. 1.2b) υπολογίζονται ως εξής:

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

Εξ. (4.13)

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

Εξ. (4.14)

όπου *d*<sub>b</sub> και *l*<sub>b</sub> είναι το ύψος και η ροπή αδράνειας της δοκού, αντίστοιχα, και *V*<sub>B,Ed</sub> είναι η διατμητική δύναμη σχεδιασμού.

Η παρουσία της νεύρωσης επηρεάζει τους πιθανούς μηχανισμούς βραχέων ταυ, οι οποίοι εξαρτώνται και από την ενδεχόμενη αστοχία ομάδας κοχλιών. Οι δύο διαφορετικές διατάξεις που εξετάζονται έχουν μία ή δύο σειρές κοχλιών πάνω από το πέλμα της δοκού. Στην πρώτη περίπτωση, το ενεργό μήκος λαμβάνεται ίσο με αυτό του ενισχυμένου πέλματος του υποστυλώματος. Στη δεύτερη περίπτωση, λόγω της συνεργασίας ομάδων κοχλιών, το ενεργό μήκος υπολογίζεται σύμφωνα με το Πράσινο Βιβλίο P398.

Τέλος, λόγω της ύπαρξης της νεύρωσης επηρεάζεται επίσης η αντοχή σε θλίψη του κορμού της δοκού. Σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8, η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του κορμού της δοκού δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (4.15)

όπου *M<sub>b,Rd</sub>* είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της εγκάρσιας διατομής της δοκού, *d<sub>b</sub>* είναι το ύψος της δοκού και *t<sub>fb</sub>* είναι το πάχος του πέλματος της συνδεόμενης δοκού.

Η Εξ. (4.15) εφαρμόζεται στην περίπτωση των κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών, όπου η μέγιστη ροπή ισούται με την πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού. Για τους κόμβους ίσης αντοχής, η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του κορμού της δοκού υπολογίζεται πιο σωστά ως εξής:

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

Εξ. (4.16)

όπου *ξb* είναι η θέση του κέντρου θλίψης, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.3b.

#### 4.2.4. Παραδοχές σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος

Η διατμητική δύναμη που ασκείται στον κορμό του υποστυλώματος (Vwp,Ed) εξαρτάται από τη θέση του κέντρου θλίψης καθώς και από το μοχλοβραχίονα zwp. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η θέση του κέντρου θλίψης και κατ' επέκταση και του μοχλοβραχίονα εξαρτάται από τον τύπο της σύνδεσης και την πλαστική παραμόρφωση του κάθε στοιχείου. Λόγω της συμπεριφοράς των νευρώσεων ως

ράβδων αυξάνεται ο μοχλοβραχίονας zwp. Συνεπώς, το φάτνωμα του κορμού που συμμετέχει στη μεταφορά της ροπής είναι μεγαλύτερο συγκριτικά με τους κόμβους με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες, και επομένως η διατμητικές δυνάμεις σχεδιασμού μειώνονται. Επομένως, η δρώσα διατμητική δύναμη στον κορμό του υποστυλώματος Vwp,Ed υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (4.17)

όπου Σ*M<sub>con,Ed</sub>* είναι το άθροισμα των ροπών κάμψεως της δοκού στην παρειά του υποστυλώματος, *V<sub>c</sub>* είναι η διατμητική δύναμη του υποστυλώματος και *z<sub>wp</sub>* είναι ο μοχλοβραχίονας. Σημειώνεται ότι μόνο για τους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση και τους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες που εξετάστηκαν, η τιμή του μοχλοβραχίονα *z<sub>wp</sub>* είναι κοντά σε εκείνη που προτείνεται από τον EN1993-1-8 (Σχ. 6.15), δηλαδή:

 $z_{wp} \Box \left( d_b + \xi b - 0.5 t_{f,b} 
ight)$  үіа ко́µβους που εξετάστηκαν με τριγωνική ενίσχυση και με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες  $z_{wp} \neq \left( d_b - t_{f,b} 
ight)$  για μη ενισχυμένους κόμβους που εξετάστηκαν

Εξ. (4.18)

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι για τους ενισχυμένους κόμβους που εξετάστηκαν, οι εσωτερικές σειρές κοχλιών είναι ανενεργές (ή ενεργοποιούνται σε μικρό βαθμό), οπότε η τιμή του μοχλοβραχίονα είναι συμβατή με το Σχ. 6.15 και τον ΕΝ1993-1-8, υπό την προϋπόθεση ότι υπολογίζεται σωστά η θέση του κέντρου θλίψης. Αντίθετα, οι μη ενισχυμένοι κόμβοι που εξετάστηκαν έχουν περισσότερες εσωτερικές σειρές κοχλιών και αλληλοεπιδρούν σημαντικά με τον κορμό του υποστυλώματος. Έτσι, στους μη ενισχυμένους κόμβους πρέπει να λαμβάνεται συνδυαστικά υπόψιν η συμπεριφορά του κορμού του υποστυλώματος και της σύνδεσης για τον υπολογισμό της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση, και επομένως και του μοχλοβραχίονα σύμφωνα με τον ΕΝ1993:1-8 (παράγραφος 6.2.7.2).

Στη συνέχεια εξετάζεται η πλαστική αντοχή σε διάτμηση του κορμού του υποστυλώματος. Σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8, η *V<sub>wp,Rd</sub>* υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (4.19)

όπου η πλαστική αντοχή σε διάτμηση του κορμού προσαυξάνεται κατά V<sub>wp,add,Rd</sub> λόγω των πλαστικών αρθρώσεων που μπορούν να αναπτυχθούν είτε στα πέλματα του υποστυλώματός ή στις πλάκες. Αυτή η απαίτηση επιτρέπει την πλαστική παραμόρφωση του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος, η οποία μπορεί να είναι αποδεκτή στην οριακή κατάσταση αστοχίας για το μη σεισμικό συνδυασμό, ενώ για το σεισμικό συνδυασμό επιτρέπεται εφόσον οι κόμβοι είναι πλάστιμοι. Σύμφωνα με τον ΕΝ1998-1 (παράγραφος 6.6.4(4)) η διατμητική παραμόρφωση του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος μπορεί να συμβάλλει μέχρι 30% στην πλαστική ικανότητα στροφής θ<sub>p</sub> του κόμβου, υπό την προϋπόθεση ότι αυτό επαληθεύεται από πειράματα. Όμως, η απαίτηση αυτή δεν είναι σύμφωνη με το κριτήριο σχεδιασμού της παραγράφου 6.6.1(1)P, σύμφωνα με το οποίο οι πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να σχηματίζονται στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα. Και στις δύο περιπτώσεις, οι γενικοί κανόνες του ΕΚ8 υπονοούν ότι για το σχεδιασμό των κόμβων (δηλαδή για κόμβους που δεν πιστοποιούνται πειραματικά), οι πλαστικές παραμορφώσεις επιτρέπεται να αναπτύσσονται στις δοκούς ή στη σύνδεση της δοκού με το υποστύλωμα, ενώ το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος πρέπει να παραμένει ελαστικό. Για το λόγο αυτό, ο όρος της διατμητικής υπεραντοχής *V*<sub>wp,add,Rd</sub> μπορεί να αμελείται αν ο σχεδιασμός στοχεύει στην αποφυγή εμφάνισης ζημιών στο υποστύλωμα, επειδή η συνεισφορά του πέλματος του υποστυλώματος ενεργοποιείται πλήρως όταν το φάτνωμα του κορμού είναι στη μετελαστική περιοχή, σε διατμητική παραμόρφωση περίπου ίση με 4 φορές την ροπή διαρροής του φατνώματος του κορμού (Brandonisio et al, 2012). Επιπλέον, εάν επιτραπεί στο φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος να αναπτύξει το Vwp,add,Rd, οι παραμένουσες παραμορφώσεις μετά από ένα σεισμό ενδέχεται να είναι σημαντικές κάτι που για ισχυρά υποστυλώματα συνεπάγεται την αύξηση κατά πολύ του κόστους αποκατάστασης. Είναι φανερό ότι, στις περισσότερες περιπτώσεις, ο κορμός του υποστυλώματος πρέπει να ενισχύεται με πρόσθετες μεταλλικές πλάκες ώστε να αυξηθεί το εμβαδόν του. Όμως, ο σκοπός αυτός μπορεί να είναι δύσκολο να επιτευχθεί σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΝ1993-1-8, ο οποίος επιβάλλει πως το πάχος του πρόσθετου ελάσματος δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το πάχος του κορμού, ενώ αμελείται η αύξηση του εμβαδού διάτμησης σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν παχύτερα ελάσματα ή που τοποθετηθεί πρόσθετο έλασμα στην άλλη πλευρά του κορμού. Ο AISC 358-16 δεν έχει αυτή την απαίτηση. Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση που διενεργήθηκαν από τους Ciutina και Dubina (2008) έδειξαν ότι η αντοχή σε διάτμηση του φατνώματος του κορμού αυξάνεται ανάλογα με το εμβαδόν διάτμησης. Έτσι, το εμβαδόν διάτμησης μπορεί να αυξηθεί κατά το συνολικό εμβαδόν των πρόσθετων ελασμάτων. Επιπλέον, το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος που έχει

ενισχυθεί με ελάσματα, έχει πολύ σταθερή συμπεριφορά, με μεγάλη πλαστιμότητα και ικανότητα στροφής μεγαλύτερη των 0.035rad.

Με βάση τα παραπάνω, στην παρούσα μέθοδο σχεδιασμού, η συνεισφορά *Vwp*,add,Rd αμελείται για τους κόμβους πλήρους και ίσης αντοχής. Επιπλέον, η επιφάνεια διάτμησης *Α*<sub>v</sub> λαμβάνεται ως η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος *Α*<sub>v,c</sub> προσαυξημένη κατά τη συνολική επιφάνεια των ενισχυτικών ελασμάτων *Α*<sub>v,p</sub>.

#### 4.3. Κατασκευαστικές απαιτήσεις

Η κατασκευή ενός φορέα χωρίζεται σε πολλές φάσεις, κάθε μια από τις οποίες πρέπει να εξετάζεται προσεκτικά. Ειδικά για φορείς που βρίσκονται σε σεισμικές περιοχές, η απαίτηση αυτή μπορεί να είναι ιδιαίτερα σημαντική. Οι κόμβοι μεταξύ των χαλύβδινων στοιχείων πρέπει να σχεδιάζονται, να κατασκευάζονται και να ανεγείρονται έτσι ώστε να αποφεύγονται ψαθυρές μορφές αστοχίας, και η κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας να είναι όλκιμος.

Οι μελετητές πρέπει να λαμβάνουν υπόψιν τις απαιτήσεις σχεδιασμού των κανονιστικών διατάξεων. Στην Ευρώπη, πρέπει να τηρούνται οι διατάξεις του ΕΝ1998 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, σε συνδυασμό με τον ΕΝ1993 για το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών και τον ΕΝ1993-1-8 για το σχεδιασμό των μεταλλικών.

Στον EN1993-1-8 ορίζονται όλες οι απαιτήσεις που σχετίζονται με την αντοχή και τη δυσκαμψία των κόμβων. Οι συνδέσεις μπορεί να είναι κοχλιωτές, συγκολλητές ή συνδυασμός των ανωτέρω.

Οι κοχλιωτές συνδέσεις σχεδιάζονται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3 του ΕΝ1993-1-8. Στον Πίνακα 3.1 σημειώνονται οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής για κάθε κατηγορία κοχλιών. Στον Πίνακα 3.3 ορίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών και από τα άκρα, ώστε να εξασφαλιστεί επαρκής αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας. Οι κόμβοι σχεδιάζονται με τη μέθοδο των συστατικών μερών όπου αρχικά υπολογίζονται οι αντοχές των επιμέρους συστατικών μερών των κόμβων. Στη συνέχεια, επιλέγεται ως κρίσιμος ένας όλκιμος μηχανισμός αστοχίας (π.χ. σύνθλιψη άντυγας κοχλία, διαρροή ελάσματος).

Τα κριτήρια σχεδιασμού των συγκολλητών κόμβων περιγράφονται στο Κεφάλαιο 4 του EN1993-1-8. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, οι συγκολλητές συνδέσεις συνήθως πρέπει να είναι πλήρους αντοχής ώστε να αποφευχθεί η αστοχία της συγκόλλησης (ψαθυρός μηχανισμός αστοχίας).

Κατά το σχεδιασμό, οι μηχανικοί πρέπει να λαμβάνουν υπόψιν τις διαθέσιμες κατασκευαστικά διαστάσεις και χαρακτηριστικά του χάλυβα. Για παράδειγμα,

συνήθως κατασκευάζονται ελάσματα πάχους 10 ή 12mm, οπότε συνιστάται να μην χρησιμοποιούνται ελάσματα πάχους 11mm, ώστε να περιοριστεί κατά το δυνατό η κατεργασία των ελασμάτων.

Προδιαγραφές για τη δυσθραυστότητα του χάλυβα και τις ιδιότητες κατά την έννοια του πάχους δίνονται στον ΕΝ 1993-1-10. Ο ΕΝ 1993-1-10 παρέχει κατευθύνσεις για την επιλογή της ποιότητας του χάλυβα ώστε να έχει επαρκή αντοχή έναντι ψαθυρής θραύσης και κατάλληλες ιδιότητες κατά την έννοια του πάχους για συγκολλητά στοιχεία, σε περίπτωση που υπάρχει κίνδυνος πλακοειδούς απόσχισης, για κατασκευές που εκτελούνται σύμφωνα με τον ΕΝ 1090-2.

Λεπτομερείς πληροφορίες για τους κανόνες του EN 1993-1-10 που αφορούν στη δυθραυστότητα του χάλυβα δίνονται από τον Nussbaumer et al (2011). Σύμφωνα με αυτό το εγχειρίδιο σχεδιασμού, η τιμή σ<sub>Ed</sub> = 0.75 f<sub>y</sub>(t) αντιστοιχεί στη μέγιστη πιθανή "συχνή τάση", όπου για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχει θεωρηθεί διαρροή της ακραίας ίνας της διατομής (σ<sub>Ed</sub> = fy(t) /1.35 = 0.75 fy(t)). Συνεπώς, η τιμή σ<sub>Ed</sub> = 0.75 f<sub>y</sub>(t) η οποία δίνεται από τον EN 1993-1-10, αντιστοιχεί στην περίπτωση της διαρροής της διατομής, και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επιλογή πάχους και ποιότητας χάλυβα για το σεισμικό σχεδιασμό.

Η μεθοδολογία του Κεφαλαίου 2 του ΕΝ1993-1-10 πρέπει να χρησιμοποιείται για την επιλογή υλικού σε νέες κατασκευές. Οι διατάξεις πρέπει να χρησιμοποιούνται για την επιλογή κατάλληλης ποιότητας χάλυβα μεταξύ των προϊόντων που αναφέρονται στον ΕΝ1993-1-1.

Η επιλογή της κατηγορίας ποιότητας θα γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του EN1993-1-10, ανάλογα με τις συνέπειες της πλακοειδούς απόσχισης. Ανάλογα με την κατηγορία ποιότητας, όπως επιλέγεται από τον Πίνακα 3.1, θα πρέπει είτε να επιλεχθούν κατάλληλες ιδιότητες κατά την έννοια του πάχους του ελάσματος σύμφωνα με τον EN10164, είτε να γίνει επιθεώρηση μετά την παραγωγή για να διαπιστωθεί εάν αναπτύχθηκε πλακοειδής απόσχιση.

Οδηγίες για την αποφυγή πλακοειδούς απόσχισης κατά τη συγκόλληση δίνονται στο EN1011-2.

Ορισμός στο Εθνικό Προσάρτημα επιτρέπεται για τις παραγράφους που αναφέρονται στον πρόλογο του ΕΝ 1993-1-10.

Σχεδιαστές και κατασκευαστές πρέπει να συνεργάζονται στενά ώστε να εξασφαλίσουν την ακρίβεια και την σαφήνεια των σχεδίων, τα οποία θα πρέπει να δείχνουν τις λεπτομέρειες των συνδέσεων, τα μεγέθη και τις ποιότητες των κοχλιών και των συγκολλήσεων, καθώς και τις ποιότητες χάλυβα των στοιχείων όπως ορίζονται στον ΕΝ 1998-1. Σε κάποιες περιπτώσεις, ο μελετητής δεν μπορεί να εντοπίσει ότι αυτό που έχει σχεδιάσει δεν μπορεί να κατασκευαστεί στην πραγματικότητα, π.χ. λόγω ανεπαρκούς χώρου για την πραγματοποίηση της συγκόλλησης. Συχνά απαιτούνται πολλές συναντήσεις ώστε και οι δύο ομάδες να

είναι ικανοποιημένες με τα σχέδια, ο σχεδιασμός να είναι σωστός και ο φορέας να μπορεί να κατασκευαστεί.

Η κατασκευή των στοιχείων, συμπεριλαμβανομένης και της συναρμολόγησης, η μεταφορά και η ανέγερση στο έργο, πρέπει να οργανώνονται προσεκτικά έτσι ώστε να διασφαλίζεται η επαρκής τελική ποιότητα του έργου.

Η εκτέλεση των κατασκευών πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τους κατάλληλους κανονισμούς, δηλαδή τον ΕΝ1090-2 στην Ευρώπη και τον AISC 303-10 στις ΗΠΑ, οι οποίοι θέτουν τις ελάχιστε απαιτήσεις. Βασιζόμενοι στην εμπειρία τους, κάποιοι κατασκευαστές μπορούν να επιλέξουν να θέσουν αυστηρότερες προδιαγραφές, έτσι ώστε να αποφύγουν γνωστά προβλήματα που συχνά εμφανίζονται κατά την ανέγερση.

## 5. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΗΣ-ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΝ1993-1-8

#### 5.1. Γενικά

Η καμπύλη σχεδιασμού ροπής-στροφής ενός κόμβου μπορεί να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψιν τις ιδιότητες των συστατικών μερών του σύμφωνα με τον EN1993-1-8. Για τον υπολογισμό της πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν τα συστατικά μέλη του κόμβου που συνεισφέρουν στην αντοχή και στη στροφική ικανότητα. Κάθε ένα από τα συνδεόμενα μέλη προσομοιώνεται με ένα ελατήριο με ελαστικήαπολύτως πλαστική συμπεριφορά δύναμης-παραμόρφωσης (F-Δ). Τα ελατήρια αυτά έπειτα συνδέονται μεταξύ τους και με τη χρήση άκαμπτων συνδέσμων ώστε να διαμορφωθεί το πλήρες προσομοίωμα και να καθοριστεί η απόκριση του κόμβου σε όρους δυσκαμψίας και αντοχής, με την τελευταία να καθορίζεται από την αντοχή του ασθενέστερου μέλους. Το κέντρο θλίψης θεωρείται ότι βρίσκεται στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος της δοκού. Στον EN1993-1-8 η κράτυνση και η γεωμετρική μη γραμμικότητα αμελούνται.

