



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ**

**Διπλωματική Εργασία**

***Συνδέσεις δοκών – στύλων σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής  
με δοκούς μειωμένης διατομής.***

***Παράμετροι απόκρισης και σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις.***



**Φοιτητής: Δρόσος Ευάγγελος**

**Επιβλέπων: Σοφιανόπουλος Δημήτρης, Επίκουρος Καθηγητής**

**Βόλος, Οκτώβριος 2010**



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 9002/1  
Ημερ. Εισ.: 22-10-2010  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2010  
ΔΡΟ



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ**

**Διπλωματική Εργασία**

***Συνδέσεις δοκών – στύλων σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής  
με δοκούς μειωμένης διατομής.***

***Παράμετροι απόκρισης και σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις.***

**Φοιτητής: Δρόσος Ευάγγελος**

**Επιβλέπων: Σοφιανόπουλος Δημήτρης, Επίκουρος Καθηγητής**

**Βόλος, Οκτώβριος 2010**

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Κεφάλαιο 1. Σκοπός.....	3
2. Κεφάλαιο 2. Εισαγωγικά στοιχεία.....	4
3. Κεφάλαιο 3. Γνώση και κατασκευαστική πρακτική πριν το σεισμό του Northridge .....	9
4. Κεφάλαιο 4. Στρατηγικές κατά το σχεδιασμό συνδέσεων στις κατασκευές νέων κτιρίων μετά το σεισμό του Northridge.....	17
4.1 Γενικές επισημάνσεις.....	17
4.2 Στρατηγικές ενισχύσεων.....	18
4.2.1 Επικαλυπτικές ενισχυτικές πλάκες παράλληλες στα πέλματα των δοκών (cover plates).....	20
4.2.2 Σχεδόν τριγωνικά ελάσματα κάθετα στα πέλματα των δοκών και των στύλων (ribs).....	20
4.2.3 Τριγωνικής μορφής T ενισχύσεις δοκών (haunches).....	21
4.2.4 Πλευρικές πλάκες ενίσχυσης (side plates).....	21
4.3 Στρατηγικές απομείωσης της διατομής της δοκού.....	22
5. Κεφάλαιο 5. Σύνδεση τύπου RBS.....	25
5.1 Γενικά στοιχεία.....	25
5.2 Η Επιπόηση της σύνδεσης RBS.....	27
6. Κεφάλαιο 6. Παράμετροι που επηρεάζουν μια σύνδεση RBS.....	37
6.1 Δυσκαμψία δοκού.....	37
6.2 Διαστάσεις διατομής δοκού και στύλου, σύμμικτο δάπεδο και βοηθητικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο άκρο της RBS.....	45
6.2.1 Περιορισμοί δοκών.....	45
6.2.2 Περιορισμοί στύλων.....	48
6.2.3 Σύμμικτο δάπεδο και βοηθητικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο άκρο της RBS.....	54
6.3 Αντοχή και ολκιμότητα του φατνώματος κορμού στύλου & ευστάθεια δοκού.....	59
6.4 Τρόπος σύνδεσης του κορμού της δοκού με το πέγμα του στύλου (κοχλιωτά ή συγκολλητά).....	65
6.5 Μετακινήσεις ορόφων.....	71

6.6 Προσανατολισμός της δοκού σε σχέση με το κύριο άξονα του στύλου.....	73
<b>7. Κεφάλαιο 7. Συνδέσεις RBS στην Ευρώπη .....</b>	<b>76</b>
<b>8. Κεφάλαιο 8. Εναλλακτικές συνδέσεις «τύπου» RBS και θέματα     βελτιστοποίησης .....</b>	<b>80</b>
8.1. Τοπικά πτυχωτοί κορμοί από λεπτότοιχα ελάσματα.....	80
8.2. Διάκενα κορμού.....	82
8.3. Θέματα βελτιστοποίησης.....	86
<b>9. Κεφάλαιο 9. Εναλλακτικές συνδέσεις «τύπου» RBS και θέματα     βελτιστοποίησης .....</b>	<b>88</b>
9.1. Γενικά.....	88
9.2. Μέγεθος RBS.....	89
9.3. Κατασκευή της κοπής του πέλματος.....	93
<b>10. Κεφάλαιο 10. Συμπεράσματα – Προτάσεις .....</b>	<b>100</b>
<b>11. Βιβλιογραφία .....</b>	<b>101</b>

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. Σκοπός**

Τα κτίρια μελετώνται σύμφωνα με τις απαιτήσεις σχεδιασμού των οικοδομικών κανονισμών για να μπορούν να αποκρίνονται σωστά όταν εκτίθενται σε μία ισχυρή σεισμική διέγερση. Κατά το σχεδιασμό πλαισιακών φορέων υπό ανακυκλιζόμενες συνθήκες φόρτισης μεγάλης έντασης, αναμένεται να παρατηρηθούν αστοχίες τόσο στον φέροντα όσο και στον μη φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Ο σχεδιασμός της κατασκευής για μεγάλους σεισμούς πρέπει ωστόσο να υπολογίζει τις συνέπειες της απόκρισης της κατασκευής και πέρα των ορίων της ελαστικής περιοχής.

Σκοπός της παρούσης εργασίας λοιπόν, είναι η ανάδειξη της μεθόδου απομείωσης των πελμάτων της δοκού στη σύνδεση δοκού - υποστυλώματος σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής, με έλεγχο της απόκρισης της σύνδεσης με την μεταβολή των παραμέτρων της απομείωσης καθώς και η σύγκριση της απόκρισης της σύνδεσης με αυτήν που επιβάλλει ο EC8.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. Εισαγωγικά Στοιχεία

Κατά το σεισμό των Northridge (1994, Η.Π.Α.) και Kobe (1995, Ιαπωνία) παρατηρήθηκαν σε μεγάλο αριθμό χαλύβδινων κτιρίων με πλαίσια ροπής, ψαθυρές θραύσεις (πρώωρες ρηγματώσεις) στις συγκολλητές συνδέσεις δοκού-στύλου, οι οποίες ήταν απρόσμενες και διαφορετικές από την προβλεπόμενη συμπεριφορά όλκιμης διαρροής των δοκών στις υποτιθέμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Ο σεισμός λοιπόν, κυρίως του Northridge, αποτέλεσε ορόσημο για τον σεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών από χάλυβα αφού απέδειξε ότι η συμβατική σύνδεση δοκού υποστυλώματος σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής δεν ήταν τόσο όλκιμη όσο πιστεύονταν. Παρόλο που δεν παρουσιάστηκε πλήρης κατάρρευση, έρευνες μετά τον σεισμό αποκάλυψαν ότι οι εκτεταμένες ρωγμές στις συνδέσεις θα είχαν οδηγήσει σε πλήρη κατάρρευση αν ο σεισμός διαρκούσε λίγο περισσότερο. Η παραδοσιακή σύνδεση ροπής που αναφέρεται πλέον ως pre-Northridge αποτελείται από μία δοκό με κοχλιωτό κορμό η οποία συνδέεται με το πέλμα του στύλου με τη βοήθεια ελασμάτων που συγκολλούνται στο πέλμα του υποστυλώματος με πλήρη συνεχή εξωραφή και κοχλιώνονται στον κορμό της δοκού αντίστοιχα. Οι εκτεταμένες αστοχίες προβλημάτισαν έντονα τους ερευνητές και τους κατασκευαστές, δίνοντας τους το έναυσμα για να αναθεωρήσουν, να επανεξετάσουν και να διερευνήσουν περαιτέρω τα υλικά, το σχεδιασμό και την εργασιακή τεχνική των μεταλλικών καμπτικών πλαισίων (moment resisting frames). Επίσης, με αφορμή τα παραπάνω επήλθε εκτεταμένη αναθεώρηση των κωδίκων αντισεισμικού σχεδιασμού και εξετάστηκαν νέες διέξοδοι στην κατασκευαστική πρακτική. Η έννοια και η βαρύτητα του ικανοτικού σχεδιασμού άρχισε να βρίσκει πρόσφορο έδαφος, δεδομένου ότι η απαίτηση για όλκιμότητα έγινε επιτακτική. Στόχος των ερευνών ήταν να εντοπιστούν τα αίτια της κακής απόδοσης της σύνδεσης pre-Northridge και να καταλήξουν σε νέες βελτιωμένες συνδέσεις.