Σύμφωνα με τον EN1993-1-8, η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή ενός κοχλιωτού κόμβου μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

1. Υπολογισμός αντοχής κάθε σειράς κοχλία εντός της εφελκυόμενης περιοχής.

2. Έλεγχος αν η συνολική εφελκυστική δύναμη μπορεί να αναπτυχθεί. Η αντοχή σε εφελκυσμό μπορεί να περιορίζεται λόγω της αντοχής του φατνώματος του κορμού σε διάτμηση ή της αντοχής της θλιβόμενης ζώνης της σύνδεσης (π.χ. λόγω της θλίψης του πέλματος της δοκού ή της σύνθλιψης ή της κύρτωσης του κορμού του υποστυλώματος).

3. Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού σε ροπή *Μ*<sub>j,Rd</sub> ως το άθροισμα των εφελκυστικών δυνάμεων επί τους αντίστοιχούς μοχλοβραχίονες:

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

Εξ. (5.1)

όπου *F*<sub>tr,Rd</sub> είναι η ενεργός αντοχή σε εφελκυσμό της σειράς κοχλιών *r*, *h*<sub>r</sub> είναι η απόσταση της σειράς κοχλιών *r* από το κέντρο θλίψης και *r* είναι ο αριθμός της σειράς κοχλιών.

Επειδή η αντοχή σε εφελκυσμό μίας σειράς κοχλιών μπορεί να περιοριστεί λόγω των δυνάμεων που δρουν στις άλλες σειρές κοχλιών μιας ομάδα, η αντοχή μιας μεμονωμένης σειράς σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή που θα μπορούσε δυνητικά να αναπτυχθεί. Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό *F*tr,Rd κάθε σειράς κοχλιών πρέπει να προσδιορίζεται διαδοχικά, ξεκινώντας από

την πλέον απομακρυσμένη από το κέντρο θλίψης σειρά κοχλιών μέχρι να επιτευχθεί ισορροπία με την αντοχή σε θλίψη. Επιπλέον, η αντοχή *F*<sub>tr,Rd</sub> κάθε σειράς κοχλιών πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

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

Εξ. (5.2)

όπου *F*<sub>t,fc,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού του πέλματος του υποστυλώματος και των κοχλιών του σε εφελκυσμό, *F*<sub>t,wc,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού του υποστυλώματος, *F*<sub>t,ep,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού της μετωπικής πλάκας και των κοχλιών της σε εφελκυσμό και *F*<sub>t,wb,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό σε εφελκυσμό.

Επιπλέον, για να εξασφαλίζεται η ισορροπία της πλαστικής κατανομής των δυνάμεων κάθε σειράς κοχλιών, η συνολική αντοχή  $\sum_{r} F_{tr,Rd}$  πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

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

Εξ. (5.3)

όπου V<sub>wp,Rd</sub> είναι η πλαστική αντοχή σε διάτμηση του κορμού του υποστυλώματος, *F*<sub>c,wc,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη και *F*<sub>c,fb,Rd</sub> είναι η αντοχή σχεδιασμού του πέλματος και του κορμού της δοκού σε θλίψη.

Γενικά, η στροφή των ημιάκαμπτων κόμβων με κοχλιωτή σύνδεση και μετωπική πλάκα, προκαλείται κυρίως λόγω της παραμόρφωσης της εφελκυόμενης ζώνης της σύνδεσης, η οποία προκαλείται από την παραμόρφωση του πέλματος του υποστυλώματος και της μετωπικής πλάκας και την επιμήκυνση των κοχλιών. Η εφελκυόμενη ζώνη προσομοιώνεται με τη μέθοδο των ισοδύναμων «βραχέων ταυ», δηλαδή με δύο στοιχεία σχήματος Τ, τα οποία συνδέονται μέσω των πελμάτων τους μέσω μίας ή περισσότερων σειρών κοχλιών. Η ισοδυναμία μεταξύ του βραχέως ταυ και του αντίστοιχου στοιχείου, επιτυγχάνεται μέσω του ισοδύναμου μήκους (*l*eff), το οποίο επί της ουσίας μετατρέπει τις πραγματικές μορφές αστοχίας (κυκλικές και μη) σε ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ. Ανάλογα με τη γεωμετρία του κόμβου, μπορούν να λαμβάνονται διαφορετικές μορφές αστοχίας, κάθε μία από τις οποίες οδηγεί σε διαφορετικό ισοδύναμο μήκος του βραχέος ταυ. Το μικρότερο μήκος δίνει τη μικρότερη αντοχή, οπότε αυτή λαμβάνεται ως η αντοχή της σειράς κοχλιών. Η απόσταση του κοχλία από το έλασμα (δηλαδή το πέλμα ή τον κορμό της δοκού, την τριγωνική ενίσχυση κλπ) επηρεάζει σημαντικά

την αντοχή του ισοδύναμου βραχέος ταυ. Όσο πιο κοντά βρίσκεται ο κοχλίας στο ενισχυτικό έλασμα, τόσο αυξάνεται η αντοχή του βραχέος ταυ. Αντίθετα, εάν οι κοχλίες είναι κοντά σε μη ενισχυμένη παρειά, μειώνεται το μήκος και η αντοχή του βραχέος ταυ. Στον ΕΝ1993 δίνεται το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ για μεμονωμένες σειρές κοχλιών καθώς και για ομάδες κοχλιών. Ωστόσο δεν αναφέρεται ξεκάθαρα το ενεργό μήκος για τις σειρές κοχλιών που βρίσκονται πάνω από πέλμα της δοκού, στην περίπτωση των κόμβων με ενισχυμένη μετωπική πλάκα και εξωτερική σειρά κοχλιών.

Μετά τον καθορισμό του ισοδύναμου μήκους, η αντοχή του βραχέος ταυ υπολογίζεται ως η ελάχιστη που προκύπτει για τους τρεις μηχανισμούς αστοχίας που φαίνονται στο Σχ. 5.1:

Μηχανισμός αστοχίας 1: πλαστικοποιείται πλήρως το πέλμα ενώ οι κοχλίες δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό αστοχίας (βλέπε Σχ. 5.1a).

Μηχανισμός αστοχίας 2: πλαστικοποιείται το πέλμα και αστοχούν οι κοχλίες (βλέπε Σχ. 5.1b).

Μηχανισμός αστοχίας 3: αστοχούν οι κοχλίες ενώ δεν πλαστικοποιείται κανένα τμήμα του βραχέως ταυ (βλέπε Σχ. 5.1c).

Η αρχική στροφική δυσκαμψία S<sub>j,ini</sub> υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΝ1993 λαμβάνοντας υπόψιν τη δυσκαμψία των βασικών συστατικών μερών ως εξής:

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

Εξ. (5.4)

όπου *E* είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα; *k*<sub>i</sub> είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού συστατικού μέρους *i*, *z* είναι ο μοχλοβραχίονας, και μ είναι ο λόγος δυσκαμψίας που εξαρτάται από το λόγο της δρώσας ροπής προς την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του κόμβου.

Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 55 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.



Σχ. 5.1 Μηχανισμοί αστοχίας συνδέσεων βραχέως ταυ

# 5.2. Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με τριγωνική ενίσχυση σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8

Στην παράγραφο αυτή συγκρίνονται οι καμπύλες ροπής-στροφής του ΕΝ1993-1-8 με τα πειραματικά αποτελέσματα καθώς και με την τροποποιημένη σχέση που βασίζεται σε εκείνη του ΕΝ1993-1-8 που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο του προγράμματος EQUALJOINTS. Οι βασικές διαφορές της τροποποιημένης με τη βασική σχέση είναι οι ακόλουθες:

- η θέση του κέντρου θλίψης
- το πλήθος των ενεργών κοχλιών
- η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος
- η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος και του κορμού της δοκού

Σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8, για αρνητικές ροπές το κέντρο θλίψης σε κόμβους με εξωτερική σειρά κοχλιών και τριγωνική ενίσχυση βρίσκεται στο μέσο του πέλματος της τριγωνικής ενίσχυσης. Οι αριθμητικές προσομοιώσεις που διενεργήθηκαν (Maris et al., 2015 και Stratan et al., 2016) έδειξαν ότι το κέντρο θλίψης βρίσκεται αρκετά ψηλότερα, περίπου στο 50% του ύψους της ενίσχυσης. Στην τροποποιημένη μέθοδο σχεδιασμού, το κέντρο θλίψης για αρνητικές ροπές λαμβάνεται στο μέσο του άνω πέλματος της δοκού.

Η δεύτερη διαφοροποίηση αφορά τους ενεργούς κοχλίες. Στην τροποποιημένη μέθοδο σχεδιασμού, θεωρείται ότι μόνο οι σειρές κοχλιών που βρίσκονται πάνω από το μισό ύψος της διατομής της δοκού (χωρίς την ενίσχυση) ενεργοποιούνται υπό αρνητικές ροπές. Αντίστοιχα, υπό θετικές ροπές μόνο οι σειρές κοχλιών που

βρίσκονται κάτω από το μέσο της διατομής της δοκού (συμπεριλαμβανομένης της ενίσχυσης) θεωρούνται ως ενεργές.

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.6.1 (6) του ΕΝ1993-1-9, όταν ο κορμός του υποστυλώματος ενισχύεται με την προσθήκη ενισχυτικών ελασμάτων, η επιφάνεια διάτμησης *A<sub>vc</sub>* μπορεί να αυξηθεί κατά b<sub>s</sub>·t<sub>wc</sub> (όπου b<sub>s</sub> είναι το πλάτος του ενισχυτικού ελάσματος και t<sub>wc</sub> είναι το πάχος του κορμού του υποστυλώματος). Αν τοποθετηθεί και πρόσθετο ενισχυτικό έλασμα στην άλλη πλευρά του κορμού, δεν επιτρέπεται να γίνει περαιτέρω αύξηση της επιφάνειας διάτμησης. Στο πλαίσιο του προγράμματος EQUALJOINTS, για τον υπολογισμό της αντοχής σε διάτμηση λαμβάνεται υπόψιν το συνολικό εμβαδόν των ενισχυτικών ελασμάτων που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση του κορμού του υποστυλώματος.

Για τις δοκούς που ενισχύονται με τριγωνική ενίσχυση, ο ΕΝ1993-1-8 ορίζει την αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος και του κορμού της δοκού λαμβάνοντας υπόψιν τη διατομή που σχηματίζεται από τη δοκό και την ενίσχυση, αμελώντας το πέλμα της δοκού που βρίσκεται ενδιάμεσα (Τομή 1-1 στο Σχ. 5.2). Με την παραδοχή αυτή δεν λαμβάνεται υπόψιν η αντοχή της δοκού στο άκρο της ενίσχυσης (Τομή 2-2 στο Σχ. 5.2), όπου αναμένεται να αναπτυχθεί η πλαστική άρθρωση. Συνεπώς, αντί για την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού  $M_{c,Rd}$  που ορίζεται στην παράγραφο 6.2.6.7 του ΕΝ1993-1-8, η τροποποιημένη μέθοδος λαμβάνει υπόψη την πλαστική ροπή της δοκού, προβαλλόμενη στην παρειά του υποστυλώματος  $M_{pl,Rd}^*$ , η οποία υπολογίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

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



Σχ. 5.2 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε κόμβους με τριγωνική ενίσχυση

Η πλαστική άρθρωση θεωρείται απλοποιητικά ότι αναπτύσσεται στο άκρο της τριγωνικής ενίσχυσης (s<sub>h</sub>). Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται σε απόσταση περίπου ίση με 0.3 φορές το ύψος της δοκού μακριά από το άκρο της ενίσχυσης.

Δεδομένου ότι στους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση το φάτνωμα του κορμού και η σύνδεση συμπεριφέρονται ελαστικά, τα πειραματικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αναλυτικά μόνο όσον αφορά τη δυσκαμψία. Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων αξιοποιούνται οι καμπύλες ροπής – ανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου (M<sub>cf</sub>-θ) που φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα. Η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου υπολογίζεται αθροίζοντας την στροφή του κόμβου (που υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8) με την ελαστική στροφή του δοκιμίου που οφείλεται στη διατμητική και καμπτική δυσκαμψία των μελών. Η αντοχή σε ροπή του κόμβου υπολογίζεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1993-1-8, χρησιμοποιώντας τις διαστάσεις και ιδιότητες υλικού που μετρήθηκαν. Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας των υλικών λαμβάνονται ίσοι με 1.0.

Στα Σχ. 5.3, 5.4 και 5.5 φαίνονται τα πειραματικά αποτελέσματα για τα δοκίμια EH1-TS35, EH1-TS45 και EH2-TS35 καθώς και αυτά που προκύπτουν από τις αναλυτικές σχέσεις. Παρατηρείται ότι η μέθοδος του EN1993-1-8 ("EC3") τείνει να υπερεκτιμά την αντοχή σε ροπή του κόμβου και υπό θετικές και υπό αρνητικές ροπές, αφού κατά τον υπολογισμό της δε λαμβάνεται υπόψη η καμπτική αντοχή της δοκού στο άκρο της ενίσχυσης. Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του κόμβου που προκύπτει από την τροποποιημένη μέθοδο του EN1993-1-8 ("EC3-M") είναι πιο κοντά στα πειραματικά αποτελέσματα. Όσον αφορά την αρχική κλίση του διαγράμματος, τα αποτελέσματα που προκύπτουν και από τις δύο μεθόδους είναι ικανοποιητικά, ωστόσο δεν προσομοιώνεται ικανοποιητικά η μείωση της δυσκαμψίας για ροπές μεταξύ 2/3Μ<sub>j,Rd</sub> και Μ<sub>j,Rd</sub> σε κόμβους πλήρους αντοχής.



Σχ. 5.3 Πειραματικές και αναλυτικές καμπύλες για τα δοκίμια ΕΗ1-ΤS35





Σχ. 5.4 Πειραματικές και αναλυτικές καμπύλες για τα δοκίμια ΕΗ1-ΤS45



Σχ. 5.5 Πειραματικές και αναλυτικές καμπύλες για τα δοκίμια EH2-TS35

#### 5.3. Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8

Τα πειράματα διενεργήθηκαν σε κόμβους που περιλαμβάνουν μία ή δύο συνδέσεις. Οι αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό της καμπύλης ροπήςανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου συγκρίνονται με τα πειραματικά αποτελέσματα. Η ροπή υπολογίζεται στη διεπιφάνεια του πέλματος του υποστυλώματος και της μετωπικής πλάκας. Η αντοχή της σύνδεσης υπολογίζεται θεωρώντας ως ενεργές τις σειρές κοχλιών που βρίσκονται πάνω από τον οριζόντιο άξονα συμμετρίας της σύνδεσης (ουσιαστικά πρόκειται για τις σειρές κοχλιών εξωτερικά της δοκού καθώς και μία σειρά κοχλιών εσωτερικά που βρίσκεται κοντά στο πέλμα της δοκού). Λόγω της διάτμησης του κορμού του υποστυλώματος προκαλούνται επιπλέον παραμορφώσεις οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με την Παράγραφο 4.2.4. Η απόκριση του κόμβου (καμπύλη Μ<sub>b,Ed</sub>-φ<sub>i</sub>), σύμφωνα με τον ορισμό του EN1993-1-8 υπολογίζεται ως το άθροισμα των φc και γ ώστε να προκύψειτο φj. Η συνολική απόκριση των δοκιμίων καταγράφεται σε όρους Μ<sub>b,Ed</sub>-θ όπου το θ είναι η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου (ή γωνία στροφής χορδής) που υπολογίζεται διαιρώντας την παραμόρφωση στο άκρο της δοκού με το μήκος της δοκού. Για τον υπολογισμό του θ από τις αναλυτικές σχέσεις αθροίζονται η στροφή της δοκού, η ελαστική στροφή του υποστυλώματος και η στροφή του κόμβου φ<sub>c</sub>. Σε όλες τις περιπτώσεις, η αντοχή της δοκού στο άκρο της ενίσχυσης, M<sup>\*</sup><sub>pl.Rd</sub>, (εκεί δηλαδή που αναμένεται να σχηματιστεί η πλαστική άρθρωση) προβάλλεται στην παρειά του υποστυλώματος, όπως και στους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση.

Με τις αναλυτικές σχέσεις υπολογίζεται ικανοποιητικά η δυσκαμψία και η αντοχή της σύνδεσης, όπως φαίνεται στα ακόλουθα Σχ. 5.6 – 5.26:



Σχ. 5.6 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES1-TS-E - δοκιμή C1

60 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.







Σχ. 5.8 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES1-TS-Esp – δοκιμή C



Σχ. 5.9 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES1-TS-F – δοκιμή C1



Σχ. 5.10 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES1-TS-F – δοκιμή C2









Σχ. 5.12 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES1-XS-E – δοκιμή C2



Σχ. 5.13 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-TS-Ε – δοκιμή C1

62 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.







Σχ. 5.15 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον EN1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-TS-Esp – δοκιμή C



Σχ. 5.16 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-TS-F – δοκιμή C1



Σχ. 5.17 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον EN1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-TS-F – δοκιμή C2

Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 63 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.



Σχ. 5.18 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-TS-F – δοκιμή CA



Σχ. 5.19 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-XS-Ε – δοκιμή C1



Σχ. 5.20 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES2-XS-Ε – δοκιμή C2

64 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.



Σχ. 5.21 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES3-TS-Ε – δοκιμή C1



Σχ. 5.22 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον EN1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES3-TS-E joints - test C2



Σχ. 5.23 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον EN1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES3-TS-Esp – δοκιμή C



Σχ. 5.24 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES3-TS-F – δοκιμή C1






Σχ. 5.26 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου ES3-TS-F – δοκιμή Μ

# 5.4. Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8

Τα πειράματα διενεργήθηκαν σε κόμβους που περιλαμβάνουν μία ή δύο συνδέσεις. Οι αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό της καμπύλης ροπήςανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου συγκρίνονται με τα πειραματικά αποτελέσματα. Η ροπή υπολογίζεται στη διεπιφάνεια του πέλματος του υποστυλώματος και της μετωπικής πλάκας. Η αντοχή του κόμβου (σύνδεση και φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος) υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 (παράγραφος 6.2.7.2). Η στροφή του κόμβου υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 (παράγραφος 6.3.1). Η συνολική απόκριση των δοκιμίων καταγράφεται σε όρους *M*<sub>b,Ed</sub>-θ όπου το θ είναι η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου (ή γωνία στροφής χορδής) που υπολογίζεται διαιρώντας την παραμόρφωση στο άκρο της δοκού με το μήκος της δοκού. Για τον υπολογισμό του θ από τις αναλυτικές σχέσεις αθροίζονται η στροφή της δοκού, η ελαστική στροφή του υποστυλώματος και η στροφή του κόμβου φ<sub>c</sub>. Οι αναλυτικές σχέσεις προβλέπουν ικανοποιητικά τη δυσκαμψία και την αντοχή της σύνδεσης, όπως φαίνεται στα Σχ. 5.27 – 5.49:



Σχ. 5.27 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-Ε – δοκιμή υπό μονοτονική φόρτιση



Σχ. 5.28 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-Ε – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.29 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-Ε – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.30 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-Ρ – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.31 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-Ρ – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.32 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΤΒ-ΡΡ – δοκιμή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.33 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε2-ΤΒ-Ε – δοκιμή υπό μονοτονική φόρτιση



Σχ. 5.34 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον EN1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου of E2-TB-E – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.35 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε2-ΤΒ-Ε – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.36 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε2-ΤΒ-Ρ – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.37 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε2-ΤΒ-Ρ – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.38 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε2-TB-P – δοκιμή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση – σφυρηλάτηση



Σχ. 5.39 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε3-ΤΒ-Ε – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.40 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε3-ΤΒ-Ε – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.41 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε3-TB-Ε – δοκιμή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση Equaljoints



Σχ. 5.42 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε3-TB-P – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 5.43 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε3-ΤΒ-Ρ – δοκιμή 2 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση











Σχ. 5.45 Καμπύλη ροπής-στροφής σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8 και πειραματικά αποτελέσματα κόμβου Ε1-ΧW-Ρ – δοκιμή 1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση





Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 71 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.









Δεξιά πλευρά







Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις αναλυτικές σχέσεις του EN1993-1-8 για την εκτίμηση της αντοχής σε ροπή και της δυσκαμψίας είναι κοντά στα πειραματικά αποτελέσματα, για όλα τα είδη συνδέσεων και τους κόμβους που εξετάστηκαν. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για το φάτνωμα του κορμού, εφόσον το ύψος του είναι ίσο με το μέγιστο διατεμνόμενο ύψος όπως υπολογίζεται με βάση την παράγραφο 6.2.7.2 του EN1993-1-8. Αντίθετα, εάν η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος υπολογίζεται θεωρώντας ότι το ύψος

του φατνώματος ισούται με την κεντροβαρική απόσταση των πελμάτων της δοκού (σύμφωνα με το Σχ. 6.15 του EN1993-1-8) τότε τα αποτελέσματα είναι κατά της ασφαλείας. Επομένως σε κόμβους όπου η συνεισφορά της εσωτερικής σειράς κοχλιών είναι σημαντική, η απλοποιημένη μέθοδος του Σχ. 6.15 του EN1993-1-8 πρέπει να αποφεύγεται.

# 5.5. Καμπύλες ροπής-στροφής κόμβων με απομειωμένη διατομή δοκού

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι κόμβοι με απομειωμένη διατομή δοκού (RBS) εξετάστηκαν στο πλαίσιο της διερεύνησης της συμπεριφοράς συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος μεγάλων διατομών. Αποτελούν μία ξεχωριστή κατηγορία που δεν σχετίζεται απευθείας με τις υπόλοιπες περιπτώσεις κόμβων που εξετάστηκαν προηγουμένως (δηλαδή τους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση, τους κόμβους με μη ενισχυμένη ή με ενισχυμένη μετωπική πλάκα). Στα Σχ. 5.50 και 5.51 παρουσιάζεται η απόκριση των δοκιμίων SP2 και SP4 σε όρους κεντροβαρικής ροπής-ανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου (ως ποσοστό του ύψους του ορόφου).



Σχ. 5.50 Καμπύλη ροπής-στροφής κόμβου με RBS – δοκίμιο SP2

Στο δοκίμιο SP2 αναπτύχθηκε μέγιστη δύναμη ίση με 293 kips (1.303,33 kN) κατά τη διάρκεια του κύκλου φόρτισης σε 4% ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου. Η ελαστική δυσκαμψία του δοκιμίου ήταν περίπου 75 k/in (13.13 kN/mm). Η απόκριση του δοκιμίου ήταν ελαστική έως ανηγμένη σχετική παραμόρφωση μεγαλύτερη του 1% και η έντονα μετελαστική συμπεριφορά ξεκίνησε σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση 2%. Σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση και ο τοπικός λυγισμός του πέλματος έγινε εμφανής σε 4% ανηγμένη σχετική

παραμόρφωση. Με τους δύο κύκλους σε 4% ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ολοκληρώθηκε το πρωτόκολλο της δοκιμής, και ακολούθησαν πέντε πλήρεις κύκλοι φόρτισης σε 5% ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου, όπου πλέον παρατηρήθηκε πτώση της αντοχής και έντονος τοπικός λυγισμός στα πέλματα και στον κορμό, μέχρι την αστοχία λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης. Στον τελευταίο κύκλο, και σημειώθηκε θραύση και στα δύο πέλματα της δοκού στη θέση του RBS, εξαιτίας του έντονου τοπικού λυγισμού.

Όπως παρατηρείται από την καμπύλη απόκρισης του SP2 για ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου ίση με 4% η ροπή που αναπτύσσεται στο δοκίμιο υπερβαίνει το 80% της ονομαστικής πλαστικής αντοχής σε ροπή M<sub>p</sub>. Το ίδιο ισχύει και για ανηγμένη σχετική παραμόρφωση 5%. Επομένως ικανοποιούνται τα κριτήρια που ορίζονται στην Παράγραφο E3.6 του AISC 341-10 (2010). Μετά τους αρχικούς κύκλους, η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου οφείλεται κατά κύριο λόγο στις ανελαστικές παραμορφώσεις. Καθώς αυξάνονται οι παραμορφώσεις, παρατηρείται η διαρροή της διατομής RBS και στη συνέχεια ο σχηματισμός εκεί της πλαστικής άρθρωσης, με αποτέλεσμα το μεγαλύτερο μέρος της στροφής να αναπτύσσεται στην απομειωμένη διατομή. Στην αρχή της δοκιμής, που η απόκριση είναι κυρίως ελαστική, η συνεισφορά του φατνώματος του κορμού είναι σημαντική. Αυτό όμως μειώνεται σταδιακά όσο αυξάνει η πλαστικοποίηση του κόμβου, οπότε η απόδοση της ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στο RBS.



Σχ. 5.51 Καμπύλη ροπής-στροφής κόμβου με RBS – δοκίμιο SP4

Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρήθηκε για το δοκίμιο SP4, για το οποίο ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία όπως και στο SP2, που βασίζεται στον AISC 341-10 (2010). Η δοκιμή διενεργήθηκε για ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου περίπου 4% και στη συνέχεια τερματίστηκε λόγω πλευρικής

αστάθειας, που είχε ως αποτέλεσμα να αναπτυχθούν σημαντικές παραμορφώσεις εκτός επιπέδου καθώς και σημαντικές στρεπτικές παραμορφώσεις στην υψίκορμη δοκό.

Η συμπεριφορά του δοκιμίου ήταν ελαστική μέχρι ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου μεγαλύτερη από 1%, και η έντονα ανελαστική συμπεριφορά άρχισε σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση 2%. Η διαρροή και ο τοπικός λυγισμός του κορμού εμφανίστηκε σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση περίπου 3% ενώ ο τοπικός λυγισμός του πέλματος σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση περίπου 4%, όπου και μειώθηκε σημαντικά η αντοχή και έγινε ακόμα πιο έντονος ο λυγισμός του κορμού. Η δοκιμή σταμάτησε σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση περίπου 4%, όπου κορμού. Η δοκιμή σταμάτησε σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση περίπου 4%.

Όπως και στην περίπτωση του δοκιμίου SP2, και για το SP4 η αντοχή της σύνδεσης σε ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου 4% ήταν μεγαλύτερη από το 80% της πλαστικής ροπής αντοχής της δοκού. Βέβαια στο Σχ. 5.51 φαίνεται η ροπή όπως υπολογίζεται στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος, σύμφωνα με τον AISC 341-10, για αυτό φαίνεται να υπερβαίνει σημαντικά το M<sub>p</sub>, οπότε στην πραγματικότητα η διατιθέμενη υπεραντοχή είναι μικρότερη. Ο λόγος της δρώσας ροπής στο RBS προς την ονομαστικής αντοχής του RBS είναι μεγαλύτερος από το 80% της ονομαστικής πλαστικής αντοχής.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στην Παράγραφο Κ2.8 του AISC 341-10 (2010) τα κριτήρια σχεδιασμού για την πιστοποίηση συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος αφορούν και την αντοχή αλλά και την ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου. Σε πλαίσια παραλαβής ροπής, η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση του δοκιμίου πρέπει να είναι τουλάχιστον 4% σε τουλάχιστον έναν πλήρη κύκλο φόρτισης. Το κριτήριο της αντοχής είναι ότι, για 4% ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ουλάχιστον ίση με 0.80M<sub>p</sub>. Όπως φαίνεται από τα παραπάνω αποτελέσματα, η απόκριση του δοκιμίου SP2 ικανοποιεί αυτές τις απαιτήσεις.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η χρήση πλευρικών εξασφαλίσεων στην περιοχή του RBS μπορεί να είχε δυσμενείς επιπτώσεις στην πιστοποίηση των δοκιμίων, οι οποίες δεν είχαν ληφθεί υπόψη παλιότερα. Στον AISC 358-10 γίνεται αναφορά στους περιορισμούς της πιστοποίησης για τη δοκό των συνδέσεων με RBS. Οι περιορισμοί που αφορούν στις πλευρικές εξασφαλίσεις αναφέρονται στην παράγραφο 5.3.1(7), σύμφωνα με την οποία υπάρχει μια εξαίρεση στην απαίτηση πλευρικής εξασφάλισης στην RBS, με αφορμή συστήματα που στη δοκό τους εδράζεται πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.

## 6. ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΟΜΒΩΝ

Οι παράμετροι συμπεριφοράς των κόμβων που αναφέρονται στις ακόλουθες παραγράφους υπολογίζονται σύμφωνα με την διαδικασία που περιγράφεται στο Σχ. 6.1. Συγκεκριμένα για κόμβους με τριγωνική ενίσχυση και με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες οι παράμετροι συμπεριφοράς αναφέρονται στο Σχ.6.1a, το οποίο είναι σε συμφωνία με ΕΝ1998-1. Πράγματι, για αυτούς τους τύπους κόμβων η κύρια πηγή απορρόφησης είναι η δοκός που επηρεάζεται από το σχήμα και τις λεπτομέρειες των ενισχύσεων (δηλ. τριγωνική ενίσχυση και τριγωνικό έλασμα) ενώ οι παράμετροι χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της σύνδεσης δοκού υποστυλώματος. Για κόμβους με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες η παραμόρφωση οφείλεται κυρίως στη σύνδεση και το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος. Επομένως, οι παράμετροι συμπεριφοράς υπολογίζονται μόνο σε όρους στροφής του κόμβου σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-8, όπως φαίνεται στο Σχ. 6.1b. Αυτό εξηγεί επίσης και τα διαφορετικά σύμβολα που υιοθετήθηκαν για τον προσδιορισμό των διαφορετικών παραμέτρων απόκρισης.



Σχ. 6.1: Ορισμός των παραμέτρων συμπεριφοράς: a) σε όρους συνολικής γωνία στροφής χορδής (γωνιακή παραμόρφωση ορόφου) σύμφωνα με AISC341-16 και EN1998-1, b) σε όρους στροφής του κόμβου (δηλ. σύνδεση + φάτνωμα κορμού υποστυλώματος) σύμφωνα με EN1993-1-8.

#### 6.1. Κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση

Ο προτεινόμενος τρόπος προσομοίωσης των κόμβων με τριγωνική ενίσχυση παρουσιάζεται στα (τύπος ακόλουθα σχέδια. Τρεις περιπτώσεις a) παρουσιάζονται: (a1) εξωτερικοί κόμβοι, (a2) εσωτερικοί κόμβοι σε πλαίσια ροπής και (a3) εσωτερικοί κόμβοι με συνδέσμους δυσκαμψίας για διπλά συστήματα (δηλ. Πλαίσια ροπής + Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας ή Πλαίσια ροπής + Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας). Το ύψος της περιοχής φατνώματος θεωρείται ίσο με  $h_{h} + h_{h}$  (βλέπε Σχ. 6.2 για τον ορισμό των συμβόλων). Οι δοκοί που είναι μέλη πλαισίων ροπής έχουν ελαστικά δύσκαμπτα στοιχεία στα άκρα τους, σε απόσταση s<sub>h</sub> από την παρειά του υποστυλώματος. Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας συνδέεται με τον κεντρικό κόμβο, δηλαδή με τον κόμβο που συνδέεται με τα δύο άκαμπτα τμήματα που προσομοιώνουν τις διαστάσεις του φατνώματος του υποστυλώματος.



Σχ. 6.2 Προσομοίωση των κόμβων με τριγωνική ενίσχυση

Μία καλή εκτίμηση της αντοχής και της δυσκαμψίας των κόμβων με τριγωνική ενίσχυση δίνεται στον παρακάτω πίνακα. Οι προτεινόμενες τιμές έχουν ληφθεί μέσα από μια σειρά αριθμητικών προσομοιώσεων και πειραματικών δεδομένων, από ένα σύνολο πιστοποιημένων κόμβων πρότυπων κτιρίων. Η εγκυρότητα αυτών των δεδομένων περιορίζεται στις θεωρούμενες παραδοχές, δηλαδή το μήκος των φατνωμάτων που κυμαινόταν από 6m έως 8m, το ύψος των ορόφων από 3.5m έως 4m και οι διατομές των δοκών μεταξύ IPE360 και IPE600. Παρόλα αυτά, μόλις σχεδιαστεί η τελική γεωμετρία του κόμβου, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του θα πρέπει να επανυπολογιστούν ώστε να επιτευχθεί ένας πιο ακριβής προσδιορισμός της συμπεριφοράς του κτιρίου.

Η κανονικοποίηση της αντοχής γίνεται σύμφωνα με την αναμενόμενη πλαστική αντοχή της δοκού υπολογισμένη στην επιφάνεια του υποστυλώματος,  $M_{pl,b,cf,Rd}^{e}$ , και η κανονικοποίηση της δυσκαμψίας γίνεται ως προς την καμπτική δυσκαμψία της δοκού,  $s_b = EI_b / L_b$ . Οι ανηγμένες τιμές της αντοχής είναι συνεπείς με τις αρχές ικανοτικού σχεδιασμού και οι ανηγμένες τιμές της δυσκαμψίας είναι οι μέσοι όροι για κάθε ομάδα κόμβων.

Τύπος	Γεωμετοία	Αντοχή		Δυσκαμψία			
κόμβου		Σύνδεση:	Φάτνωμα:	Σύνδεση:	Φάτνωμα:		
ΕΗ-S: Πλήρους αντοχής με ισχυρό φάτνωμα	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Εξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 80$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 55$		
			Eσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$		Εσωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 55$		
ΕΗ-Β: Πλήρους αντοχής με φάτνωμα ίσης αντοχής	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Eξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 65$	Εξωτ. κόμβοι: ${s_{_{wp,ini}}\over s_b}=31$		
			Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$		Εσωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 31$		
Σημειώσεις: i) Για τα ελατήρια σύνδεσης θεωρείται ελαστοπλαστική συμπεριφορά, με 1% κράτυνση. Η θεωρούμενη ικανότητα πλαστικής στροφής των στοιχείων είναι 18 mrad (ASCE 41-13, Πίν. 9-6, διαρροή κοχλιών). Η συμπεριφορά της σύνδεσης μπορεί να ληφθεί υπόψιν χρησιμοποιώντας ένα							

διγραμμικό υλικό (τροποποιημένο μοντέλο Ibarra-Medina-Krawinkler) στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

ii) Το ελατήριο του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος προσομοιώνεται σύμφωνα με το τριγραμμικό μοντέλο που καθιερώθηκε από τον Krawinkler (βλ. Gupta και Krawinkler, 1999). Η προτεινόμενη τιμή αντοχής αντιστοιχεί στο σημείο πρώτης διαρροής. Λαμβάνεται κράτυνση ίση με 1.5%. Στο λογισμικό OpenSEES η συμπεριφορά του φατνώματος του κορμού μπορεί να ληφθεί υπόψιν μέσω της εφαρμογής Hysteretic Steel02 υλικού στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

iii) Όταν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας (a) ένα παραλληλόγραμμο με άκαμπτα στοιχεία και αρθρώσεις ή (b) ένα μακροσκοπικό προσομοίωμα Joint2D, η κινηματική απόκριση ταυτίζεται και οι ιδιότητες των στροφικών ελατηρίων είναι οι ίδιες. Σε αυτήν την

περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων είναι:  $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$ 

iv) Εάν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται σύμφωνα με το «ψαλιδωτό» μοντέλο, οι τιμές αντοχής και δυσκαμψίας του στροφικού ελατηρίου (υπολογισμένες για τη μέθοδο Krawinkler) πρέπει να τροποποιηθούν (βλ. Charney και Downs, 2004).

#### 6.1.1. Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων

Προκειμένου να υπολογιστούν οι παράμετροι συμπεριφοράς των κόμβων, κατασκευάστηκαν περιβάλλουσες για τα δοκίμια που εξετάσθηκαν υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Μέχρι το σημείο μέγιστης ροπής κάμψης, οι περιβάλλουσες υπολογίζονταν με την ένωση τον σημείων μέγιστης ροπής για κάθε κύκλο φόρτισης, ενώ πέρα από το σημείο αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέγιστη ροπή για δεδομένη παραμόρφωση. Το Σχ. 6.3a, δείχνει τις αρνητικές και θετικές περιβάλλουσες που κατασκευάστηκαν για τον εξωτερικό κόμβο EH2-TS35-C1 και το Σχ. 6.4a για τον εσωτερικό κόμβο EH2-XB35-C1. Η αρχική δυσκαμψία (Sini) υπολογίστηκε μέσω γραμμικής προσαρμογής των σημείων της περιβάλλουσας που αντιστοιχεί σε τιμές της ροπής κάμψης χαμηλότερες από το 0.7 της μέγιστης (*M<sub>max</sub>*). Η ροπή διαρροής (*M<sub>y</sub>*) ορίστηκε στην τομή της αρχικής και της εφαπτόμενης γραμμής (Σχ. 6.3b και Σχ. 6.4b). Η τελευταία ορίστηκε μέσω γραμμικής προσαρμογής των σημείων στην καμπύλη M<sub>cf</sub>-θ μεταξύ 0.8M<sub>max</sub> και *M<sub>max</sub>*. Η μέγιστη παραμόρφωση θ<sub>u</sub> ορίστηκε ως το σημείο της περιβάλλουσας της καμπύλης *M*<sub>cf</sub>-θ στο οποίο η ροπή μειώνεται στο 0.8 της μέγιστης (Σχ. 6.3b και Σχ. 6.4b). Για κάθε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, οι παράμετροι που ορίζονται παραπάνω υπολογίστηκαν για θετικές και αρνητικές περιβάλλουσες, και ήταν κοντά μεταξύ τους. Για την αρχική δυσκαμψία (Sini), την ροπή διαρροής (My) και την μέγιστη ροπή (*M<sub>max</sub>*) υπολογίστηκε ο μέσος όρος των θετικών και αρνητικών τιμών, ενώ για την μέγιστη στροφή (θ<sub>u</sub>) η μικρότερη. Οι παράμετροι που υπολογίστηκαν φαίνονται στον Πίν. 6.1. Επιπλέον ο συντελεστής κράτυνσης (γ<sub>h</sub>) υπολογίστηκε ως ο λόγος της μέγιστης ( $M_{max}$ ) και της ροπής διαρροής ( $M_y$ ), ενώ η πλαστική στροφή ( $\theta_{pl,u}$ ) ως η διαφορά της καθολικά μέγιστης (θ<sub>u</sub>) και της ελαστικής στροφής, η οποία

αντιστοιχεί στη ροπή διαρροής (*M<sub>y</sub>*) που υπολογίστηκε με την αρχική δυκαμψία όπως περιγράφεται παραπάνω.