Ακολουθώντας αυτήν την λογική η FEMA εξασφάλισε ένα μεγάλο χρηματικό κεφάλαιο σε ομάδα πανεπιστημίων και εταιρίες καθηγητών γνωστό ως εγχείρημα SAC. Σε μία περίοδο πάνω από 6 χρόνια η SAC σε συνεργασία με τις AISC, AISI, AWS και άλλες ομάδες βιομηχανίας διεύθυνε εκτεταμένη έρευνα για την εξακρίβωση των αιτιών, στις οποίες οφείλονταν οι ζημιές που είχαν λάβει χώρα στο σεισμό του 1994 καθώς και την εξεύρεση δραστικών τρόπων μείωσης της πιθανότητας δημιουργίας όμοιων ζημιών σε μελλοντικούς σεισμούς. Μία ολοκληρωμένη λίστα

αιτιών των ζημιών του σεισμού του 1994 δημοσιεύτηκε από την SAC, η οποία παρουσιάζει συστάσεις για σχεδιασμό και κατασκευή πλαισίων ροπής σε σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις λόγω σεισμικών διεγέρσεων. Αυτές οι συστάσεις περιλαμβάνουν αλλαγές στα υλικά των μελών της κατασκευής και των συγκολλήσεων και στην γεωμετρία της σύνδεσης, βελτιώνοντας την ασφάλεια της κατασκευής βάση ελέγχων και αναλύσεων, ώστε να είναι ικανή για τα κατάλληλα επίπεδα αντοχής σε ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς θραύση. Πιο πολλές από αυτές τις συστάσεις έχουν συνεταιριστεί με την AISC και την ASW. Ακολουθώντας τις συστάσεις της SAC η AISC απαιτεί οι συνδέσεις ροπής που χρησιμοποιούνται σε συστήματα πλαισίων ροπής να ελέγχονται ώστε να είναι ικανές να προάγουν την απαραίτητη ολκιμότητα. Η AISC προάγει ένα αυστηρό πρόγραμμα ελέγχου με αναλυτικούς υπολογισμούς και επιθεώρηση από ένα ανεξάρτητο σώμα το CPRP, για το σχεδιασμό, την κατασκευή και τα κριτήρια ποιότητας για συνδέσεις που χρησιμοποιούνται σε πλαίσια SMF και πλαίσια IMF.

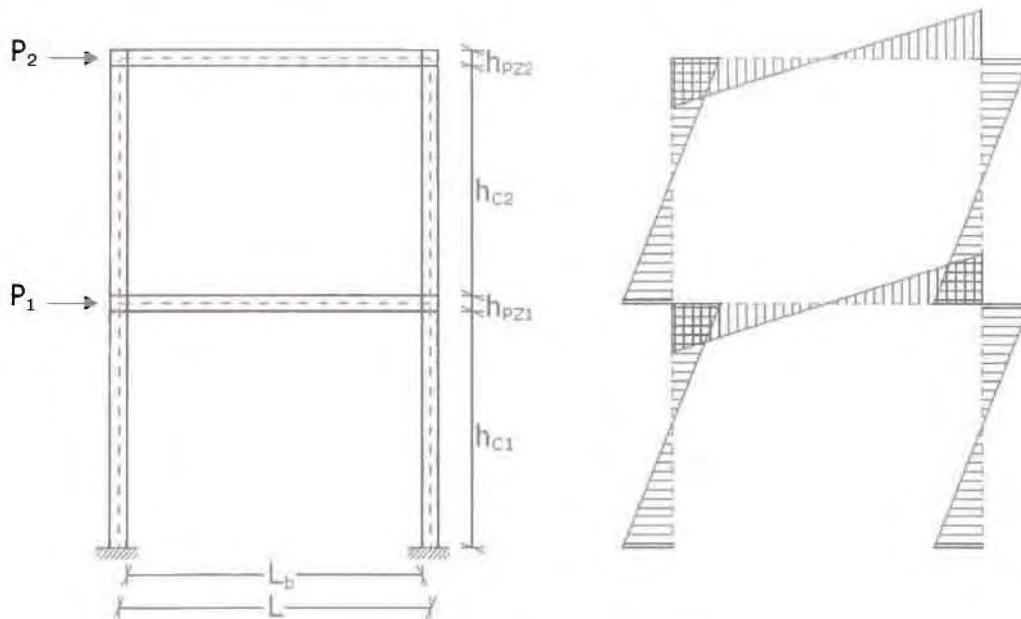
Αρωγός λοιπόν στην προσπάθεια των ερευνητών να σχεδιάσουν κατασκευές, που πλέον δεν θα επιδιώκεται να είναι άτρωτες σε κινήσεις ταλαντώσεων, αλλά θα διαθέτουν όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας, αποτέλεσε η χρησιμοποίηση των Ειδικών Καμπτικών Πλαισίων (Special Moment Frames, SMF). Πρόκειται για ένα σύγχρονο σύστημα δόμησης πλαισίων, με το οποίο οι συνδέσεις μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων καταναλώνουν σημαντικά ποσά ενέργειας, συμβάλλοντας στην απαίτηση για ολκιμότητα μετακινήσεων και για αυτό το λόγο χρησιμοποιούνται ευρέως σε περιοχές μεγάλης σεισμικότητας.

Τα συστήματα SMF σχεδιάζονται σύμφωνα με την AISC και παρουσιάζουν μεγάλη ικανότητα ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ είναι ιδιαίτερα προτιμητέα από τους αρχιτέκτονες και τους ιδιοκτήτες επειδή παρέχουν την δυνατότητα για μεγάλα ανοίγματα στους χώρους χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα. Αυτό ανοίγει την διάταξη των διαρρυθμίσεων προσφέροντας μεγάλη ευελιξία στον σχεδιασμό των χώρων. Για αυτούς τους λόγους τέτοια συστήματα χρησιμοποιούνται κυρίως σε εμπορικές κατασκευές. Χαρακτηριστικός τύπος επίπεδου ΕΚΠ απεικονίζεται στο Σχήμα 1.