Σχ. 6.3: EH2-TS35-C1: a) Καμπύλες υστέρησης και περιβάλλουσα b) θετική – αρνητική περιβάλλουσα c) χαρακτηριστική καμπύλη Mcf - θ για θετική περιβάλλουσα d) χαρακτηριστική καμπύλη Mcf - θ για αρνητική περιβάλλουσα





Σχ. 6.4: EH2-XB5-C1: Καμπύλες υστέρησης και περιβάλλουσα b) θετική – αρνητική περιβάλλουσα c) χαρακτηριστική καμπύλη Mcf - θ για θετική περιβάλλουσα d) χαρακτηριστική καμπύλη Mcf - θ για αρνητική περιβάλλουσα

Μπορεί να παρατηρηθεί ότι ο συντελεστής κράτυνσης είναι σχετικά ομοιόμορφος για όλα τα δοκίμια, με μέσο όρο ίσο με  $\gamma_h$  =1.21. Η μέγιστη καθολική γωνιακή παραμόρφωση ορόφου ( $\theta_u$ ) είναι γενικά μεγαλύτερη από 0.04 rad (η ελάχιστη απαιτούμενη σύμφωνα με τον ANSI/AISC 341-16, για μεταλλικά πλαίσια ροπής). Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου μειώνεται σταδιακά με αύξηση του ύψους της δοκού. Επίσης για δοκούς μεγαλύτερου μεγέθους με 45° τριγωνική ενίσχυση (EH3-TS45-C1 και EH3-TS45-C2) η ( $\theta_u$ ) πέφτει κάτω από τα επιτρεπτά όρια, περίπου στο 0.037 rad. Ομοίως η πλαστική γωνιακή παραμόρφωση ( $\theta_ρ$ ) είναι γενικά μεγαλύτερες δοκούς με 45° τριγωνική ενίσχυση (EH3-TS45-C1 και EH3-TS45-C2), για τα οποία υπολογίστηκε 0.027 rad.

Επίσης, τα δοκίμια EH2-XB35-C1 (εσωτερικοί κόμβοι με δοκούς IPE450 και 35° τριγωνική ενίσχυση) έδειξαν μικρότερες μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις (θ<sub>u</sub>=0.040 rad και θ<sub>p</sub> =0.038 rad). Αυτό οφείλεται στην μεγαλύτερη διατομή υποστυλώματος και στον μικρότερο λόγο ύψους προς μήκος δοκού, που έχει ως αποτέλεσμα τη μεγαλύτερη επίδραση της διατμητικής δύναμης.

	(ER 1000 1)									
Δοκίμιο	Sini [kNm/rad]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	γh	$\theta_u$ [rad]	$\theta_p$ [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				

Πίν. 6.1: Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων με τριγωνική ενίσχυση
(EN 1998-1)

Στον Πίν. 6.1, δίνονται οι μέσες τιμές της θετικής και αρνητικής περιβάλλουσας για την αρχική δυσκαμψία (*S*<sub>ini</sub>), την ροπή διαρροής (*M*<sub>y</sub>) μέγιστη ροπή κάμψης (*M*<sub>max</sub>)., καθώς και οι ελάχιστες τιμές της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (θ<sub>u</sub>) και η πλαστική στροφή (θ<sub>p</sub>) για θετική και αρνητική περιβάλλουσα. Επιπρόσθετα στον Πίν. 6.2 δίνονται οι τιμές την μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (θ<sub>u</sub>) και η πλαστική στροφή (θ<sub>p</sub>) και η πλαστική στροφή (θ<sub>p</sub>) για θετική στροφή (θ<sub>p</sub>) για θετική και αρνητική περιβάλλουσα.

παραμόρφωση. Η μέγιστες στροφές για τους αρνητικούς κύκλους είναι γενικά ελαφρώς μικρότερες από τις αντίστοιχες για τους θετικούς.

Δοκίμιο	θu [rad]			θu [rad]			
Δοκιμιο	Θετικές	Αρνητικές	Ελάχιστη	Θετικές	Αρνητικές	Ελάχιστη	
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	

Πίν. 6.2: Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων με τριγωνική ενίσχυση

### 6.1.2. Επιρροή του ύψους της δοκού

Η επιρροή του μεγέθους των μελών που συντρέχουν στον κόμβο φαίνεται στο Σχ. 6.5 για εξωτερικούς κόμβους με 35° τριγωνική ενίσχυση και στο Σχ. 6.6 για 45° τριγωνική ενίσχυση. Ο λυγισμός πραγματοποιείται νωρίτερα και ο καθοδικός κλάδος έχει πιο απότομη κλίση όσο αυξάνεται το ύψος της δοκού. Όμοια συμπεριφορά παρατηρείται και στην παράμετρο του μεγέθους των μελών στην περίπτωση των δοκιμίων με 45° τριγωνική ενίσχυση. Όπως αναφέρεται και παραπάνω η μέγιστη γωνικακή παραμόρφωση ορόφου μειώνεται σταδιακά όσο αυξάνεται το ύψος της δοκού.



Σχ. 6.5: Επιρροή του ύψος των δοκών για την περίπτωση εξωτερικών κόμβων με τριγωνική ενίσχυση 35°: a) θετική b) αρνητική περιβάλλουσα



Σχ. 6.6: Επιρροή του ύψος των δοκών για την περίπτωση εξωτερικών κόμβων με τριγωνική ενίσχυση 45°: a) θετική b) αρνητική περιβάλλουσα

#### 6.1.3. Επιρροή τού ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης

Η επιρροή του ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης φάνηκε κατά την σύγκριση της συμπεριφοράς των δοκιμίων από τις ομάδες 1 και 2 (Πίν. 2.3). Από τις περιβάλλουσες των Σχ. 6.7 και 6.8 και τις παραμέτρους που δίνονται στον Πίν. 6.1 μπορεί να παρατηρηθεί ότι τα δοκίμια με κλίση 45° είναι επιρρεπή σε πιο ταχεία μείωση της αντοχής μετά την μέγιστη ροπή κάμψης και σε μικρότερες οριακές γωνιακές παραμορφώσεις. Παρ' όλο που η διαφορά αυτή είναι μικρή στην περίπτωση των δοκιμίων με δοκούς ΙΡΕ360, γίνεται πιο σημαντική για

84   Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους						
Errore. Per applicare Heading 2; ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda						
Home						

μεγαλύτερες διατομές δοκών (IPE450 και IPE600). Τα δοκίμια EH3-TS35 έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με τα EH3-TS45 όπως φαίνεται στο Σχ. 6.9 οφείλεται στο ότι οι δύο σειρές κατασκευάστηκαν από διαφορετικές παρτίδες υλικού και η αντοχή διαρροής του δεύτερου είναι μεγαλύτερη.



Σχ. 6.7 Επιρροή του ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης για τα δοκίμια με IPE360: a) θετική b) αρνητική περιβάλλουσα



Σχ. 6.8: Επιρροή του ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης για τα δοκίμια με IPE450: a) θετική b) αρνητική περιβάλλουσα



Σχ. 6.9: Επιρροή του ύψους της τριγωνικής ενίσχυσης για τα δοκίμια με IPE600: a) θετική b) αρνητική περιβάλλουσα

#### 6.1.4. Επιρροή του πρωτόκολλου φόρτισης

Το Σχ. 6.10 δείχνει μία σύγκριση της συμπεριφοράς των δοκιμίων EH2-TS35 υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Στην δεύτερη περίπτωση μπορεί να παρατηρηθεί μία αύξηση της μέγιστης ροπής (λόγω της ισοτροπικής κράτυνσης) και μία μείωση της μέγιστης ικανότητας σε παραμόρφωση. Η αρχική δυσκαμψία παραμένει η ίδια και στις δύο περιπτώσεις.



Σχ. 6.10: Μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση: a) καμπύλες υστέρησης και μονοτονική καμπύλη b) θετικές περιβάλλουσες και μονοτονική καμπύλη

86   Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους						
Errore. Per applicare Heading 2;ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda						
Home						

Η διαφορά μεταξύ του πρωτόκολλου φόρτισης ANSI/AISC 341 και του εναλλακτικού που προτάθηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος EQUALJOINTS είναι αμελητέα (βλ. Σχ. 6.11), λόγω του γεγονότος ότι η διαφορά τους είναι ότι το δεύτερο πρωτόκολλο έχει απλώς λιγότερους ελαστικούς κύκλους.





(c)

Σχ. 6.11: Πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341 (δοκίμια EH1-TS35-C1 και EH1-TS35-C2), εναλλακτικό πρωτόκολλο (δοκίμιο EH1-TS35-CA): a) καμπύλες υστέρησης για τα δύο πρωτόκολλα; b) σύγκριση της θετικής περιβάλλουσας; c) σύγκριση της αρνητικής περιβάλλουσας







Σχ. 6.12: Πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341 (δοκίμια EH2-TS35-C1 και EH2-TS35-C2), εναλλακτικό πρωτόκολλο (δοκίμιο EH2-TS35-CA): a) καμπύλες υστέρησης για τα δύο πρωτόκολλα; b) σύγκριση της θετικής περιβάλλουσας; c) σύγκριση της αρνητικής περιβάλλουσας



88 | Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους

Home

Errore. Per applicare Heading 2; ChapterTitle 2 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda

(c)

Σχ 6.13: Πρωτόκολλο φόρτισης ANSI/AISC 341 (δοκίμια EH3-TS35-C1 και EH3-TS35-C2), εναλλακτικό πρωτόκολλο (δοκίμιο EH3-TS35-CA): a) καμπύλες υστέρησης για τα δύο πρωτόκολλα; b) σύγκριση της θετικής περιβάλλουσας; c) σύγκριση της αρνητικής περιβάλλουσα

#### 6.1.5. Επιρροή της υπεραντοχής της μεταλλικής δοκού

Προκειμένου να ελεγχθεί η επιρροή της υπεραντοχής της μεταλλικής δοκού, η οποία μπορεί να ενεργοποιήσει μία ψαθυρής μορφής αστοχία στην σύνδεση, κατασκευάστηκαν δύο δοκίμια (σειρά TSO) από χάλυβα ποιότητας S460, αντί από S355. Στην περίπτωση της σειράς δοκιμίων EH1 (δοκοί IPE360) η ποιότητα χάλυβα S460 έδωσε υπεραντοχή 1.3 φορές μεγαλύτερη από ότι η S355. Όμως, στην σειρά δοκιμίων EH3 (δοκοί IPE600) η ποιότητα S460 έδωσε αμελητέα υπεραντοχή σε σχέση με την ποιότητα S355. Επομένως, η υπεραντοχή της δοκού αποκτήθηκε πιο αποτελεσματικά στην περίπτωση των δοκιμίων EH1 specimens. (δοκοί IPE360). Πέρα από αυξημένη μέγιστη ροπή και ροπή διαρροής, η

υπεραντοχή της δοκού δεν οδήγησε σε μείωση της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου ή σε αλλαγή του μηχανισμού αστοχίας των δοκιμίων. Στο Σχ. 6.14 (a, b) δίνονται οι περιβάλλουσες M<sub>cf</sub> - θ των δοκιμίων ΕΗ1 (δοκοί IPE360) και στο Σχ. 6.14 (c, d) των ΕΗ3 (δοκοί IPE600).



Σχ. 6.14: Επιρροή της υπεραντοχής της μεταλλικής δοκού: a) σειρά ΕΗ1 – θετική περιβάλλουσα; b) σειρά ΕΗ1 – αρνητική περιβάλλουσα; c) σειρά ΕΗ3 – θετική περιβάλλουσα; d) σειρά ΕΗ3 – αρνητική περιβάλλουσα

6.1.6. Συμμετοχή των μελών της σύνδεσης στην ολική στροφή Στα Σχ. 6.15 έως 6.21 φαίνεται η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης – της δοκού (θbhd), της σύνδεσης (θcd), της παραμόρφωσης του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος (γd) και η ελαστική στροφή της συνδεσμολογίας (θe) – στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (θ). Η στροφή της πλαστικής άρθρωσης της δοκού έχει πολύ σημαντική επίδραση στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου.



Σχ. 6.15: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια ΕΗ1-TS35-C1 και C2



Σχ. 6.16: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια ΕΗ1-TS45-C1 και C2



Σχ. 6.17: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια EH2-TS35-M και C1



Σχ. 6.18: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια EH2-TS45-M και C1





Σχ. 6.19: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια EH3-TS35-C1 και C2



Σχ. 6.20: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια EH3-TS45-C1 και C2



Σχ. 6.21: Η συμμετοχή του κάθε μέλους της σύνδεσης στην γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για τα δοκίμια EH2-XB35-C1 και C2

### 6.1.7. Συμπεράσματα για κόμβους με τριγωνική ενίσχυση

Η δοκιμές έγιναν στα πλαίσια πειραματικού προγράμματος με στόχο την σεισμική πιστοποίηση κοχλιωτών κόμβων με τριγωνική ενίσχυση. Όλα τα δοκίμια είχαν σταθερή υστερητική συμπεριφορά και οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώθηκαν στην δοκό δίπλα από την ενίσχυση. Ο τρόπος αστοχίας χαρακτηρίζεται από σταδιακή μείωση της αντοχής λόγω τοπικού λυγισμού. Στα εξεταζόμενα δοκίμια δεν παρατηρήθηκε σημαντική στροφή της σύνδεσης ή συμμετοχή ττου φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος. Ο εκτεταμένος τοπικός λυγισμός οδήγησε τελικά σε ανάπτυξη ρωγμών του πέλματος και του κορμού της δοκού λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης.

Όλα τα δοκίμια που εξετάσθηκαν υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση ικανοποίησαν τα κριτήρια σύμφωνα με τον ANSI/AISC 341-16 για εφαρμογή σε συστήματα υψηλής πλαστιμότητας. Επομένως όλοι οι κόμβοι ήταν ικανοί να διατηρήσουν γωνιακή παραμόρφωση ορόφου τουλάχιστον 0.04 rad και η υπολογισμένη καμπτική αντοχή της σύνδεσης, ορισμένη στην παρειά του υποστυλώματος, ήταν ίση με το 0.80M<sub>p</sub> της συνδεόμενης δοκού για γωνιακή παραμόρφωση 0.04 rad.

Η συμπεριφορά των κόμβων ποσοτικοποιήθηκε επίσης σε όρους μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου που αντιστοιχεί σε 20% πτώση της μέγιστης ροπής. Σχεδόν όλοι οι κόμβοι ανέπτυξαν μέγιστες παραμορφώσερις ορόφου 0.04 rad υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Στην περίπτωση των δοκών με μεγάλες διατομές (IPE600) και κλίση ενίσχυσης 45°, η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου ήταν κάτω από 0.04 rad (αλλά μεγαλύτερη από 0.03 rad).

# 6.2. Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Η προτεινόμενη διαμόρφωση για τους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών φαίνεται στο Σχ. 6.22. Παρουσιάζονται τρεις διαφορετικές περιπτώσεις: (b1) εξωτερικοί κόμβοι, (b2) εσωτερικοί κόμβο σε πλαίσια ροπής και (b3) εσωτερικοί κόμβοι με συνδέσμους δυσκαμψίας για διπλά συστήματα (δηλαδή, πλαίσια ροπής + Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας ή Πλαίσια ροπής + Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας). Το ύψος του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος θεωρείται ίσο με z<sub>wp</sub>=(h<sub>b</sub>+0.3hr<sub>ib</sub>), όπου ο ορισμός των συμβόλων γίνεται στο Σχ. 6.22. Οι δοκοί που είναι μέλη πλαισίων ροπής έχουν

ελαστικά δύσκαμπτα στοιχεία στα άκρα τους, σε απόσταση *S<sub>rib</sub>* από την παρειά του υποστυλώματος. Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας συνδέεται στο κεντρικό σημείο της «ψαλιδωτής» συνδεσμολογίας του κόμβου.



b3: ES - Braced Interior Joint

Σχ. 6.22 Διαμόρφωση κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Μια καλή εκτίμηση των χαρακτηριστικών της αντοχής και της δυσκαμψίας των κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών δίνεται στον ακόλουθο πίνακα. Οι προτεινόμενες τιμές έχουν ληφθεί μέσα από μια σειρά αριθμητικών προσομοιώσεων και πειραματικών δεδομένων, από ένα σύνολο πιστοποιημένων κόμβων πρότυπων κτιρίων. Η εγκυρότητα αυτών των δεδομένων περιορίζεται στις θεωρούμενες παραδοχές, δηλαδή το μήκος των φατνωμάτων που κυμαινόταν από 6m έως 8m, το ύψος των ορόφων από 3.5m έως 4m και οι διατομές των δοκών μεταξύ IPE360 και IPE600. Παρόλα αυτά, μόλις σχεδιαστεί η τελική γεωμετρία του κόμβου, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του θα πρέπει να επανυπολογιστούν ώστε να επιτευχθεί ένας πιο ακριβής προσδιορισμός της συμπεριφοράς του κτιρίου.

Η κανονικοποίηση της αντοχής γίνεται ως προς την αναμενόμενη πλαστική αντοχή της δοκού υπολογισμένη στην επιφάνεια του υποστυλώματος,  $M_{pl,b,cf,Rd}^{e}$ , και η κανονικοποίηση της δυσκαμψίας γίνεται ως προς την καμπτική δυσκαμψία της δοκού,  $s_b = EI_b / L_b$ . Οι ανηγμένες τιμές της αντοχής είναι συνεπείς με τις αρχές ικανοτικού σχεδιασμού και οι ανηγμένες τιμές της δυσκαμψίας είναι οι μέσοι όροι για κάθε ομάδα κόμβων.

Τύπος	Γεωμετοία	Αντοχή		Δυσκαμψία		
Κόμβου		Σύνδεση:	Φάτνωμα:	Σύνδεση:	Φάτνωμα:	
ES-S-E: Κόμβοι ίσης αντοχής με ισχυρό φάτνωμα	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Eξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.15$ Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 34$	Eξωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 35$ Eσωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 35$	
ES-S-F: Κόμβοι πλήρους αντοχής με ισχυρό φάτνωμα	$h_{rib} / h_b = 0.45$ $s_{rib} / h_b = 0.55$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.5$	Eξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$ Eσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 68$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 56$ Εσωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 56$	

ES-B-E: Κόμβοι και φάτνωμα ίσης αντοχής	$h_{rib} / h_b = 0.35$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{j,Rd}^n} = 1$	Εξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$S_{con,ini} - 37$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 30$
	$\frac{S_{rib} / h_b - 0.45}{z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}} = \frac{M_{pl,b,cf,Rd}^e}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$s_b$	Εσωτ. κόμβοι: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 30$	

Παρατηρήσεις:

i) Για τα ελατήρια της σύνδεσης θεωρείται ελαστοπλαστική συμπεριφορά, με κράτυνση 1% μετά την διαρροή. Η υποτιθέμενη στροφή μέχρι τη μέγιστη ροπή, μετά την οποία πέφτει η αντοχή του στοιχείου σύνδεσης είναι 42 mrad (ASCE 41-13, Πίν. 9-6, διαρροή μετωπικής κοχλιωτής πλάκας). Στο λογισμικό OpenSEES η συμπεριφορά της σύνδεσης μπορεί να επιτευχθεί δίνοντας λ.χ. ένα διγραμμικό νόμο υλικού (τροποποιημένο μοντέλο Ibarra – Medina – Krawinkler) στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

ii) Το ελατήριο του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος προσομοιώνεται σύμφωνα με το τριγραμμικό μοντέλο που καθιερώθηκε από τον Krawinkler (βλ. Gupta και Krawinkler, 1999). Η προτεινόμενη τιμή αντοχής αντιστοιχεί στο σημείο πρώτης διαρροής. Λαμβάνεται κράτυνση ίση με 1.5%. Στο λογισμικό OpenSEES η συμπεριφορά του φατνώματος του κορμού μπορεί να ληφθεί υπόψιν μέσω της εφαρμογής Hysteretic Steel02 υλικού στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

iii) Όταν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας (a) ένα παραλληλόγραμμο με άκαμπτα στοιχεία και αρθρώσεις ή (b) ένα μακροσκοπικό προσομοίωμα Joint2D, η κινηματική απόκριση ταυτίζεται και οι ιδιότητες των στροφικών ελατηρίων είναι οι ίδιες. Σε αυτήν την

περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων είναι:  $s_{_{wp}}$  = ( $V_{_{wp}}$  /  $\gamma$ )  $z_{_{wp}}$ 

iv) Εάν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται σύμφωνα με το «ψαλιδωτό» μοντέλο, οι τιμές αντοχής και δυσκαμψίας του στροφικού ελατηρίου (υπολογισμένες για τη μέθοδο Krawinkler) πρέπει να τροποποιηθούν (βλ. Charney και Downs, 2004).

#### 6.2.1. Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων

Οι παράμετροι συμπεριφοράς που υιοθετούνται συνήθως για τον σεισμικό έλεγχο (βλέπε Σχ. 6.1a) και λαμβάνονται για τους κόμβους τύπου ES, αναφέρονται στον Πίν. 6.3. Για τους κόμβους ίσης αντοχής που χαρακτηρίζονται από καμπύλες απόκρισης χωρίς σημαντική πτώση της αντοχής, η οριακή παραμόρφωση Θ<sub>u</sub> χαρακτηρίζεται ως η ελάχιστη τιμή μεταξύ της θετικής και της αρνητικής μέγιστης στροφής χορδής.

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής κράτυνσης είναι σχετικά ομοιόμορφος μεταξύ των δοκιμίων και κατά μέσο όρο περίπου ίσος με γ<sub>h</sub> =1.30. Η οριακή γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων (Θ<sub>u</sub>) είναι γενικά μεγαλύτερη από 0.04 rad (η ελάχιστη απαίτηση που καθορίζεται στον ANSI/AISC 341-16 για ειδικά χαλύβδινα πλαίσια ροπής), ενώ η πλαστική στροφή είναι μεγαλύτερη από 0.035 rad (η ελάχιστη απαίτηση καθορίζεται στον EN 1998-1 για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας).

Επομένως, τόσο οι κόμβοι πλήρους αντοχής όσο και οι κόμβοι ίσης αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κατασκευές υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας και μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλοι με μόνη εξαίρεση τα δοκίμια ES3-XS-E-C1 και ES3-XS-E-C2.

Δοκίμιο S	Sini, My, kN	Im M <sub>max</sub> , kN	m γ <sub>h</sub>	θ <sub>y</sub> , rad	θ <sub>u</sub> , rad	$\Theta_{p}$ , rad
kNm	n/rad					
ES1-TS-E-C1 23	000 433.3	505.78	1.17	0.019	0.068	0.049
ES1-TS-E-C2 22	800 411.1	.1 489.67	1.19	0.018	0.068	0.05
ES1-TS-Esp-C 21	500 444.4	4 503.84	1.13	0.021	0.064	0.043
ES1-TS-F-C1 27	800 444.4	4 518.64	. 1.17	0.016	0.064	0.048
ES1-TS-F-C2 27	433.3	524.82	1.21	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-F-M 27	600 461.1	.1 577.52	1.25	0.017	0.094	0.077
ES1-TS-E-C1_L 27	100 413.3	505.67	1.22	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C1_R 26	800 427.7	'8	1.18	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-E-C2_L 27	100 413.3	509.03	1.23	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C2_R 27	433.3	502.67	1.16	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1 45	500 738.8	89 897.19	1.21	0.016	0.063	0.047
ES2-TS-E-C2 45	500 733.3	856.66	1.17	0.016	0.066	0.05
ES2-TS-Esp-C 47	7500 724.4	4 879.92	1.21	0.015	0.064	0.049
ES2-TS-F-C1 55	600 822.2	991.85	1.21	0.015	0.062	0.047
ES2-TS-F-C2 52	.000 844.4	4 1002.9	3 1.19	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-F-CA 52	.000 844.4	4 985.52	1.17	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1_L 54	300 722.2	912.04	1.26	0.015	0.063	0.048
ES2-TS-E-C1_R 58	000 755.5	6 927.00	1.23	0.013	0.042	0.029
ES2-TS-E-C2_L 54	600 744.4	4 900.62	1.21	0.014	0.053	0.039
ES2-TS-E-C2_R 57	7000 755.5	908.46	1.20	0.013	0.043	0.03
ES3-TS-E-C1 135	5000 1811.	11 2081.5	4 1.15	0.013	0.051	0.038
ES3-TS-E-C2 135	5000 1866.	67 2127.0	1 1.14	0.014	0.049	0.035
ES3-TS-Esp-C 135	5000 1888.	89 2084.2	5 1.10	0.014	0.05	0.036
ES3-TS-F-C1 215	5000 1888.	89 2202.2	9 1.17	0.009	0.049	0.04
ES3-TS-F-C2 170	0000 1833.	33 2107.2	1 1.15	0.011	0.04	0.029
ES3-TS-F-M 165	5000 1700.	00 1987.6	D 1.17	0.01	0.068	0.058
ES3-TS-Esp-C 136	5029 1621.	19 2090.0	9 1.29	0.012	0.05	0.038
ES3-XS-E-C1** 116	5025 1501.	1882.2	5 1.25	0.013	0.03	0.017
ES3-XS-E-C2***		-	-	-	-	-

Πίν. 6.3. Παράμετροι συμπεριφοράς των κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

\*\* αυτή η δοκιμή χαρακτηρίστηκε από μη αναμενόμενη ψαθυρή αστοχία της δοκού, που προκάλεσε βλάβες στην πειραματική διάταξη

\*\*\* λόγω της βλάβης της πειραματικής διάταξης από την μη αναμενόμενη ψαθυρή αστοχία της δοκού, αυτή η δοκιμή δεν εκτελέστηκε.

#### 6.2.2. Μορφές αστοχίας

Οι μορφές αστοχίας των κόμβων με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών εξαρτώνται από το επίπεδο επιτελεστικότητας. Πράγματι, οι κόμβοι που σχεδιάζονται ως κόμβοι πλήρους αντοχής παρουσιάζουν μια μορφή αστοχίας όμοια με αυτή των κόμβων με τριγωνική ενίσχυση (δηλαδή πλαστική άρθρωση στην δοκό, σταδιακή πτώση της αντοχής λόγω εμφάνισης τοπικού λυγισμού και θραύση της δοκού λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης), όπως φαίνεται στο Σχ. 6.23. Αντιθέτως, οι κόμβοι που σχεδιάζονται ως κόμβοι που σχεδιάζονται ως κόμβοι που σχεδιάζονται ως κόμβοι ίσης αντοχής με φάτνωμα πλήρους αντοχής, εμφανίζουν έναν πιο σύνθετο μηχανισμό αστοχίας με πλαστικές παραμορφώσεις τόσο στην δοκό (τοπικός λυγισμός των πελμάτων) όσο και στην σύνδεση (κάμψη μετωπικής πλάκας), όπως φαίνεται στο Σχ. 6.24. Όλοι οι αμφίπλευροι (ή εσωτερικοί) κόμβοι που ελέγχθηκαν, σχεδιάστηκαν ως κόμβοι ίσης αντοχής με τα κριτήρια σχεδιασμού, καθώς και σε πλήρη συμφωνία με τους αντίστοιχους εξωτερικούς κόμβους. Ένα παράδειγμα αστοχίας εσωτερικού κόμβου φαίνεται στο Σχ. 6.25.









Σχ. 6.24: Μονόπλευρος (εξωτερικός) κόμβος ίσης αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες: απόκριση πειράματος (α) και μορφή αστοχίας (β) του δοκιμίου ES1-TS-E-C1.



Σχ. 6.25 Αμφίπλευρος (εσωτερικός) κόμβος ίσης αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες: απόκριση πειράματος (α) και μορφή αστοχίας (β) του δοκιμίου ES1-XS-E-C1.

Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι σε όλες τις περιπτώσεις το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση συμπεριφέρεται ελαστικά. Επιπλέον, μπορεί να παρατηρηθεί ότι η συμπεριφορά των περισσότερων από τους κόμβους με μετωπικές πλάκες και εξωτερικές σειρές κοχλιών είναι γενικά σταθερή και χωρίς αισθητή μείωση στροφής μέχρι τα 0.04 rad. Ωστόσο, υπάρχουν δυο εξαιρέσεις κόμβων της ομάδας ES3-X-E-C. Συγκεκριμένα, η δοκιμή του ES3-X-E-C1 σταμάτησε πρόωρα εξαιτίας ψαθυρής αστοχίας με την μη αναμενόμενη εμφάνιση εκτεταμένης ρωγμής στο εφελκυόμενο πέλμα της δοκού πριν την ανάπτυξη στιγμή που εμφανίστηκε η ρωγμή είναι ίση με την πλαστική ροπή αντοχής της δοκού, υπολογιζόμενη με βάσει τις πραγματικές ιδιότητες του χάλυβα.

### 6.2.3. Επιρροή του ύψους δοκού

Η επιρροή του ύψους της δοκού στις καμπύλες απόκρισης ενός κόμβου πλήρους αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών είναι παρόμοια με αυτήν που παρουσιάζουν οι κόμβοι με τριγωνική ενίσχυση, δηλαδή αυξάνοντας το ύψος της δοκού μειώνεται η ικανότητα στροφής αυτής. Ωστόσο, στην περίπτωση των κόμβων ίσης αντοχής υπάρχει μόνο αύξηση της στροφής διαρροής, χωρίς να μπορεί να παρατηρηθεί αισθητή επιρροή στην οριακή στροφή, όπως διακρίνεται στον Πίν. 6.3. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι αυξάνοντας το ύψος της δοκού των κόμβων ίσης αντοχής αυξάνεται η πιθανότητα εμφάνισης ψαθυρής αστοχίας στην δοκό μετά τον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης. Η θραύση ξεκινά από το άκρο της συγκόλλησης στο σημείο που διακόπτεται η τριγωνική νεύρωση και διαδίδεται στον κορμό της δοκού, βλέπε Σχ. 6.26. Το φαινόμενο αυτό έλαβε χώρα μόνο στις συνδεσμολογίες τύπου ES2-E και ES3-E. Παρ' όλα αυτά, στην συνδεσμολογία τύπου ES2-E, η αστοχία συμβαίνει για μεγάλες απαιτήσεις στροφής (δηλαδή περίπου 6%), ενώ στην συνδεσμολογία τύπου ES3-E αρκετά νωρίτερα (δηλαδή περίπου 3%).



Σχ. 6.26: Επιρροή του ύψους της δοκού στην μορφή αστοχίας των κόμβων ίσης αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών: ES2-TS-E-C2 (α) ES3-XS-E-C1 (β).

#### 6.2.4. Επιρροή της σφυρηλάτησης

Τα αποτελέσματα των δοκιμών των κόμβων ίσης αντοχής με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών στα οποία εφαρμόστηκε σφυρηλάτηση στις συγκολλήσεις κατά την κατασκευή (δηλ. εκείνων που χαρακτηρίζονται με τον δείκτη "sp"), δείχνουν ξεκάθαρα ότι αυτή η επεξεργασία δεν επηρεάζει την απόκριση των κόμβων.



Σχ. 6.27: Επιρροή της στίλβωσης στους ίσης αντοχής κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών: α) και β) μέση τιμή καμπύλης περιβάλλουσας, γ) υστερητικοί βρόχοι απόκρισης.
Για να αποσαφηνιστεί το αποτέλεσμα, η σύγκριση μεταξύ της μέσης τιμής της περιβάλλουσας από τις ομάδες ES1 και ES2 των κόμβων ίσης αντοχής, απεικονίζονται στα σχήματα Σχ. 6.27α και Σχ. 6.27β, αντίστοιχα, ενώ μια σύγκριση των υστερητικών βρόχων φαίνεται στο Σχ. 6.27γ.

## 6.2.5. Επιρροή του τύπου φόρτισης

Η επιρροή του τύπου της φόρτισης στους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών είναι σχεδόν ίδια με αυτήν που παρατηρείται στους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση. Το Σχ. 6.28α, δείχνει την σύγκριση μεταξύ της μονοτονικής και της ανακυκλιζόμενης απόκρισης των δοκιμίων τύπου ES1-TS-F. Η επιρροή του τύπου της ανακυκλιζόμενης φόρτισης (ANSI/AISC 341-10 και EQUALJOINTS) είναι αμελητέα λόγω του γεγονότος ότι η διαφορά μεταξύ των δύο τύπων εντοπίζεται στους λιγότερους ελαστικούς κύκλους της δεύτερης φόρτισης, βλέπε Σχ. 6.28b.



Σχ. 6.28: Κόμβοι με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών: α) Μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, β) καμπύλες υστέρησης για τους δυο τύπους ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

## 6.2.6. Συνεισφορά των μελών του κόμβου στην πλαστική στροφή

Η συνεισφορά στην πλαστική στροφή των μελών που συντρέχουν στον κόμβο διαφέρει για τους κόμβους πλήρους και ίσης αντοχής. Στην περίπτωση των πρώτων η μεγαλύτερη συνεισφορά στην πλαστιμότητα προσφέρεται από την δοκό, ενώ η συνεισφορά από τα υπόλοιπα μέλη είναι αμελητέα καθώς βρίσκονται στην ελαστική περιοχή, βλέπε Σχ. 6.29.



Σχ. 6.29: Συνεισφορά στην πλαστική στροφή των κόμβων πλήρους αντοχής ES2: ES2-TS-F-C2



Η περίπτωση των ίσης αντοχής κόμβων τύπου ES είναι διαφορετική. Συγκεκριμένα, αυτός ο τύπος κόμβου παρουσιάζει πλαστική παραμόρφωση κυρίως στην δοκό, με κάποια πλαστική συνεισφορά της σύνδεσης, ενώ ο κορμός του υποστυλώματος παραμένει στην ελαστική περιοχή. Ως εκ τούτου, προκύπτει το συμπέρασμα ότι για τους ίσης αντοχής κόμβους τύπου ES, η στροφή της δοκού κυμαίνεται σε ένα εύρος μεταξύ 80-90% της συνολικής στροφής, ενώ η σύνδεση καλύπτει το 10-20% της συνολικής στροφής.

6.2.7. Γενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Βάσει τον πειραματικών στοιχείων μπορούν να παρατηρηθούν τα εξής:

- Όλα τα δοκίμια κόμβων πλήρους αντοχής εμφανίζουν μια σταθερή υστερητική απόκριση, με πλαστική παραμόρφωση συγκεντρωμένη στην δοκό, δίπλα στην νεύρωση που έχει ενισχυθεί. Αυτή η μορφή αστοχίας χαρακτηρίζεται από σταδιακή μείωση της αντοχής της δοκού λόγω εμφάνισης τοπικού λυγισμού. Ο κορμός του υποστυλώματος παραμένει στην ελαστική περιοχή.
- Οι περισσότεροι από τους κόμβους ίσης αντοχής εμφανίζουν μια σταθερή υστερητική απόκριση χωρίς μείωση της αντοχής, επειδή η πλαστική παραμόρφωση μοιράζεται στη μετωπική πλάκα, που κάμπτεται, και στη δοκό.
- Όλοι οι κόμβοι με εξαίρεση δυο αμφίπλευρους (εσωτερικούς) τύπου ES3 ικανοποιούν τόσο το ANSI/ASIC 341 όσο και τον EN1998-1. Συνεπώς, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για κατασκευές υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας.
- Είναι αναγκαία η περεταίρω διερεύνηση ώστε να διευκρινιστούν οι λόγοι της ψαθυρής αστοχίας των δυο αμφίπλευρων συνδεσμολογιών τύπου ES3.
- Οι πειραματικές δοκιμές επιβεβαιώνουν ότι η μετατόπιση του κέντρου θλίψης στην σύνδεση είναι σύμφωνη με την παραδοχή σχεδιασμού που υποστηρίχτηκε από τις αριθμητικές προσομοιώσεις κατά την προμελέτη.
- Η υπεραντοχή σχεδιασμού για την σύνδεση πλήρους αντοχής (δηλαδή γ<sub>ov</sub>×γ<sub>sh</sub>=1.25×1.2=1.5) αποτελεί ένα ικανοποιητικό περιθώριο ασφαλείας.