Τα συστήματα SMF τυπικά περιλαμβάνουν συνδέσεις μεταξύ πλατύπελμων δοκών και υποστυλωμάτων, όπου τα πέλματα των δοκών συγκολλούνται στα αντίστοιχα πέλματα των υποστυλωμάτων με ραφές πλήρους διεισδύσεως, ενώ ο κορμός των δοκών κοχλιώνεται ή συγκολλάται στις μετωπικές πλάκες των υποστυλωμάτων μέσω συνεχούς εξωραφής. Η συγκεκριμένη κατασκευαστική

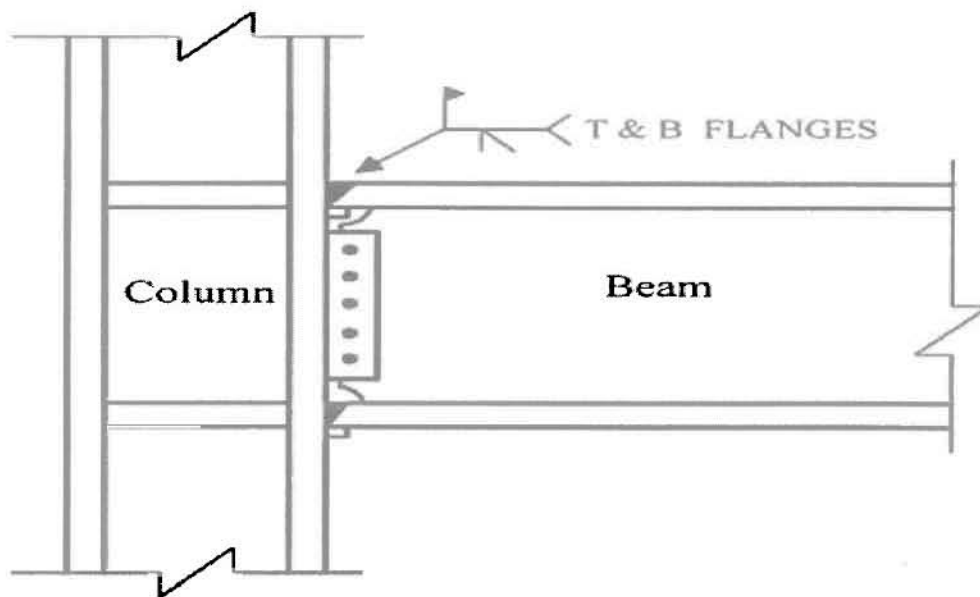


πρακτική επικρατούσε έντονα πριν το σεισμό του Northridge και στηριζόταν στη λογική ότι οι διατμητικές τάσεις μεταφέρονται από τις δοκούς στα υποστυλώματα μέσω της σύνδεσης του κορμού ενώ οι ροπές μεταφέρονται μέσω των πελμάτων της δοκού. Μία τυπική σύνδεση δοκού υποστυλώματος χωρίς ενίσχυση δείχνεται στο Σχήμα 2.



**Σχήμα 1. Ειδικό Πλαίσιο Ροπής**

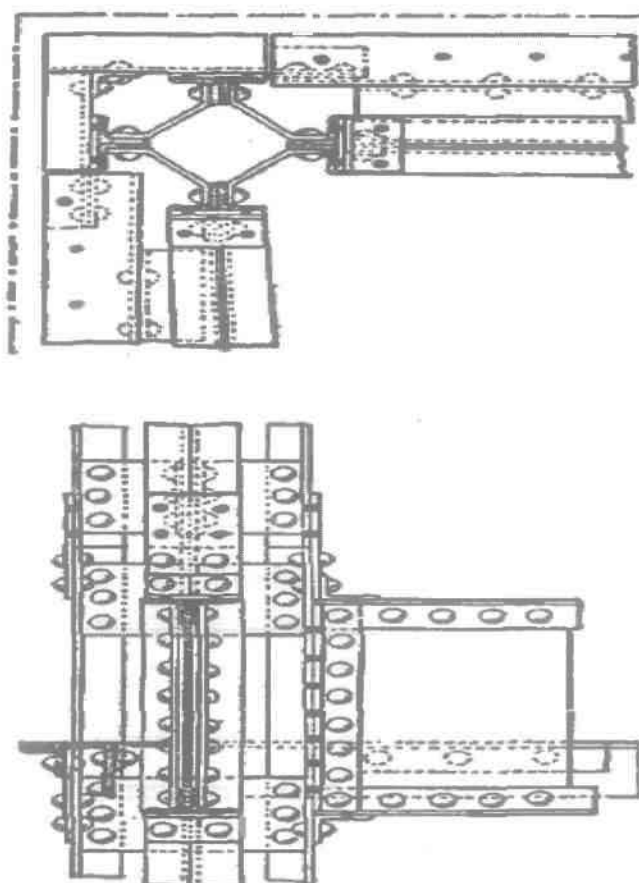
Ωστόσο, νεότερες έρευνες που πραγματοποιήθηκαν από τον Lee (1997) απέδειξαν ότι η εν λόγω υπόθεση μεταφοράς τάσεων είναι πολύ διαφορετική από την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής. Πλέον γνωρίζουμε ότι κατά το σχεδιασμό ενός συστήματος SMF, κύριος στόχος του μηχανικού δεν αποτελεί η μόρφωση δύσκαμπτων συνδέσεων μεγάλης αντοχής, αλλά ο σχεδιασμός κόμβων που θα μπορούν να ανταποκρίνονται τόσο στις απαιτήσεις οριακού φορτίου αντοχής όσο και σε απαιτήσεις παραμορφώσεων. Συνεπώς, μια σύνδεση σε σύστημα SMF πρέπει να είναι αρκετά ισχυρή ώστε να μπορεί να αναπτύξει την πλήρη αντοχή της συνδεόμενης δοκού μειώνοντας τον κίνδυνο ψαθυρής αστοχίας στην σύνδεση, αλλά ταυτόχρονα απαιτείται να διαθέτει και ικανότητα ανελαστικών παραμορφώσεων, διασφαλίζοντας πλαστιμότητα σε προκαθορισμένες θέσεις, όταν υπόκειται σε ισχυρές σεισμικές κινήσεις.



*Σχήμα 2. Τυπική λεπτομέρεια σύνδεσης Pre-Northridge*

Η σεισμική απόκριση ενός όλκιμου πλαισίου ροπής θα είναι ικανοποιητική μόνο στην περίπτωση που οι συνδέσεις μεταξύ των μελών των πλαισίων έχουν επαρκή αντοχή ώστε να επιτρέψουν την επίτευξη του επιθυμητού πλαστικού (όλκιμου) μηχανισμού κατάρρευσης, επαρκή δυσκαμψία ώστε να δικαιολογήσουν την υπόθεση στην ανάλυση της πλήρους άκαμπτης συμπεριφοράς και επαρκή ολκιμότητα ώστε να επιτρέψουν την ανάπτυξη μεγάλων ανακυκλιζόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων, που αναμένονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, χωρίς κάποια σημαντική μείωση της αντοχής της σύνδεσης. Οι δοκοί, τα φατώματα των κορμών των στύλων (panel zone) και σε κάποιο βαθμό τα υποστύλωματα μπορούν να απορροφήσουν σεισμική ενέργεια μέσω πλαστικών κυκλικών παραμορφώσεων, αλλά η αστοχία της σύνδεσης δεν είναι αποδεκτή κατά το σχεδιασμό. Από αυτή τη σκοπιά, οι κοχλίες και οι συγκολλήσεις θεωρούνται μη όλκιμα στοιχεία που πρέπει να σχεδιάζονται με επαρκή αντοχή για να παραλάβουν τις μέγιστες δυνάμεις που αναπτύσσονται στις περιοχές των συνδέσεων. Ακόμη και αν οι κοχλίες, και σε κάποιο βαθμό οι ραφές, είναι ικανές να αναλάβουν πλαστικές παραμορφώσεις, το μικρό τους μέγεθος και η περιορισμένη ολκιμότητα γενικά εμποδίζουν την ανάληψη σημαντικού μεγέθους παραμορφώσεων σε αυτό το κατασκευαστικό τμήμα.

Τα καμπτικά πλαίσια απέκτησαν εξαιρετική φήμη σαν αντισεισμικά κατασκευαστικά συστήματα μετά το σεισμό του San Francisco το 1906. Ωστόσο, τα λίγα χαλύβδινα κτίρια μεσαίου ύψους που είχαν κατασκευαστεί εκείνη την περίοδο αποκρίθηκαν ικανοποιητικά στις σεισμικές κινήσεις, ενώ είναι εμφανώς αντιληπτό ότι οι εκτεταμένες ηλωτές συνδέσεις εκείνης της εποχής έμοιαζαν ελάχιστα με τις σύγχρονες αντισεισμικές συνδέσεις χαλύβδινων πλαισίων. Παραδείγματα συνδέσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις πρώτες δεκαετίες του 1900 φαίνονται στο Σχήμα 3, με εμφανή χαρακτηριστικά πολυπλοκότητας και κατασκευαστικών δυσκολιών. Η συνδεσμολογία – κομβολογία των καμπτικών χαλύβδινων πλαισίων πέρασε από διάφορα πειραματικά στάδια, δοκιμάστηκε σε πραγματικές συνθήκες υπό ανακυκλιζόμενες σεισμικές φορτίσεις και εξελίχτηκε κατασκευαστικά με την πρόοδο της τεχνολογίας και τη χρησιμοποίηση του χάλυβα ως δομικό υλικό.



*Σχήμα 3. Λεπτομέρεια κόμβου χαλύβδινου πλαισίου του τέλους του 19<sup>ου</sup> αιώνα (Reliance Building, Chicago, αποπεράτωση 1894, από McGuire 1988)*

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. Γνώση και κατασκευαστική πρακτική πριν το σεισμό του Northridge**

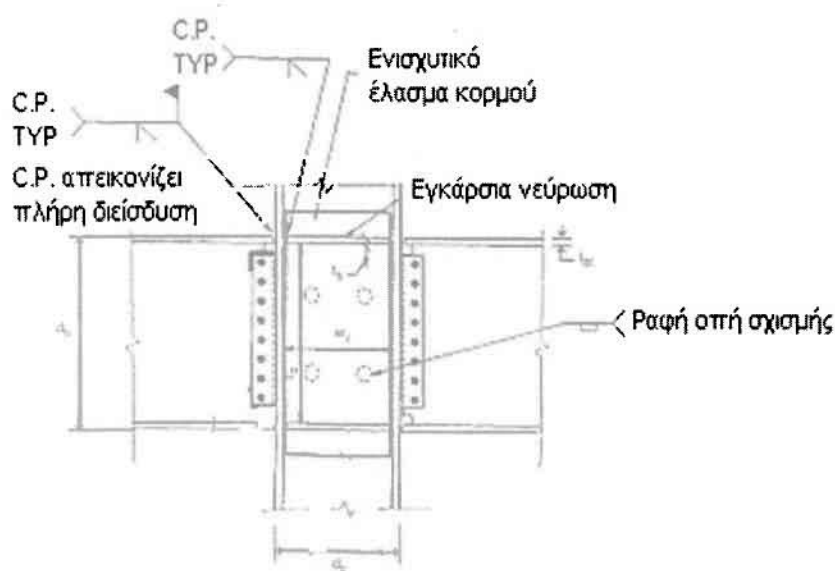
Πριν το σεισμό του Northridge στη Βόρεια Αμερική χρησιμοποιούνταν ευρέως στα καμπτικά χαλύβδινα πλαίσια συνδέσεις αποκλειστικά συγκολλητές τόσο στο πέλμα όσο και στον κορμό. Παρά τις αντιλήψεις των επιστημόνων εκείνης της εποχής, ότι οι συγκολλήσεις πλήρους διείδυσης τόσο στα πέλματα όσο και στον κορμό των δοκών είναι ικανές να δημιουργήσουν συνδέσεις που ανταποκρίνονται στις υψηλές απαιτήσεις αντοχής και δυσκαμψίας, η κατασκευαστική βιομηχανία χρησιμοποιούσε ήδη μια εναλλακτική, οικονομικότερη αλλά και ευκολότερη στην κατασκευή σύνδεση, η οποία προδιαγράφονταν με συγκολλήσεις πλήρους διείδυσης στα πέλματα και κοχλιώσεις στον κορμό.

Οι πρώτες πειραματικές δοκιμές προκειμένου να διερευνηθεί η πλαστική συμπεριφορά των συνδέσεων ροπής πραγματοποιήθηκαν από τους Popon και Pinkney το 1969. Τα εν λόγω πειράματα κατέδειξαν την πολύ καλή ανελαστική συμπεριφορά της μικτής σύνδεσης (συγκολλήσεις πλήρους διείδυσης στα πέλματα και κοχλίωση στον κορμό) σε σχέση με τις αποκλειστικά συγκολλητές συνδέσεις. Επιπλέον, οι συνδέσεις τύπου ροπής αποκλειστικά κοχλιωτές αποδείχτηκαν περισσότερο τρωτές, δεδομένου ότι η ολίσθηση των κοχλιών κατά τη διάρκεια κυκλικής φόρτισης κρίθηκε ανησυχητική, εξαιτίας των εφελκυστικών ρωγμών που παρατηρήθηκαν κατά μήκος της μεγαλύτερης διάστασης της διατομής μεταξύ των οπών των κοχλιών.