# 6.3. Κόμβοι με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Η προτεινόμενη διαμόρφωση για τους κόμβους με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών (τύπου c) φαίνεται στο Σχ. 6.31. Παρουσιάζονται τρείς περιπτώσεις: (c1) εξωτερικός κόμβος, (c2) εσωτερικός κόμβος παραλαβής ροπής και (c3) εσωτερικός κόμβος με σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Το ύψος του φατνώματος του υποστυλώματος θεωρείται ίσο με *h*<sub>b</sub>. Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας συνδέεται στο κεντρικό σημείο της «ψαλιδωτής» συνδεσμολογίας του κόμβου.



c3: E - Braced Interior Joint

Σχ. 6.31 Διαμόρφωση κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Μια καλή εκτίμηση των χαρακτηριστικών της αντοχής και της δυσκαμψίας των κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών δίνεται στον ακόλουθο πίνακα. Οι προτεινόμενες τιμές έχουν ληφθεί μέσα από μια σειρά αριθμητικών προσομοιώσεων και πειραματικών δεδομένων, από ένα σύνολο πιστοποιημένων κόμβων πρότυπων κτιρίων. Η εγκυρότητα αυτών των δεδομένων περιορίζεται στις θεωρούμενες παραδοχές, δηλαδή το μήκος των φατνωμάτων που κυμαινόταν από 6m έως 8m, το ύψος των ορόφων από 3.5m έως 4m και οι διατομές των δοκών μεταξύ IPE360 και IPE600. Παρόλα αυτά, μόλις σχεδιαστεί η τελική γεωμετρία του κόμβου, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του θα πρέπει να επανυπολογιστούν ώστε να επιτευχθεί ένας πιο ακριβής προσδιορισμός της συμπεριφοράς του κτιρίου.

Οι ανηγμένες τιμές της αντοχής είναι συνεπείς με τις αρχές ικανοτικού σχεδιασμού και οι ανηγμένες τιμές της δυσκαμψίας είναι οι μέσοι όροι για κάθε ομάδα κόμβων.

#### Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 105 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.

Τύπος	Γεωμετρία	Αντοχή		Δυσκαμψία		
Κόμβου		Σύνδεση:	Φάτνωμα:	Σύνδεση:	Φάτνωμα:	
Ε-Β-Ε: Κόμβοι και	$z_{wn} = z_{eq}$	$\frac{M_{j.Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 1.0$	Εξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp,Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$\frac{S_{con,ini}}{S} = 28$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$	
φάτνωμα ίσης αντοχής			Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 1.0$	$S_b$	Εσωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$	
Ε-Β-Ρ(0.6): Κόμβοι μερικής αντοχής και φάτνωμα ίσης αντοχής	$Z_{wp} = Z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.6$	Εξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S} = 22$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$	
			Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$S_b$	Εσωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$	
Ε-W-Ρ(0.8): Κόμβοι μερικής αντοχής με ασθενές φάτνωμα	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.8$	Εξωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S} = 24$	Εξωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 14$	
			Εσωτερικοί κόμβοι: $\frac{V_{wp.Rd}^{n} \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^{e}} = 0.6$	$\mathcal{S}_b$	Εσωτ. κόμβοι: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 14$	

Παρατηρήσεις:

i) Για τα ελατήρια της σύνδεσης θεωρείται ελαστοπλαστική συμπεριφορά, με κράτυνση 1% μετά την διαρροή. Η υποτιθέμενη στροφή μέχρι τη μέγιστη ροπή, μετά την οποία πέφτει η αντοχή του στοιχείου σύνδεσης είναι 18 mrad (ASCE 41-13, Πιν. 9-6, διαρροή κοχλιών). Στο λογισμικό OpenSEES η συμπεριφορά της σύνδεσης μπορεί να επιτευχθεί δίνοντας λ.χ. ένα διγραμμικό νόμο υλικού (τροποποιημένο μοντέλο Ibarra – Medina – Krawinkler) στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

ii) Το ελατήριο του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος προσομοιώνεται σύμφωνα με το τριγραμμικό μοντέλο που καθιερώθηκε από τον Krawinkler (βλ. Gupta και Krawinkler, 1999). Η προτεινόμενη τιμή αντοχής αντιστοιχεί στο σημείο πρώτης διαρροής. Λαμβάνεται κράτυνση ίση με 1.5%. Στο λογισμικό OpenSEES η συμπεριφορά του φατνώματος του κορμού μπορεί να ληφθεί υπόψιν μέσω της εφαρμογής Hysteretic Steel02 υλικού στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του ελατηρίου.

 iii) Όταν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας (a) ένα παραλληλόγραμμο με άκαμπτα στοιχεία και αρθρώσεις ή (b) ένα μακροσκοπικό προσομοίωμα Joint2D, η κινηματική απόκριση ταυτίζεται και οι ιδιότητες των στροφικών ελατηρίων είναι οι ίδιες. Σε αυτήν την περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων είναι:  $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$ 

iv) Εάν το φάτνωμα του κορμού προσομοιώνεται σύμφωνα με το «ψαλιδωτό» μοντέλο, οι τιμές αντοχής και δυσκαμψίας του στροφικού ελατηρίου (υπολογισμένες για τη μέθοδο Krawinkler) πρέπει να τροποποιηθούν (βλ. Charney και Downs, 2004).

v) S<sub>b</sub> = EI<sub>b</sub>/L<sub>b</sub> όπου I<sub>b</sub> και L<sub>b</sub> είναι η ροπή αδράνειας και το μήκος της συνδεόμενης δοκού αντίστοιχα.

#### 6.3.1. Παράμετροι συμπεριφοράς των υπό εξέταση κόμβων

Οι παράμετροι συμπεριφοράς των κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών λαμβάνονται σύμφωνα με την διαδικασία που περιγράφεται στο Σχ. 6.1b, με την δοκό να βρίσκεται σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις στην ελαστική περιοχή.

Πίν. 6.4. Παράμετροι συμπεριφοράς των κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Δοκίμιο	Sj,ini,	Mb,Rk,	Mb,Ru,	γh	Φj,u <b>,</b>	Φj,pl <b>,</b>	(Mb,Rk/M,b,pl)actual	(Mb,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
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

Οι τιμές που λαμβάνονται για τους κόμβους τύπου Ε αναφέρονται στον Πίν. 6.4. Όταν υπάρχουν μικρές διαφορές μεταξύ των καμπύλων που αντιστοιχούν σε θετικές και αρνητικές ροπές κάμψης αντίστοιχα, δίνονται οι ελάχιστες τιμές (αντοχές και ικανότητα παραμόρφωσης).

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής κράτυνσης είναι σχετικά ομοιόμορφος μεταξύ των δοκιμίων (με λίγες μόνο εξαιρέσεις) και κατά μέσο όρο περίπου ίσος με  $\gamma_h = 1.35$ . Η οριακή γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων ( $\varphi_{j,u}$ ) είναι γενικά μεγαλύτερη από 0.04 rad (η ελάχιστη απαίτηση καθορίζεται στο ANSI/AISC 341-10 για ειδικά χαλύβδινα πλαίσια παραλαβής ροπής), ενώ η πλαστική στροφή είναι γενικά μεγαλύτερη από 0.035 rad (η ελάχιστη απαίτηση καθορίζεται στο EN1998-1 για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας). Επομένως, οι μη ενισχυμένοι κόμβοι ίσης και μερικής αντοχής μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κατασκευές υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας και μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλες με εξαίρεση τα δοκίμια E3-TB-E-C2 και E2-TB-P-C2 ( $\varphi_{j,pl, rad} = 0,030$  rad).

Από τις δυο τελευταίες στήλες του Πίν. 6.4, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η στοχευόμενη πλαστική αντίσταση επιτυγχάνεται μάλλον καλά για τους κόμβους μερικής αντοχής με φάτνωμα ίσης αντοχής, πολύ λιγότερο για τους κόμβουε μερικής αντοχής με ασθενές φάτνωμα και καθόλου για τους κόμβους ίσης αντοχής. Αυτό επιβεβαιώνει τα συμπεράσματα της Ενότητας 5.4, στην οποία η μη συντηρητική αναλυτική πρόβλεψη για τον κορμό του υποστυλώματος σε διάτμηση έχει ήδη επισημανθεί.

## 6.3.2. Μορφές αστοχίας

Οι μορφές αστοχίας των κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών χαρακτηρίζονται κυρίως από πλαστική παραμόρφωση της σύνδεσης (δηλαδή κάμψη μετωπικών πλακών) και του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος. Ως εκ τούτου, αυτοί οι τύποι κόμβων διαφέρουν ουσιαστικά από τους κόμβους με τριγωνική ενίσχυση και τους κόμβους με ενισχυμένες μετωπικές πλάκες. Η αστοχία λαμβάνει χώρα κυρίως λόγω της υπερβολικής συγκέντρωσης πλαστικών παραμορφώσεων κοντά στις συγκολλήσεις μεταξύ του πέλματος της δοκού και της μετωπικής πλάκας, η οποία γενικά συμβαίνει στην πλευρά της δοκού για συνδέσεις ίσης αντοχής (βλέπε Σχ. 6.32) και στην μετωπική πλάκα για συνδέσεις μερικής αντοχής (βλέπε Σχ. 6.33). Ωστόσο, όλες οι δοκιμές δείχνουν ότι η συνεισφορά του κορμού του υποστυλώματος είναι αρκετά σημαντική προσδίδοντας μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.



Σχ. 6.32: Μηχανισμός αστοχίας κόμβων Ε2-ΤΒ-Ε-Μ



Σχ. 6.33: Μηχανισμός αστοχίας κόμβων Ε3-ΤΒ-Ε

## 6.3.3. Επιρροή της σφυρηλάτησης

Τα αποτελέσματα των δοκιμών των μερικής αντοχής κόμβων με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών στα οποία εφαρμόστηκε σφυρηλάτηση στις συγκολλήσεις κατά την κατασκευή (δηλ. εκείνων που χαρακτηρίζονται με τον δείκτη "pp") δείχνουν ξεκάθαρα ότι αυτή η επεξεργασία δεν έχει κάποια θετική επιρροή στην απόκριση των κόμβων όπως αναμένονταν. Για την επιβεβαίωση αυτού του συμπεράσματος, η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων των κόμβων χωρίς ή με σφυρηλάτηση, απεικονίζονται στα Σχ. 6.36. Αναφορικά με την τελική μορφή αστοχίας, δεν υπάρχει σημαντική διαφορά ανάμεσα στα δοκίμια. Τα περισσότερα από αυτά αστοχούν με

την εμφάνιση ρωγμών στις συγκολλήσεις ανάμεσα στα πέλματα της δοκού και την μετωπική πλάκα.



Σχ. 6.34: Επιρροή της σφυρηλάτησης σε κόμβους τύπου Ε1-ΤΒ-Ρ



Σχ. 6.35: Επιρροή της σφυρηλάτησης σε κόμβους τύπου Ε2-ΤΒ-Ρ



Σχ. 6.36: Επιρροή της σφυρηλάτησης σε κόμβους τύπου on E3-TB-P

## 6.3.4. Επιρροή του τύπου φόρτισης

Για τις δοκιμές E1-TB-E που αναφέρονται στο Σχ. 6.37, μπορεί να παρατηρηθεί ότι η μέγιστη στροφή που επιτυγχάνεται στην μονοτονική φόρτιση και είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτή που παρατηρείται για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ενώ το οριακό φορτίο αστοχίας είναι το ίδιο. Στο Σχ. 6.38 φαίνεται η σύγκριση μεταξύ της μονοτονικής και της ανακυκλιζόμενης απόκρισης των δοκιμίων E2-TB-E όπου η κατάσταση είναι διαφορετική. Πράγματι, μπορεί να παρατηρηθεί ότι η μέγιστη καμπτική ροπή που επιτυγχάνεται στη μονοτονική φόρτιση είναι ίση ή ελάχιστα μικρότερη από την αντίστοιχη της αναλυκλιζόμενης φόρτισης, ενώ η μέγιστη στροφή είναι σχεδόν ίδια. Όλες οι δοκιμές σταμάτησαν λόγω εμφάνισης ρωγμών κοντά στις συγκολλήσεις μεταξύ των πελμάτων της δοκού και των μετωπικών πλακών. Η επιρροή του τύπου της ανακυκλιζόμενης φόρτισης (ANSI/AISC 341-10 και EQUALJOINTS), βλέπε Σχ. 6.39, είναι αμελητέα όπως ήδη έχει δειχθεί και για τις άλλες διαμορφώσεις κόμβων, λόγω του γεγονότος ότι η διαφορά μεταξύ των δύο πρωτόκολλων εντοπίζεται στους λιγότερους ελαστικούς κύκλους της δεύτερης φόρτισης.



Σχ. 6.37: Σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται από την μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση στους κόμβους E1-TB-E



Σχ. 6.38: Σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται από την μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση στους κόμβους Ε2-ΤΒ-Ε





## 6.3.5. Συνεισφορά των μελών του κόμβου στην πλαστική στροφή

Η συνεισφορά του φατνώματος το κορμού του υποστυλώματος στην συνολική παραμόρφωση του κόμβου φαίνεται να είναι σημαντική για όλους τους κόμβους που εξετάστηκαν, όπως φαίνεται στα σχήματα της Παραγράφου 5.4. Αυτό δεν προκαλεί ιδιαίτερη έκπληξη καθώς οι κόμβοι τύπου Ε δεν είναι πλήρους αντοχής, αλλά, στην καλύτερη περίπτωση, ίσης αντοχής.

Δυστυχώς όμως, θα πρέπει ακόμα να επισημανθεί ότι η συνεισφορά του κορμού είναι μεγαλύτερη – κάποιες φορές σημαντικά μεγαλύτερη – από αυτή της σύνδεσης. Αυτό δεν συμβαδίζει καθόλου με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 οι οποίες ορίζουν ότι «η παραμόρφωση του κορμού του υποστυλώματος δεν θα πρέπει να συνεισφέρει περισσότερο από το 30% της ικανότητας πλαστικής στροφής (των κόμβων, στην προκείμενη περίπτωση)». Μια ενίσχυση του κορμού θα πρέπει ενδεχομένως να εξεταστεί, σε συνδυασμό με την κατάστρωση μιας πιο ακριβούς εξίσωσης για τον αναλυτικό υπολογισμό της διατμητικής αντοχής του φατνώματος του κορμού.

## 6.3.6. Γενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με μη ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερική σειρά κοχλιών

Βάσει τον πειραματικών στοιχείων μπορούν να παρατηρηθούν τα εξής:

- Όλοι οι κόμβοι παρουσιάζουν μια σταθερή υστερητική απόκριση.
- Η πλαστιμότητα που επιτυγχάνεται συμμορφώνεται γενικά με τις απαιτήσεις των κανονισμών για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας.
- Δυστυχώς η συνεισφορά του κορμού του υποστυλώματος στην συνολική παραμόρφωση του κόμβου θεωρείται υπερβολική, σε σύγκριση με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8.
- Η υπεραντοχή του κόμβου είναι σχεδόν σταθερή και ίση με 1,35.
- Υπάρχει καλή συσχέτιση μεταξύ των υπολογιζόμενων ιδιοτήτων (Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1-8) και αυτών που καταγράφονται πειραματικά.

- Μπορεί να παρατηρηθεί μια επίδραση του ύψους της δοκού στην ικανότητα στροφής των κόμβων ίσης αντοχής, ενώ η επίδραση αυτή είναι λιγότερο σημαντική για τα άλλα δοκίμια.
- Οι διεργασίες της σφυρηλάτησης των συγκολλήσεων δεν επηρεάζουν την απόκριση του κόμβου.
- Η επιρροή του τύπου φόρτισης στην απόκριση του κόμβου φαίνεται να είναι μάλλον αμελητέα.

## 6.4. Κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενες ενότητες, οι κόμβοι με απομειωμένα πέλματα δοκών ή RBS (reduced beam section) θεωρήθηκαν ως μέρος της έρευνας της χρήσης Ευρωπαϊκού χάλυβα σε συνδέσεις μεγάλων διατομών δοκού – υποστυλώματος που ενσωματώνουν αυτόν τον τύπο πλάστιμης σύνδεσης. Κατά συνέπεια, αντιπροσωπεύουν μια ειδική περίπτωση η οποία δεν σχετίζεται άμεσα με τις άλλες μορφές κόμβων που συζητήθηκαν παραπάνω (δηλαδή, κόμβους με τριγωνική ενίσχυση και κόμβους με ή χωρίς ενισχυμένες μετωπικές πλάκες και εξωτερικές σειρές κοχλιών). Ωστόσο, προκειμένου να παρέχονται πληροφορίες για τις βασικές παραμέτρους που επηρεάζουν την απόδοση και τα κύρια χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς τέτοιων συνδέσεων, σε αυτή την ενότητα παρουσιάζονται και αναλύονται τα αποτελέσματα από τρισδιάστατες αριθμητικές προσομοιώσεις που αναπαράγουν την απόκριση που καταγράφηκε στις πειραματικές δοκιμές. Δίνεται προσοχή στην επιρροή που έχει στην απόκριση του κόμβου η επιλογή της διατομής, οι συνθήκες στήριξης, ο σχεδιασμός του φατνώματος και η γεωμετρία της ζώνης απομείωσης των πελμάτων της δοκού. Ακολουθεί μια αναφορά σε απλοποιημένες προσεγγίσεις προσομοίωσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο πλαίσιο της ανάλυσης και του σχεδιασμού.

#### 6.4.1. Κατασκευή δοκιμίων

Η κατασκευή των δοκιμίων (βλέπε Σχ. 6.40) αποτελεί μέρος της Αμερικάνικης διαδικασίας πιστοποίησης. Πράγματι, αυτοί οι τύποι κόμβων πρέπει να συγκολληθούν επί τόπου, και για αυτό δίνεται προσοχή σε αυτό το θέμα. Η κατασκευή των μελών λαμβάνει χώρα στο Λουξεμβούργο, όπου τα μεταλλικά προφίλ κόβονται στο κατάλληλο μήκος και προετοιμάζονται οι λεπτομέρειες των συδέσεων (διαμορφώσεις συγκολλήσεων, διατρήσεις οπών, συγκολλήσεις νευρώσεων), ώστε να είναι έτοιμα για επί τόπου συγκόλληση. Στην συνέχεια, οι δοκοί και τα υποστυλώματα αποστέλλονται στις ΗΠΑ, και η τελική συγκόλληση μεταξύ των κύριων συνδεόμενων στοιχείων πραγματοποιείται στο εργαστήριο στο οποίο πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές.



Σχ. 6.40: Κατασκευή των δοκιμίων στο εργοστάσιο και συγκόλληση στο εργαστήριο

## 6.4.2. Αποτελέσματα πειράματος για το δοκίμιο SP2

Ο πειραματικός έλεγχος του δοκιμίου SP2 ολοκληρώθηκε σε διάστημα δυο ημερών, με συνολικό χρόνο δοκιμής που διήρκησε περίπου οκτώ ώρες. Η μέγιστη δύναμη 293 kips (1303.33 kN) εφαρμόστηκε στο δείγμα όταν η σχετική μετατόπιση των ορόφων ήταν ίση με 4%. Το παρακάτω σχήμα δείχνει ότι η προβλεπόμενη ελαστική δυσκαμψία του δοκιμίου, Kelastic = 75 k/ in (13.13 kN/mm), η οποία λήφθηκε προσεγγιστικά από ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων που πραγματοποιήθηκε αρχικά στο δοκίμιο, είναι πολύ λογική. Η συμπεριφορά του δοκιμίου SP2 περιγράφεται στο Σχ. 6.41.



Σχ. 6.41: Πειραματική απόκριση κόμβων με απομειωμένα πέλματα δοκών: δοκίμιο SP2

Μετά από δυο κύκλους με σχετική μετατόπιση ορόφου στο 4% που ολοκληρώνουν την δοκιμή πιστοποίησης, εκτελούνται πέντε πλήρεις κύκλοι με σχετική μετατόπιση ορόφου 5%, μέχρι να συμβεί η αστοχία λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης. Κατά την διάρκεια του τελευταίου κύκλου, η δοκός αστόχησε (θραύση) τόσο στο άνω όσο και στο κάτω πέλμα της στην περιοχή της απομειωμένης διατομής, λόγω της συγκέντρωσης σημαντικού τοπικού λυγισμού, όπως φαίνεται στο Σχ. 6.42.



(α) (β) (γ)
Σχ. 6.42: Πειραματική απόκριση του δοκιμίου SP2: (α) Συνολική παραμόρφωση της σύνδεσης;
(β) και (γ) θραύση στα πέλματα της δοκού

Το Σχ. 6.43α δείχνει την ροπή συναρτήσει της μετατόπισης μεταξύ των ορόφων. Στον κύκλο όπου εμφανίζεται η σχετική μετατόπιση 4%, η ροπή που υποβλήθηκε από τη δοκό ξεπέρασε κατά πολύ το 80% της ονομαστικής καμπτικής πλαστικής αντοχής, M<sub>P</sub>. Το ίδιο ισχύει και για σχετική μετατόπιση 5%. Αυτό ικανοποιεί τα κριτήρια αποδοχής για ειδικά πλαίσια ροπής, όπως περιγράφονται στην Ενότητα E3.6 του AISC 341-10. Το Σχ. 6.43β δείχνει την ανελαστική συνεισφορά στην συνολική μετατόπιση του ορόφου. Μετά τους πρώτους κύκλους της δοκιμής, η συνεισφορά της ανελαστικής παραμόρφωσης στην σχετική μετατόπιση των ορόφων είναι κυρίαρχη. Καθώς η απομειωμένη διατομή στα πέλματα της δοκού αρχίζει να διαρρέει και να εμφανίζονται μεγάλες παραμορφώσεις, δημιουργείται μια άρθρωση και το μεγαλύτερο μέρος της στροφής που καταγράφεται στη σύνδεση, προέρχεται από ανελαστική στροφή που συμβαίνει γύρω από αυτήν την άρθρωση.





Σχ. 6.43: Πειραματική απόκριση του δοκιμίου SP2: Καμπύλη ροπής – στροφής, (α) Συνολική, (β) Ανελαστική

Αν και δεν είναι μια παραμόρφωση που μπορεί εύκολα να συλληφθεί από τις φωτογραφίες των δοκιμών, η διατμητική παραμόρφωση του φατνώματος παίζει επίσης σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά της σύνδεσης. Η διατμητική παραμόρφωση φαίνεται στο Σχ. 6.44α σε όρους οριζόντιας μετατόπισης του υποστυλώματος συναρτήσει της ροπής υπολογιζόμενης στον κεντροβαρικό άξονα του υποστυλώματος. Και πάλι, οι μέγιστες τιμές λαμβάνονται κατά τη διάρκεια των κύκλων με σχετική μετατόπιση ορόφων 4%, ενώ στην συνέχεια παρατηρούνται δραστικές μειώσεις καθώς η σύνδεση αρχίζει να διαρρέει και να παραμορφώνεται σημαντικά. Στους τελευταίους κύκλους, η ροπή μειώνεται ελαφρώς, σε αντίθεση με την οριζόντια παραμόρφωση που μειώνεται σημαντικά καθώς στην θέση της απομειωμένης διατομής των πελμάτων της δοκού δημιουργείται άρθρωση και παραλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος της παραμόρφωσης της σύνδεσης. Το φάτνωμα του υποστυλώματος μελετάται περεταίρω στο Σχ. 6.44b, στο οποίο απεικονίζεται η διατμητική τάση συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης. Τα γνωστά μοτίβα είναι και πάλι εμφανή, καθώς οι μέγιστες τιμές της τάσης και της παραμόρφωσης εμφανίζονται κατά τη διάρκεια των κύκλων με σχετική μετατόπιση 4%. Καθώς οι δοκιμές εισέρχονται στους κύκλους με σχετική μετατόπιση 5%, οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι μεγάλες και τα αποτελέσματα γίνονται ασταθή, κάτι που μπορεί να παρατηρηθεί σε αρκετούς από τους τελευταίους κύκλους που απεικονίζονται στο διάγραμμα.



Σχ. 6.44: Πειραματική απόκριση του δοκιμίου SP2: (α) Διατμητική παραμόρφωση φατνώματος, (β) Διατμητική παραμόρφωση συναρτήσει διατμητικής τάσης φατνώματος,

#### 6.4.3. Αποτελέσματα πειράματος για το δοκίμιο SP4

Ο πειραματικός έλεγχος του δοκιμίου SP4 ολοκληρώθηκε σε διάστημα 7 ωρών σε μία μόνο μέρα. Ο τρόπος φόρτισης του δοκιμίου SP4 είναι ο ίδιος που εφαρμόσθηκε και στο δοκίμιο SP2 (δηλαδή βάσει του AISC341-10). Ωστόσο, λόγω κάποιων επιπλοκών, η δοκιμή ολοκληρώθηκε μετά από σχετική μετατόπιση ίση με 4%. Σε αυτό το σημείο η πλευρική στήριξη αστόχησε και η συνέχιση της δοκιμής θα έθετε σε κίνδυνο το προσωπικό και τον εξοπλισμό του εργαστηρίου.

Το Σχ. 6.45 απεικονίζει τη συνολική καμπύλη απόκρισης και συνοψίζει τα κύρια γεγονότα κατά τη διάρκεια της δοκιμής.



Σχ. 6.45: Πειραματική απόκριση των κόμβων με απομειωμένα πέλματα δοκών: δοκίμιο SP4

Οι συνολικές παραμορφώσεις του δοκιμίου SP4 φαίνονται στο Σχ. 6.46α. Υπάρχει σημαντική στρέψη στο υποστύλωμα. Το Σχ.6.46β δείχνει τον τοπικό λυγισμό του κορμού της διατομής με τις γραμμές του πλέγματος.



Σχ. 6.46: Πειραματική απόκριση του δοκιμίου SP4: (α) Συνολική παραμόρφωση της σύνδεσης, (β) Τοπικός λυγισμός και διαρροή κορμού

Το Σχ. 6.47α δείχνει την εφαρμοζόμενη στην σύνδεση ροπή συναρτήσει της συνολικής γωνίας των ορόφων. Παρόλο που παρατηρήθηκε μείωση της αντοχής, η αντοχή της σύνδεσης είναι πάνω από το 80% της ονομαστικής καμπτικής πλαστικής αντοχής για τους κύκλους με σχετική μετατόπιση 4%. Ωστόσο, το Σχ. 6.47α μπορεί να είναι παραπλανητικό σχετικά με το μέγεθος κατά το οποίο η πειραματική ροπή αντοχής υπερβαίνει το 80% της ονομαστικής. Σε αυτό το σχήμα, η ροπή υπολογίζεται στον κεντροβαρικό άξονα του υποστυλώματος σε συμφωνία με τον AISC 341-10. Αυτό οφείλεται εν μέρει στο ευρύ πεδίο των συνδέσεων που καλύπτονται από το AISC 341-10.



Σχ. 6.47: Πειραματική απόκριση του δοκιμίου SP4: (α) Καμπύλη ροπής – στροφής, Συνολική (SP4), (β) Λόγος ροπών για απομειωμένη διατομή δοκού - Σχετική μετακίνηση ορόφου (SP4)

Για τους κόμβους με απομειωμένα πέλματα δοκών, η ονομαστική πλαστική αντοχή υπολογίζεται για τις ιδιότητες της απομειωμένης διατομής. Το Σχ. 6.47β απεικονίζει τον λόγο της εφαρμοζόμενης ροπής προς την ονομαστική πλαστική ροπή αντοχής στην απομειωμένη διατομή. Η πειραματική ροπή αντοχής εξακολουθεί να είναι μεγαλύτερη από το 80% της ονομαστικής πλαστικής αντοχής.

## 6.4.4. Συνεισφορά των μελών του κόμβου

Παρουσιάζονται ακολούθως κάποια χαρακτηριστικά αποτελέσματα για μια σύνδεση με μέγεθος W36x925 για τη δοκό και W14x873 για το υποστύλωμα. Η ροπή στην παρειά του υποστυλώματος συναρτήσει της στροφής χορδής της δοκού σε απόλυτες και ανηγμένες τιμές φαίνεται στα Σχ. 6.48(a) και Σχ. 6.48(b), αντίστοιχα. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή είναι ίση με 22465 kNm, για μια σχετική μετατόπιση 5%. Η απομείωση της διατομής των πελμάτων προσφέρει έναν πραγματικό μειωτικό συντελεστή ίσο με 0.79, ο οποίος είναι πρακτικά ίσος με αυτόν που θεωρείται κατά τον σχεδιασμό. Επισημαίνονται τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία στο διάγραμμα που εξηγούνται παρακάτω. Παρακολουθώντας την εξέλιξη της διαρροής, προκύπτουν τα εξής: η διαρροή αρχίζει στην διεπιφάνεια δοκού – υποστυλώματος (σχετική μετατόπιση 0.9%) και στην συνέχεια προχωρά στα πέλματα με τις απομειωμένες διατομές (σχετική μετατόπιση 1.2%). Ο πλήρως ανεπτυγμένος πλαστικός μηχανισμός (σχετική μετατόπιση 2.6%) υποδεικνύει ότι το μεγαλύτερο μέρος της πλαστικής παραμόρφωσης λαμβάνει χώρα στην απόμειωμένη διατομή, με περιορισμένη διατμητική παραμόρφωση του φατνώματος (βλέπε Σχ. 6.49). Ωστόσο, υπάρχει συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων στις συγκολλήσεις των πελμάτων, γεγονός που υποδεικνύει ότι το σύστημα της απομειωμένης διατομής των πελμάτων δεν μειώνει πλήρως την απαίτηση των τάσεων. Το μέγεθος της πλαστικής παραμόρφωσης στο κέντρο της συγκόλλησης φτάνει το 1,6% (σε σχετική μετατόπιση δοκού 5%), συγκριτικά με το 6,3% που παρατηρήθηκε στην απομειωμένη διατομή της δοκού.



Σχ. 6.48: Ροπή στην παρειά του υποστυλώματος συναρτήσει της σχετικής μετακίνησης της δοκού. a) Απόλυτες τιμές, b) αποτελέσματα ανηγμένα ως προς την πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής της δοκού Μ<sub>pe</sub>



Σχ. 6.49: Μέγεθος πλαστικών παραμορφώσεων (αριστερά) και τάσεις κατά V. Mises (δεξιά): a) έναρξη διαρροής, b) εξέλιξη διαρροής στα πέλματα της δοκού και στο φάτνωμα του κορμού, c) έναρξη της κράτυνσης, d) πλήρης ανάπτυξη μηχανισμού

Η συνεισφορά κάθε μέλους στην συνολική παραμόρφωση μπορεί να παρατηρηθεί σχεδιάζοντας την στροφή κάθε μέλους συναρτήσει της ροπής στην παρειά του υποστυλώματος (βλέπε Σχ. 6.50 και Σχ. 6.51). Η συνεισφορά της διατομής RBS στην συνολική πλαστική στροφή (σε σχετική μετατόπιση δοκού 5%) είναι περίπου τρείς φορές αυτή του φατνώματος (σε σχετική μετατόπιση δοκού 5%) το οποίο παρουσιάζει πρακτικά ελαστική συμπεριφορά, παρά το γεγονός ότι υπάρχει διαρροή. Η στροφή κάθε σημείου του κεντροβαρικού άξονα της δοκού απεικονί-

ζεται γραφικά στο Σχ. 6.51 ως συνάρτηση της απόστασης x από την επιφάνεια του υποστυλώματος. Η στροφή της πλαστικής άρθρωσης στη μέση της RBS είναι περίπου 0,037 rad, ενώ η στροφή του φατνώματος εκτιμάται ως 0.009 rad.





Σχ. 6.50: Στροφή RBS, φατνώματος και συνολική συναρτήσει της ροπής στην παρειά του υποστυλώματος

Σχ. 6.51: Στροφή των σημείων του κεντροβαρικού άξονα της δοκού (θ) συναρτήσει της απόστασης από την παρειά του υποστυλώματος (x)

Ύστερα από την ενδελεχή εξέταση της συμπεριφοράς των τεσσάρων τύπων συνδέσεων RBS, οι οποίες εφαρμόζουν μέλη μεγάλου μεγέθους σε ένα ευρύ φάσμα συνδυασμών, σημειώνεται ένας μεγάλος αριθμός σημαντικών παρατηρήσεων. Αρχικά, παρατηρήθηκε πλευρική αστάθεια στην περίπτωση της σύνδεσης που αντιπροσωπεύεται από το δοκίμιο SP4, όπως περιγράφεται παραπάνω, η οποία συνδυάζει το πιο υψίκορμο υποστύλωμα μαζί με μια υψίκορμη δοκό τύπου W40. Η αστάθεια οφείλεται σε μια πλευρική μετατόπιση του κάτω πέλματος της δοκού ίση με 51mm, σε συνδυασμό με την στρέψη του υποστυλώματος. Επιπλέον, παρατηρήθηκε μια αυξημένη απαίτηση πλαστικής παραμόρφωσης στις συγκολλήσεις των συνδέσεων των πελμάτων δοκού – πελμάτων υποστυλώματος, οι οποίες περιλαμβάνουν βαρύτερα μέλη. Ακόμη, οι συνδέσεις επέδειξαν μια ισχυρή απόκριση του φατνώματος, που σημαίνει ότι αγνοώντας την συνεισφορά των πελμάτων του υποστυλώματος στην ονομαστική αντοχή του, όπως ορίζει ο AISC 358-10 (AISC, 2010b), μπορεί να αποδειχθεί αρκετά συντηρητικό. Αυτά τα ευρήματα υποδηλώνουν ότι το μέγεθος των μελών, οι διαστάσεις της σύνδεσης RBS και ο σχεδιασμός της αντοχής του φατνώματος (PZ) είναι σημαντικές παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση.

#### 6.4.5. Επιρροή του μεγέθους των μελών

Η ανάλυση της σύνδεσης SP4 έδειξε την ευαισθησία των υψίκορμων δοκών στον πλευρικό στρεπτικό λυγισμό, ο οποίος εκφράζεται ως παραμόρφωση εκτός

επιπέδου του κάτω πέλματος της δοκού στη θέση της RBS. Επιπλέον, το υποστύλωμα W40x593, το οποίο ήταν το μόνο που ξεπέρασε το πιστοποιημένο όριο ύψους, παρουσίασε ως ένα βαθμό στρέψη. Με στόχο την περαιτέρω διερεύνηση αυτής της συμπεριφοράς, πραγματοποιήθηκαν 4 επιπλέον αναλύσεις, μεταβάλλοντας τη διατομή της δοκού και του υποστυλώματος που συμβάλουν στην σύνδεση. Οι συνδέσεις SP5 και SP6 εξετάζουν την επιρροή της διατομής του υποστυλώματος διατηρώντας τη δοκό W44x408 σταθερή (SP5: W14x730, SP6: W36x487). Από την άλλη, οι συνδέσεις SP7 και SP8 εξετάζουν την επιρροή της διατομής τος διατομής το υποστύλωμα W40x593 σταθερό (SP7: W40x431, SP8: W36x387).

Η επίδραση των διαφόρων χαρακτηριστικών του υποστυλώματος συνοψίζονται στα παρακάτω διαγράμματα. Οι συνδέσεις που περιέχουν την ίδια δοκό με τα δοκίμια SP4 και SP5 παρουσιάζουν ταυτόσημη συμπεριφορά ροπής – μετατόπισης. Από την άλλη, η σύνδεση SP6 παρουσιάζει μεγάλη πτώση τόσο της ανελαστικής όσο και της ελαστικής δυσκαμψίας (Σχ. 6.52), υποδεικνύοντας σημαντική συμπεριφορά LTB (πλευρικός στρεπτικός λυγισμός) (Σχ. 6.53). Η παραμορφωμένη κατάσταση των δοκών απεικονίζεται στο Σχ. 6.54 (για σχετική μετατόπισης σε σχέση με τον λόγο h/t<sup>3</sup>cf για το υποστύλωμα. Είναι εύκολο να αποδειχθεί ότι ο λόγος αυτός μπορεί να αποτελεί έναν καλό δείκτη της στρέψης του υποστυλώματος και ότι τα πλάτη LTB για την ίδια δοκό σχετίζονται άμεσα με την ευαισθησία του αντίστοιχου υποστυλώματος σε στρέψη.



Σχ. 6.52: Ροπή στην παρειά του υποστυλώματος στα δοκίμια SP4, SP5, SP6 σε σχέση με την σχετική μετακίνηση της δοκού (ανηγμένη ως προς M<sub>pe</sub>)



Σχ. 6.53: Πλευρική μετακίνηση του κάτω πέλματος για το δοκίμιο SP4, SP5, SP6 (ανηγμένη ως προς το πάχος πέλματος της δοκού)



Σχ. 6.54: Πλευρική μετακίνηση δοκών και πλαστική παραμόρφωση για σχετική μετατόπιση 5%: (a) SP6, (b) SP5, (c) SP6



Σχ. 6.55: Πλάτος LTB για σχετική μετακίνηση 5% (ανηγμένο ως προς το πάχος πέλματος της δοκού) σε σχέση με τον λόγο h/t<sup>3</sup>cf

Η επιρροή της μεταβολής της διατομής της δοκού στην καθολική απόκριση ροπής – μετατόπισης για τα δοκίμια SP7 και SP8, παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά με την περίπτωση αναφοράς του δοκιμίου SP4 (Σχήμα 6.56). Η συμπεριφορά LTB υπάρχει σε όλες τις συνδέσεις όπως φαίνεται και από τα Σχ. 6.57 και Σχ. 6.58. Η λυγηρότητα του κορμού της δοκού φαίνεται να είναι ένας καλός δείκτης της ευαισθησίας σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό και της επακόλουθης στρέψης του υποστυλώματος. Οι γωνίες στρέψης του υποστυλώματος συναρτήσει της λυγηρότητας του κορμού της δοκού σχεδιάζονται και εξετάζονται στο Σχ. 6.59.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο πλαίσιο της προαναφερθείσας μελέτης, η πλευρική στήριξη των κάτω πελμάτων των δοκών παρέχεται μόνο στο σημείο εφαρμογής του φορτίου (ελεγχόμενη μετατόπιση). Η προσθήκη πλευρικής στήριξης κοντά στη ζώνη RBS θα μείωνε πλήρως το φαινόμενο πλευρικού λυγισμού.