Οι εργαστηριακές δοκιμές πάνω στο ίδιο αντικείμενο συνεχίστηκαν και στη δεκαετία του 1970 (Popon and Stephen 1970), πραγματοποιώντας συγκριτικούς ελέγχους μεταξύ των διαδεδομένων πλέον μικτών συνδέσεων και των αντίστοιχων πλήρως συγκολλητών συνδέσεων. Και οι δύο τύπου συνδέσεις αποδείχτηκαν ισχυρότερες από το αναμενόμενο στα πλαίσια της πλαστικής ανάλυσης. Η αποκλειστικά συγκολλητή σύνδεση επέδειξε περισσότερο όλκιμη συμπεριφορά. Η μικτή σύνδεση παρουσίασε απότομη αστοχία, και η ολκιμότητά της θεωρήθηκε λιγότερο αξιόπιστη. Εντούτοις, οι συνδέσεις με κοχλιώσεις στον κορμό κρίθηκαν αρκετά όλκιμες με μικρότερο κόστος κατασκευής. Η ομάδα του Popon και του Stephen πέραν των παραπάνω το 1972 κατέληξε στο εξής κρίσιμο συμπέρασμα : “ Η

ποιότητα της κατασκευής και οι επί τόπου έλεγχοι είναι υπερβολικά καθοριστικοί για την επίτευξη των καλύτερων αποτελεσμάτων.”

Στη δεκαετία του 1970 ασχολήθηκαν και άλλες ερευνητικές ομάδες με τους μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων στα πλαίσια (Krawinkler κ.α. 1971, Bertero κ.α. 1973, Ρορον κ.α. 1975), διερευνώντας την επίδραση του φατνώματος του κορμού του στύλου και των πλαστικών αρθρώσεων σε διαφορετικού τύπου συνδέσεις ροπής και συνέβαλλαν με τα αποτελέσματά τους στην ανάδειξη της μικτής σύνδεσης (συγκολλητά πέλματα- κοχλιωτός κορμός) με την προϋπόθεση ότι μορφώνονται υπό την τήρηση προκαθορισμένων κανόνων. Αυτή η τύπου σύνδεση παρουσιάζεται στο Σχήμα 4, με κάποιες επιπλέον βελτιώσεις, στις οποίες υποβλήθηκε στα τέλη του 1980.



**Σχήμα 4. Πιστοποιημένη σύνδεση καμπτικού πλαισίου πριν το σεισμό του Northridge**

Για αρκετά χρόνια μετά, σχεδόν όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων στα πλαίσια συστήματα φορέων με όλκιμη συμπεριφορά, σχεδιάζόταν ώστε να είναι ικανές να μεταφέρουν την ονομαστική πλαστική ροπή από τις δοκούς στα υποστυλώματα (Roeder και Foutch 1995). Σαν αποτέλεσμα, σχετικά μικρότερες διατομές υποστυλωμάτων και δοκών κρίθηκαν επαρκείς σε αυτά τα πλαίσια ροπής για να παρέχουν την απαιτούμενη σεισμική αντοχή. Εντούτοις, με το πέρασμα του χρόνου, πολλοί μηχανικοί κατέληξαν ότι είναι οικονομικότερο να περιορίσουν τον

αριθμό των πλαισίων στον σχεδιασμό κτιρίων με τέτοιο κυρίαρχο επιθυμητά όλκιμο δομικό σύστημα. Σε ακραίες περιπτώσεις, πριν το σεισμό του Northridge, πολλοί μηχανικοί συχνά σχεδίαζαν κτίρια με μόνο τέσσερα κύρια όλκιμα πλαίσια ροπής (δύο σε κάθε διεύθυνση, για να παρέχουν επαρκή στρεπτική αντίσταση και στις δύο διευθύνσεις). Αυτή η τάση αναπτύχθηκε με τίμημα τη δραματική μείωση υλικού στην κατασκευαστική πρακτική, η οποία μπορεί να θεωρηθεί σαν μια μη αμελητέα μείωση στην όλη ασφάλεια της κατασκευής, με δραματικότερες επιπτώσεις στην περίπτωση κατασκευαστικών ατελειών. Επιπλέον, απαιτούνταν για την ανάληψη των ίδιων σεισμικών δυνάμεων πιο υψίκορμες δοκοί, υποστυλώματα με μεγαλύτερο πάχος πελμάτων και μεγαλύτερες θεμελιώσεις στην περίπτωση των παραπάνω πλαισίων σε σχέση με τα κατασκευαστικά συστήματα πολυάριθμων πλαισίων, που χρησιμοποιούνταν πριν.

Μετά το κλίμα επιστημονικής ανησυχίας από την απλοποιητική τάση στις κατασκευές, όπως αναπτύχθηκε παραπάνω, οι Tsai και Popon (1988, 1989) προχώρησαν ένα βήμα παρακάτω, προσθέτοντας πολύτιμα δεδομένα στο υπάρχον επίπεδο γνώσης, παρέχοντας τη δυνατότητα να διερευνηθούν οι πιθανές επιπτώσεις από το μέγεθος των διατομών. Τα δοκίμια που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ανάλογου μεγέθους με αυτά που χρησιμοποίησαν οι Popon και Stephen το 1971, και αποδείχτηκαν λιγότερο όλκιμα από το αναμενόμενο, όταν ο κορμός ανέπτυξε σημαντικό ποσοστό της αντοχής της δοκού σε πλαστική ροπή. Δηλαδή, συνδέσεις με συγκολλητά πέλατα και κοχλιωτό κορμό αστόχησαν αιφνίδια πριν αναπτύξουν επαρκείς πλαστικές στροφές. Τα συγκεκριμένα δοκίμια κατασκευάστηκαν από έναν εμπορικό κατασκευαστή και οι συγκολλήσεις ελέγχθηκαν ηλεκτρομαγνητικά και βρέθηκαν ικανοποιητικές. Η χρήση κοχλιών στον κορμό με άκρα χωρίς σπείρωμα για ελεγχόμενο εφελκυσμό ή η εφαρμογή επιπλέον συγκολλήσεων στον κορμό βελτίωσαν την υστερητική συμπεριφορά και εμπόδισαν την αιφνίδια αστοχία.

Πέρα των παραπάνω πορισμάτων, η πιστοποιημένη σύνδεση ροπής με συγκολλητά πέλατα-κοχλιωτό κορμό τροποποιήθηκε στα τέλη της δεκαετίας του 1980 για την περίπτωση δοκών που ο λόγος  $Z_f/Z$  είναι μικρότερος του 0.70, όπου  $Z_f$  είναι η πλαστική ροπή αντίστασης των πελμάτων της διατομής ενώ  $Z$  είναι η πλαστική ροπή αντίστασης ολόκληρης της διατομής της δοκού. Για τις εν λόγω δοκούς προκειμένου να πιστοποιηθεί και να κατοχυρωθεί η χρήση της σύνδεσης ροπής με συγκολλητά πέλατα - κοχλιωτό κορμό, απαιτούνταν και πρόσθετες συγκολλήσεις στην κοχλιωτή πλάκα διάτμησης του κορμού, σύμφωνα με το Σχήμα 4.

Οι πρόσθετες συγκολλήσεις απαιτούνταν επίσης να διαθέτουν ελάχιστη αντοχή της τάξης του 20% της ονομαστικής αντοχής σε κάμψη του κορμού της δοκού.

Δεδομένου ότι αυτές οι νέες απαιτήσεις υποστηρίχτηκαν από περιορισμένα πειραματικά δεδομένα, οι Engelhardt και Husain το 1993 εκτέλεσαν επιπλέον δοκιμές προκειμένου να διερευνήσουν την επίδραση του λόγου  $Z_f/Z$  στην ικανότητα ανάληψης στροφών, χρησιμοποιώντας ελάχιστα πιο υψίκορμες δοκούς από τα αντίστοιχα δοκίμια του Tsai και του Popov. Ενδιαφέρον παρουσίασε το γεγονός ότι κάποια από τα δοκίμια που χρησιμοποίησαν οι Engelhardt και Husain επέδειξαν ανησυχητική έλλειψη ολκιμότητας, αν και όλα είχαν κατασκευαστεί από ικανούς παραγωγούς χάλυβα με πιστοποιημένους συγκολλητές και όλες οι συγκολλήσεις είχαν ελεγχθεί ηλεκτρομαγνητικά από πιστοποιημένους επιθεωρητές. Κάποια δοκίμια δεν επέδειξαν κανένα βαθμό όλκιμης συμπεριφοράς ενώ κάποια άλλα συμπεριφέρθηκαν όλκιμα όταν ξαφνικά παρατηρήθηκε αστοχία. Ο βαθμός υστερητικής συμπεριφοράς που αναπτύχθηκε πριν την αστοχία έμοιαζε να μη συσχετίζεται με τον παράγοντα  $Z_f/Z$ . Κάποια δοκίμια αστόχησαν χωρίς προειδοποίηση λόγω θραύσεων στο κάτω πέλμα της δοκού στη διεπιφάνεια δοκού-υποστυλώματος, κάποια άλλα παρουσίασαν σταδιακές ρωγμές, που κατέληξαν σε διαδοχική θραύση σε αντίστοιχο σημείο στο πάνω πέλμα, ή κατά μήκος του κάτω πέλματος της δοκού σε θέση παρακείμενη της συγκόλλησης.

Οι Engelhardt και Husain συνέκριναν τα αποτελέσματα τους με πειραματικά δεδομένα του παρελθόντος. Υποθέτοντας ότι οι συνδέσεις έπρεπε να διαθέτουν ικανότητα πλαστικής στροφής της τάξης των 0.015 rad, προκειμένου να επιβιώσουν σε περίπτωση αυξημένων σεισμικών δυνάμεων, κατέληξαν στο ότι κανένα από τα δοκίμιά τους δεν μπορούσε να ανταπεξέλθει σε αυτή την απαίτηση αλλά ούτε και τα αντίστοιχα δοκίμια των άλλων ερευνητών. Σαν αποτέλεσμα, οι εν λόγω ερευνητές εξέφρασαν σε μεγάλο βαθμό την ανησυχία τους και τον προβληματισμό τους για τη χρήση συνδέσεων ροπής με συγκολλητά πέλματα - κοχλιωτό κορμό που ήδη είχαν καθιερωθεί στην κατασκευαστική πρακτική όλκιμων καμπτικών πλαισίων σε περιοχές έντονης σεισμικότητας.

Παράλληλα με το κλίμα σκεπτικισμού και αμφισβήτησης, που παρουσιάστηκε στην επιστημονική κοινότητα και είχε αντίκτυπο στην κατασκευαστική βιομηχανία, καταγράφηκε ο σεισμός του Northridge στις 17 Ιανουαρίου του 1994, μεγέθους 6.7 Ρίχτερ που χτύπησε την περιοχή του Los Angeles. Το επίκεντρο του σεισμού εντοπίστηκε στο Northridge στην κοιλάδα του San Fernando, 32 Km βορειοδυτικά

της πόλης του Los Angeles. Ο σεισμός προκάλεσε ζημιές που εκτιμήθηκαν να υπερβαίνουν τα 20 δισεκατομμύρια δολάρια. Διάσπαρτες και πολυάριθμες καταστροφές καταγράφηκαν σε κτίρια και έργα υποδομής, αλλά δεν καταγράφηκαν άμεσα μετά το σεισμό ζημιές σε κτίρια από χάλυβα. Οι επιθεωρητές μηχανικοί όπως επίσης και οι ομάδες έρευνας που εξέτασαν τις καταστροφές μετά το σεισμό μπορούσαν να καταγράψουν μόνο τα ορατά αποτελέσματα και όχι εκείνα που κρύβονταν πίσω από μη φέροντα στοιχεία. Η προσεκτική επιθεώρηση ενός μεταλλικού πλαισίου απαιτεί την αφαίρεση των αρχιτεκτονικών τελειωμάτων (επενδύσεις, πάνελ, ψευδοροφές κλπ) όπως επίσης και της πυροπροστατευτικής βαφής των μεταλλικών στοιχείων, γεγονός που απαιτούσε χρόνο. Συνεπώς, κανένα μεταλλικό κτίριο δεν κατέρρευσε ή παρουσίασε άμεσα αντιληπτές κατασκευαστικές αστοχίες.

Παρά ταύτα, στους μήνες που ακολούθησαν μετά το σεισμό, οι μηχανικοί ανακάλυψαν σημαντικές αστοχίες σε κατασκευές από χάλυβα, συμπεριλαμβανομένων και πολλών θραύσεων σε συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος. Αρχικά, οι ζημιές γίνονταν τυχαία αντιληπτές, όταν οι μηχανικοί προσπαθούσαν να δώσουν λύση σε αστοχίες που εμφανίστηκαν σε μη φέροντα στοιχεία, όπως καταγράφονταν από τους ιδιοκτήτες τους μετά το σεισμό. Για παράδειγμα, αστοχίες στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος θα παρέμεναν για αρκετό καιρό ακόμα κρυμμένες, αν δεν διαμαρτύρονταν έντονα οι ένοικοι για τις δυσκολίες στην κίνηση του ανελκυστήρα. Ο μηχανικός της κατασκευής παρατήρησε ότι το συγκεκριμένο κτίριο παρουσίαζε μια απόκλιση από την κατακόρυφο στη μια διεύθυνση με αποτέλεσμα κάποιες συνδέσεις να δέχονται μεγαλύτερο ποσοστό φορτίσεων. Άτυπες συζητήσεις και προβληματισμοί μεταξύ των αρμόδιων μηχανικών καλλιέργησαν κλίμα ανησυχίας και πραγματοποιήθηκαν έκτακτες επιθεωρήσεις σε κόμβους - συνδέσεις. Αυτό οδήγησε στην ανακάλυψη περισσότερων αστοχιών, δίνοντας μεγαλύτερη διάσταση στο πρόβλημα. Θραύσεις σε συνδέσεις καταγράφηκαν σε κτίρια που είχαν κατασκευαστεί σε διαφορετικές χρονικές περιόδους και με διαφορετικά μεταξύ τους ύψη (από έναν έως είκοσι επτά ορόφους), συμπεριλαμβάνοντας νέα κτίρια υπό κατασκευή τη χρονική στιγμή που εκδηλώθηκε ο σεισμός. Οι περισσότερες αστοχίες καταγράφηκαν στις συγκολλήσεις πλήρους διείδυσης στο κάτω πέλμα της δοκού σε επαφή με το υποστυλώμα, όπου η θραύση σε πολλές περιπτώσεις είχε προχωρήσει κατακόρυφα σε μικρή απόσταση στο εσωτερικό του κορμού του υποστυλώματος, φτάνοντας στο άνω πέλμα της δοκού.