Σχ. 6.56: Ροπή στην παρειά του υποστυλώματος στα δοκίμια SP4, SP7, SP8



Σχ. 6.57: Πλευρική μετακίνηση του κάτω πέλματος για το δοκίμιο SP4, SP7, SP8 (ανηγμένη ως

σε σχέση με την σχετική μετακίνηση της δοκού  $(\alpha v \eta \gamma \mu \epsilon v \eta \omega \varsigma \pi \rho o \varsigma M_{Pc})$ 

προς το πλάτος πέλματος της δοκού)



Σχ. 6.58: Πλευρική μετακίνηση δοκών και πλαστική παραμόρφωση για σχετική μετατόπιση 5%: (a) SP4, (b) SP7, (c) SP8 Σχ. 6.59: Γωνία στρέψης υποστυλώματος για σχετική μετατόπιση 5% σε σχέση με την λυγηρότητα του κορμού της δοκού

#### 6.4.6. Επιρροή του σχεδιασμού του φατνώματος του κορμού

Έχουν θεωρηθεί τέσσερις διαφορετικές διαμορφώσεις στις λεπτομέρειες των φατνωμάτων για τις σχεδιαζόμενες συνδέσεις. Τα αποτελέσματα για την σύνδεση SP3 είναι αντιπροσωπευτικά και παρουσιάζονται στη συνέχεια με 3 διαφορετικές παραλλαγές για το πάχος του φατνώματος και μία περίπτωση όπου επιλέγεται ισχυρότερο υλικό για το υποστύλωμα. Η ροπή της δοκού που προκύπτει (υπολογισμένη στην παρειά του υποστυλώματος) συναρτήσει των καμπυλών στροφής χορδής φαίνονται στο Σχ. 6.60. Στην περίπτωση του ασθενούς φατνώματος (πάχους 100 mm), η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι σημαντικά χαμηλότερη. Η πλαστική στροφή στη ζώνη RBS και οι στρεβλώσεις του φατνώματος απεικονίζονται γραφικά συναρτήσει της σχετικής μετατόπισης της δοκού στο Σχ. 6.61. Στην περίπτωση του ασθενούς φατνώματος (χωρίς πρόσθετες πλάκες), η σύνδεση RBS παραμένει ουσιαστικά ελαστική και όλη η πλαστική παραμόρφωση παραλαμβάνεται από το φάτνωμα. Αυξάνοντας το πάχος του φατνώματος στα 136 mm μέσω πρόσθετων πλακών, η πλαστική στροφή σχεδόν ισομοιράζεται μεταξύ του φατνώματος και της σύνδεσης. Επιπλέον αύξηση του ενεργού πάχους του φατνώματος στα 156 mm ή χρήση υλικού 65 ksi (455 MPa) για το υποστύλωμα οδηγεί περίπου στο 60% της συνολικής παραμόρφωσης της σύνδεσης να σημειώνεται στην ζώνη RBS.

Η σχετική συνεισφορά της ζώνης RBS και του φατνώματος στην συνολική (ελαστική και ανελαστική) παραμόρφωση της σύνδεσης, για την διαστασιολόγηση του δευτέρου, απεικονίζεται στο Σχ. 6.62.



Σχ. 6.60: Ροπή στην παρειά του υποστυλώματος συναρτήσει της μετατόπισης της δοκού για διάφορα πάχη σχεδιασμού του φατνώματος



Σχ. 6.61: a) RBS πλαστική στροφή, (b) στρέβλωση φατνώματος συναρτήσει της μετατόπισης της δοκού για διάφορα πάχη του φατνώματος του δοκιμίου SP3



Σχ. 6.62: Συνεισφορά της σύνδεσης RBS και του φατνώματος στην συνολική παραμόρφωση του δοκιμίου SP3

## 6.4.7. Επιρροή του σχεδιασμού της ζώνης RBS

Όσον αφορά την γεωμετρία της απομειωμένης ζώνης RBS, οι συνδέσεις SP2 και SP3 έχουν αναλυθεί με διάφορες διαμορφώσεις, όπως ορίζονται από τις παραμέτρους A, B και C. Γενικά, η αύξηση της απομείωσης της διατομής στην ζώνη RBS οδηγεί σε μικρότερες αναπτυσσόμενες ροπές στην παρειά του υποστυλώματος. Η παράμετρος C, η οποία καθορίζει το βάθος της απομείωσης, προφανώς καθορίζει και τη ροπή αντοχής της σύνδεσης, καθώς και τις απαιτήσεις διάτμησης που επιβάλλονται στο φάτνωμα (δηλαδή, οι μεγαλύτερες απομειώσεις υποδηλώνουν μικρότερη ροπή αντοχής και χαμηλότερες απαιτήσεις διάτμησης φατνώματος). Η επίδραση της μείωσης του πέλματος (που κυμαίνεται από το μηδέν – χωρίς RBS – μέχρι τη μέγιστη τιμή που επιτρέπεται από τον κανονισμό) στις πλαστικές παραμορφώσεις (σε σχετική μετατόπιση 5%) φαίνεται στα διαγράμματα του Σχ. 6.63.



Σχ. 6.63: Μέγεθος πλαστικής παραμόρφωσης για σχετική μετατόπιση 5% του δοκιμίου SP3 για διάφορες περιπτώσεις απομείωσης της διατομής στην ζώνη RBS

#### 6.4.8. Απλοποιημένες διαδικασίες προσομοίωσης

Οι εκτιμήσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω εξάχθηκαν με χρήση ενός τρισδιάστατου συνεχούς μη γραμμικού προσομοιώματος το οποίο ενώ παρουσιάζει την πιο ακριβή απόκριση, είναι σχετικά χρονοβόρο και με αρκετά λεπτομερή υπόβαθρο. Για απλοποιημένες προσομοιώσεις για τους σκοπούς του σχεδιασμού, μπορεί να πραγματοποιηθεί κάποια εξιδανίκευση των μελών της σύνδεσης. Θα πρέπει ωστόσο να σημειωθεί ότι οι συνδέσεις RBS έχουν μια συγκεκριμένη διαμόρφωση, η οποία διαφέρει από τους άλλους τύπους κόμβων που εξετάστηκαν παραπάνω. Παρ'όλα αυτά, πολλά μέλη της σύνδεσης μπορούν να προσομοιωθούν με τον ίδιο τρόπο που αντιμετωπίζονται και για τις άλλες μορφές κόμβων.

Όπως και στις άλλες μορφές κόμβων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι προσεγγίσεις του ΕΝ 1993-1-8, έτσι και για τις συνδέσεις RBS μπορούν να αναγνωριστούν τα ακόλουθα μέλη: κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό, πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη, πέλμα δοκού σε θλίψη, κορμός υποστυλώματος σε θλίψη και κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η απομειωμένη ζώνη RBS δεν αποτελεί μέρος των συνόλου των συμβατικών μελών της σύνδεσης και θα πρέπει να διαμορφώνεται ως τμήμα της δοκού.

Το Σχ. 6.64 παρουσιάζει ένα σκαρίφημα μιας τυπικής συναρμολόγησης των μελών του κόμβου. Οι ίδιες διαδικασίες που υιοθετήθηκαν για τα ίδια μέλη στους άλλους τύπους συνδέσεων μπορούν να χρησιμοποιηθούν και στην περίπτωση αυτή, ώστε να αναπτυχθεί μια διγραμμική μονοτονική και ανακυκλιζόμενη απόκριση της σύνδεσης. Το φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση ή το πέλμα του υποστυλώματος σε κάμψη μπορούν να είναι κρίσιμα στοιχεία σε αυτήν την περίπτωση, ανάλογα με τις διαστάσεις που θα χρησιμοποιηθούν.



Σχ. 6.64: Σχηματική συναρμολόγηση για διάταξη των ελατηρίων σε συνδέσεις SP



Σχ. 6.65: Σύγκριση μεταξύ του συνεχούς 3D προσομοιώματος με πεπερασμένα στοιχεία και εξιδανικευμένου προσομοιώματος με στοιχεία δοκού για τις συνδέσεις SP1-SP4

Όπως επισημάνθηκε προηγουμένως, η προσομοίωση των συνδέσεων RBS σε προγράμματα ανάλυσης με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία απαιτεί μια προσομοίωση των μελών της σύνδεσης όπως συζητήθηκε παραπάνω, ιδιαίτερα το φάτνωμα που μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τη συμπεριφορά του κόμβου, καθώς και την απομειωμένη διατομή στη ζώνη RBS. Χρησιμοποιώντας μια απλή προσέγγιση (Grubbs, 1997), η ελαστική δυσκαμψία των δύο στοιχείων δοκού – υποστυλώματος εντός της ζώνης RBS μπορεί να τροποποιηθεί για να ληφθεί υπόψη η απώλεια της δυσκαμψίας λόγω της απομείωσης των πελμάτων της δοκού, ενώ μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα μηδενικού μήκους στροφικό ελατήριο που θα συνδέει τους δύο κόμβους στη μέση, ώστε να ληφθεί υπόψη η ανελαστική απόκριση της ζώνης RBS.

Μια σύγκριση μεταξύ της συνολικής απόκρισης ροπής – σχετικής μετατόπισης, για τα δοκίμια SP1 έως SP4, χρησιμοποιώντας τρισδιάστατο συνεχές προσομοίωμα καθώς και με την προσέγγιση της απλοποιημένης δοκού, φαίνεται στο Σχ. 6.65. Μπορεί να παρατηρηθεί ότι επιτυγχάνεται ένα ικανοποιητικό επίπεδο συμφωνίας μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων, ειδικά όσον αφορά την πλαστική απόκριση του συστήματος RBS.

#### 6.4.9. Γενικές παρατηρήσεις για τους κόμβους με απομειωμένα πέλματα δοκών

Με βάση τις πειραματικές και αριθμητικές μελέτες σχετικά με την απομείωση της διατομής στις συνδέσεις ροπής RBS με μέλη μεγάλου μεγέθους για τις χαλύβδινες κατασκευές, η γενική συμπεριφορά των συνδέσεων με την αυξανόμενη σχετική μετατόπιση της δοκού χαρακτηρίζεται αρχικά από διαρροή που συμβαίνει στη διεπιφάνεια του άνω πέλματος της δοκού και του πέλματος του υποστυλώματος. Στην συνέχεια διαρρέουν είτε τα πέλματα της δοκού στην ζώνη του RBS είτε το φάτνωμα, ανάλογα με τη αντοχή των δύο στοιχείων. Ακολούθως παρουσιάζεται συσσώρευση πλαστικών παραμορφώσεων στο στοιχείο που είναι ασθενέστερο.

Η εισαγωγή μιας απομειωμένης διατομής μπορεί να ανακουφίσει το υποστύλωμα από την ροπή που ασκείται στην παρειά του, σε ποσοστό 75% - 95% σε σύγκριση με την πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής της δοκού. Η απαίτηση σε πλαστική παραμόρφωση στη διεπιφάνεια δοκού – υποστυλώματος μειώνεται, αλλά δεν εξαλείφεται πλήρως.

Τα κάτω πέλματα των υψίκορμων δοκών (που βρίσκονται σε θλίψη) έχουν την τάση να κινούνται πλευρικά με τις αυξανόμενες μετατοπίσεις της δοκού, εμφανίζοντας συμπεριφορά LTB. Αυξημένη πλευρική κίνηση που μπορεί να φτάσει έως και το 25% του πλάτους του πέλματος της δοκού έχει παρατηρηθεί για δοκούς με πιο λυγηρούς κορμούς. Ωστόσο, παρέχοντας πλευρική στήριξη σε μια απόσταση ίση με d<sub>b</sub>/2 από το άκρο της ζώνης RBS, μακριά από την παρειά του υποστυλώματος, μπορεί ουσιαστικά να μειώσει αυτό το φαινόμενο.

Τα υψίκορμα υποστυλώματα παρουσιάζουν αυξημένη ευαισθησία σε στρέψη. Έχει παρατηρηθεί μια μέγιστη γωνία περιστροφής 0,12 rad για το υποστύλωμα με τον υψηλότερο λόγο h/t<sub>cf</sub>, ο οποίος είναι ένας δείκτης χαμηλής στρεπτικής αντοχής. Υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση μεταξύ της ευαισθησίας των υποστυλωμάτων σε

στρέψ και του πλευρικού λυγισμού των δοκών, καθώς μεγεθύνουν το ένα το άλλο. Παρέχοντας πλευρική στήριξη σύμφωνα με την προαναφερθείσα απαίτηση μειώνεται και η συστροφή των υποστυλωμάτων, καθώς οι τιμές των γωνιών συστροφής εμφανίζονται μία τάξη μεγέθους μικρότερες.

Οι λυγηρές δοκοί έχουν μεγαλύτερες πιθανότητες να εμφανίσουν τοπικό λυγισμό, ο οποίος μπορεί να εκδηλωθεί είτε στο θλιβόμενο πέλμα είτε στον κορμό. Αυτό το φαινόμενο μπορεί να ξεκινήσει για μια μετατόπιση δοκού περίπου 2,0% και δύναται να μειώσει σημαντικά την πλαστική ικανότητα στροφής της δοκού λόγω ασύμμετρης συσσώρευσης πλαστικής παραμόρφωσης στο λυγισμένο πέλμα που μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρη «όλκιμη» θραύση. Σε αυτή την περίπτωση η παροχή πλευρικής στήριξης κοντά στην πλαστική άρθρωση δεν βοηθά.

Ο σχεδιασμός του φατνώματος (PZ) είναι η κύρια παράμετρος που επηρεάζει τις απαιτήσεις ανελαστικής στροφής που επιβάλλονται στο σύστημα RBS. Επιτρέποντας την ανελαστική παραμόρφωση στο φάτνωμα μπορεί να ανακουφιστεί η σύνδεση RBS από τις υπερβολικές απαιτήσεις πλαστικής στροφής. Στην περίπτωση λυγηρών δοκών, διαπιστώθηκε ότι αυτή η ανακούφιση μπορεί να οδηγήσει σε ευστάθεια, καθώς αποτρέπει την εμφάνιση πρόωρου πλευρικού λυγισμού. Από την άλλη, επιτρέποντας υπερβολικές απαιτήσεις στροφής στο φάτνωμα αυξάνεται η πλαστική παραμόρφωσή και η αρνητική πίεση που επιβάλλεται στη διεπιφάνεια του άνω πέλματος της δοκού και του πέλματος υποστυλώματος, αυξάνοντας έτσι τον κίνδυνο πρόωρης «όλκιμης» θραύσης της συγκόλλησης.

Το πάχος των πελμάτων της δοκού βρέθηκε ότι παίζει σημαντικό ρόλο στην πιθανότητα εκτεταμένης θραύσης στην άνω διεπιφάνεια της συγκόλλησης δοκού – υποστυλώματος. Τα υπερβολικά μεγάλου πάχους πέλματα έχουν την τάση να επιβάλλουν ένα καθεστώς υψηλής τριαξονικής έντασης, σε συνδυασμό με αυξημένες απαιτήσεις πλαστικών παραμορφώσεων. Αυτό το αποτέλεσμα ενισχύεται σημαντικά όταν το φάτνωμα σχεδιάζεται ως ασθενές, ή ακόμα και ίσης αντοχής, οδηγώντας σε εξαιρετικά μεγάλες τιμές του δείκτη αστοχίας. Το ποσοστό της μείωσης του πέλματος (παράμετρος C) βρέθηκε επιπλέον ως η καθοριστική παράμετρος του συστήματος RBS. Μεγαλύτερες τιμές της παραμέτρου αυτής αυξάνουν την ικανότητα πλαστικής στροφής, παρέχοντας έτσι μεγαλύτερη ανακούφιση αναφορικά με την ροπή στην παριεά του υποστυλώματος και μειώνοντας τις διατμητικές δυνάμεις που εισάγονται στο φάτνωμα.

# ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Abidelah A., Bouchaïr A., Kerdal D.E. (2012). *Experimental and analytical behavior of bolted end*plate connections with or without stiffeners. Journal of Constructional Steel Research, 76:13–

American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 341-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010

American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 360-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010

American Society for Testing and Materials (ASTM) (2011). "Standard Practices for Cycle-Counting in Fatigue Analysis." ASTM Standard E1049-85, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-13 Standard, Reston, Virginia.

ANSI/AISC 358-10 (2010). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

ANSI/ASIC 341-16 (2016): Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction

Arce G. Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames. MS thesis, Univ.of Texas at Austin, Austin, Tex. (advisor: M.D. Engelhardt).

ASTM E606 / E606M-12 (2012) *Standard Test Method for Strain-Controlled Fatigue Testing*, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org

Bijlaard FSK, Nethercot DA, Stark JWB, Tschemmernegg F, and Zoetemeijer P. (1989). *Structural properties of semi-rigid joints in steel frames*. IABSE Periodica, 2, 33.

Bjorhovde R, Colson A. (1991) *Economy of semi-rigid frame design*, in Connections in Steel Structures II: Behaviour, Strength and Design, Bjorhovde, R., Haaijer, G., and Stark, J.W.B (eds.), American Institute of Steel Construction, 418–430.

Brandonisio G, De Luca A., Mele E. (2012). *Shear strength of panel zone in beam-to-column connections*. Journal of Constructional Steel Research, 71, 129–142.

CEN (2005). Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8: Design of Joints*. European Committee for Standardization (CEN), 2005.

CEN (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Standard EN 1998-3:2005, Brussels.

Chang KL, and Uang C M. (1997). Designing after Northridge. Modern Steel Constr., 37(3), 36-42

Charney FA, and Downs WM. (2004). *Modeling Procedures for Panel Zone Deformations in Moment Resisting Frames.* Proceedings, Connections in Steel Structures V, Amsterdam.

Chen SJ, Yeh CH, and Chu JM. (1996). *Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance*. J. Struct. Engrg., ASCE, 122(11), 1292-1299

#### Τόμος με ενημερωτικά φυλλάδια για τέσσερις σεισμικά πιστοποιημένους μεταλλικούς κόμβους | 131 Errore. Per applicare Heading 1;Car;SubChapter;ChapterTitle 1 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.

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

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.