Μέσα σε διάστημα δύο μηνών, καταγράφηκαν περισσότερα από δώδεκα κτίρια με σοβαρές αστοχίες σε καμπτικές συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος αποδιδόμενες στο σεισμό του Northridge. Η συγκεκριμένη καταγραφή έφερε στο φως ένα ιδιαίτερα ευαίσθητο ζήτημα, δεδομένου ότι τα εν λόγω κτίρια εξακολουθούσαν να κατοικούνται και μετά το σεισμό.

Τρεις μήνες μετά τον καταστρεπτικό σεισμό, περίπου πενήντα κτίρια είχαν καταγραφεί να έχουν υποστεί καμπτικές αστοχίες στα πλαίσια σύμφωνα με τα δεδομένα του τμήματος ασφάλειας των κτιρίων του Los Angeles. Μέχρι το τέλος του 1994, περισσότερα από εκατό είχαν αναγνωριστεί, αλλά ο πιθανός αριθμός κτιρίων με θραύσεις σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων καμπτικών πλαισίων εκτιμάται πολύ μεγαλύτερος δεδομένου ότι πολλοί ιδιοκτήτες απαγόρευαν την επιθεώρηση των κτιρίων τους, θέλοντας να προστατέψουν τα συμφέροντά τους σε βάρος της δημόσιας ασφάλειας. Ο μεγαλύτερος εκτιμώμενος αριθμός κτιρίων με αδυναμίες στο φέροντα οργανισμό, δικαιολογείται από το γεγονός ότι πάνω από πεντακόσια μεταλλικά κτίρια με φορέα από μεταλλικά καμπτικά πλαίσια εντοπίζονταν στην περιοχή κοντά στο επίκεντρο του σεισμού. Τα πορίσματα από το σεισμό του Northridge οδήγησαν τους ερευνητές στην υποψία ότι οι ζημιές στα χαλύβδινα πλαίσια μπορεί να είχαν παρουσιαστεί σαν αποτέλεσμα προηγούμενων σεισμών, όπως για παράδειγμα ο σεισμός στη Loma Prieta (Οκτώβριος 1989), και παρέμειναν κρυμμένες.

Οι ρωγμές ως επί το πλείστον παρατηρήθηκαν σε επίπεδο καμπτικών συνδέσεων, στις συγκολλήσεις πλήρους διεϊσδυσης του κάτω πέλματος της δοκού στη διεπιφάνεια με το υποστύλωμα, προχωρώντας είτε κατακόρυφα μέσω του κορμού του υποστυλώματος στο άνω πέλμα της δοκού, είτε οριζόντια διαπερνώντας τον κορμό του στύλου και φτάνοντας πολλές φορές στο απέναντι πέλμα της. Ελάχιστες ήταν οι περιπτώσεις που καταγράφηκαν αστοχίες στις συγκολλήσεις του άνω πέλματος στο υποστύλωμα, αν και αντίστοιχες θραύσεις μπορεί να παρέμειναν ανεξιχνίαστες δεδομένου ότι οι σύμμικτες πλάκες στις περισσότερες περιπτώσεις εμπόδιζαν το έργο της αυτοψίας.

Οι ζημιές που περιγράφηκαν παραπάνω συνοδεύονταν συχνά και από σοβαρές ρωγμές στις διατμητικές πλάκες σύνδεσης του κορμού της δοκού στο υποστύλωμα, διευκολύνοντας την εκδήλωση αντίστοιχων ρωγμών μεταξύ των οπών των κοχλιών στον κορμό. Όταν οι συγκεκριμένες ρωγμές συνοδεύονται από θραύσεις στα πέλματα τίθεται σε κίνδυνο η δυνατότητα ανάληψης δυνάμεων βαρύτητας. Τέλος, σε κάποιες

περιπτώσεις παρατηρήθηκε διαρροή του φατνώματος του κορμού του υποστυλώματος.

Δεδομένου ότι οι παραπάνω ζημιές καταγράφηκαν σε κτίρια με εντελώς διαφορετικά χαρακτηριστικά, προσπάθειες έγιναν να συνδεθούν τα στατιστικά των αστοχιών με το πλάτος της δοκού, το άνοιγμα της δοκού, την ποιότητα του χάλυβα, τις λεπτομέρειες σχεδιασμού, τον τύπο της διατμητικής σύνδεσης, τη διαδικασία συγκόλλησης, τη συμπεριφορά της σύνθετης - συγκολλητής διατομής δοκού και την ποιότητα της κατασκευής. Οι συγκεκριμένες μελέτες δεν έδωσαν συγκεκριμένα πορίσματα ή συμπεράσματα.

Αν και κανένα κτίριο από χάλυβα δεν κατέρρευσε κατά το σεισμό του Northridge, η ανακάλυψη αυτών των μη αναμενόμενων αστοχιών υποχρέωσε την επιστημονική κοινότητα να επανεξετάσει το σχεδιασμό, την συνδεσμολογία και την κατασκευαστική πρακτική των χαλύβδινων καμπτικών πλαισίων. Ένα αίσθημα επιτακτικότητας άρχισε να καλλιεργείται, δεδομένου ότι ο σεισμός του Northridge δεν ήταν ο μεγαλύτερος σεισμός που αναμένονταν στην βόρεια Αμερική καθώς τα χαλύβδινα καμπτικά πλαίσια μπορεί να υποβληθούν σε μεγαλύτερες ανελαστικές παραμορφώσεις σε μελλοντικούς σεισμούς. Προκειμένου να δοθούν βραχυπρόθεσμες και μακροπρόθεσμες λύσεις, εκδηλώθηκε έντονο ενδιαφέρον για τη δημιουργία εκτεταμένων ερευνητικών δραστηριοτήτων από ομοσπονδιακές υπηρεσίες και βιομηχανίες με πιο διαδεδομένη προσπάθεια όπως προαναφέραμε την Κοινοπραξία που συστήθηκε μεταξύ της Ένωσης Κατασκευαστών Μηχανικών της California (Structural Engineers Association of California - SEAOC), του Συμβουλίου Εφαρμοσμένης Τεχνολογίας (Applied Technology Council - ATC) και των Πανεπιστημίων της California που ασχολούνται με την έρευνα στη σεισμική μηχανική (California Universities for Research in Earthquake Engineering - CUREE).

Οι εκτεταμένες αστοχίες σε χαλύβδινα πλαίσια που παρατηρήθηκαν στο σεισμό του Northridge ενθάρρυναν και επίσπευσαν τη διαδικασία επαναξιολόγησης των πειραματικών δεδομένων του παρελθόντος. Αν και πειραματικές έρευνες του παρελθόντος σε συγκεκριμένου τύπου καμπτικές συνδέσεις γενικά κατέγραψαν ικανοποιητική απόκριση και κάποιες φορές εντυπωσιακά όλκιμη συμπεριφορά, *οι περισσότερες μελέτες κατέγραψαν αστοχίες μετά από απώλεια περιορισμένης ποσότητας ανελαστικής ενέργειας*. Πραγματοποιήθηκε νέα σειρά πειραμάτων προκειμένου να επαληθευτεί η επάρκεια των κριτηρίων σχεδιασμού για συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων, χρησιμοποιώντας μεγαλύτερα δοκίμια από τις αντίστοιχες

δοκιμές του παρελθόντος. Τα πέλματα των δοκών ήταν συγκολλημένα με πλήρη διείσδυση, οι κορμοί των δοκών κοχλιωτοί και οι ερευνητές κατέγραψαν ότι άκουγαν την ολίσθηση των κοχλιών του κορμού σε κάθε αλλαγή φοράς του φορτίου κατά τη διάρκεια των δοκιμών ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Επίσης, σημείωσαν ότι δοκίμια με εγκάρσιες νευρώσεις στα πέλματα των στύλων στην προέκταση των πελμάτων των δοκών όπως επίσης και με ενισχυτικά ελάσματα κορμού στύλου (στην περιοχή του φατνώματος αυτού), συμπεριφέρθηκαν πολύ καλύτερα σε σχέση με τα μη ενισχυμένα.

Πριν το σεισμό του Northridge οι αστοχίες που είχαν καταγραφεί στη Βόρεια Αμερική περιορίζονταν σε θραύσεις στις διεπιφάνειες των συγκολλήσεων και δεν είχαν παρατηρηθεί προεκτάσεις των ρωγμών στο εσωτερικό των υποστυλωμάτων. Ωστόσο, οι Bertero κ.α. το 1994 σημείωσαν ότι Ιάπωνες ερευνητές είχαν παρατηρήσει τέτοιου είδους ρωγμές στα υποστυλώματα δεκαετίες πριν (Kato 1968, 1973). Στη νέα σειρά πειραματικών δοκιμών σε στύλους με διατομές μεγαλύτερων διαστάσεων, παρατηρήθηκαν ρωγμές που επεκτάθηκαν από τα πέλματα των δοκών στο εσωτερικό των υποστυλωμάτων, όταν το υποστύλωμα υποβάλλονταν σε μειωμένες αξονικές καταπονήσεις, και σε περιπτώσεις μεγαλύτερων αξονικών θλιπτικών δυνάμεων η επέκταση της ρωγμής κατέληξε σε θραύση του πέλματος του υποστυλώματος.

Με την κοινοποίηση των αποτελεσμάτων των πρώτων πειραματικών δοκιμών μετά το σεισμό του Northridge, η πιστοποιημένη πρότυπη καμπτική σύνδεση δοκού - υποστυλώματος διαγράφηκε από τους περισσότερους κανονισμούς κτιρίων, κυρίως για εφαρμογές σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Η εν λόγω σύνδεση αντικαταστάθηκε από συγκολλητές ή κοχλιωτές συνδέσεις, που υπό γενικούς όρους απαιτούνταν να μπορούν να απορροφήσουν ανελαστικές παραμορφώσεις και να αναπτύξουν την απαιτούμενη αντοχή, όπως οριοθετήθηκε από πιστοποιημένους υπολογισμούς που στηρίχτηκαν σε πειραματικά δεδομένα. Η ερμηνεία των όρων που τέθηκαν κατά την επιλογή του τύπου σύνδεσης, κυρίως όσον αφορά τον ορισμό των αποδεκτών επιπέδων ανελαστικών παραμορφώσεων, ανατέθηκε στις Αρχές και στους Επαγγελματικούς Οργανισμούς (π.χ. SEAOC 1995). Συνεπώς, οι αντίστοιχοι εξουσιοδοτημένοι αρμόδιοι σε πολλές περιπτώσεις απαιτούσαν υποχρεωτικές δοκιμές κάθε νέου τύπου συνδέσεων, που δεν ήταν τεκμηριωμένος πειραματικά, όπως επίσης και σε περιπτώσεις συνδέσεων που οι διατομές δοκών - υποστυλωμάτων ήταν μεγαλύτερες από αυτές που είχαν ήδη ελεγχθεί πειραματικά.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. Στρατηγικές κατά το σχεδιασμό συνδέσεων στις κατασκευές νέων κτιρίων μετά το σεισμό του Northridge**

### **4.1. Γενικές επισημάνσεις**

Προκειμένου να ερευνηθούν και να προσδιοριστούν πλήρως τα αίτια για την κακή απόδοση των συνδέσεων ροπής, όπως σχεδιάστηκε πριν από το προαναφερόμενο σεισμικό συμβάν, πολυάριθμες λύσεις προτάθηκαν για τις συνδέσεις των καμπτικών χαλύβδινων πλαισίων. Οι εν λόγω λύσεις αναπτύχθηκαν και βελτιώθηκαν περισσότερο τα χρόνια που ακολούθησαν και εμπλουτίστηκαν με νέα δεδομένα. Ωστόσο, όλα τα δεδομένα συνέκλιναν σε δύο κύριες στρατηγικές, αντικρουόμενες μεταξύ τους, προκειμένου να αντιμετωπιστούν τα φαινόμενα θραύσεων που παρατηρήθηκαν στις συνδέσεις: Η πρώτη, η οποία θα αναλυθεί επιγραμματικά στην παρούσα εργασία, είναι συσχετισμένη με την ενίσχυση της σύνδεσης και η άλλη με την εξασθένηση των δοκών των πλαισίων.

(1) Ενίσχυση της σύνδεσης.

(2) Απομείωση της διατομής της δοκού που συντρέχει στη σύνδεση.

Οι άλλες λύσεις που προτάθηκαν, όπως στρατηγικές καθαρά μεταλλουργικού χαρακτήρα και θεωρίες περί απωλειών ενέργειας μέσω τριβών και άλλες λοιπές διαφορετικές προσεγγίσεις, θα μπορούσαν να είχαν γίνει αποδεκτές μόνο μέσω της πιστοποίησης με εκτεταμένες δοκιμές.

Και οι δύο ανωτέρω στρατηγικές έχουν ως απώτερο σκοπό την αποτελεσματική μετακίνηση της θέσης δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης μακριά από το μέτωπο του υποστυλώματος, αποφεύγοντας έτσι τα προβλήματα που συνδέονται με την πιθανή θραύση των συγκολλήσεων, που υποβάλλονται σε τριαξονικές καταπονήσεις.

Η πρώτη προσέγγιση παρέχει μία σύνδεση δοκού-στύλου ισχυρότερη από τη δοκό μόνη της, μέσω ενίσχυσης ενός μικρού τμήματος της δοκού κοντά στο στύλο χρησιμοποιώντας προστατευτικές πλάκες, ενισχυτικές νευρώσεις, ισχία ή πλευρικές πλάκες.

Η δεύτερη προσέγγιση, ωστόσο, αναφέρεται ως δοκός μειωμένης διατομής (Reduced Beam Section) και βασίζεται σε επιλεκτική αφαίρεση υλικού της δοκού που γειτνιάζει με τη σύνδεση, είτε από τον κορμό ή από τα πέλματα. Η αφαίρεση της διατομής θα μειώσει την ικανότητα ανάληψης ροπής σε μια διακριτή θέση της δοκού,

όπου η διαρροή θα συγκεντρωθεί εκεί και έτσι η σύνδεση προστατεύεται έναντι νωρίτερης θραύσης. Η χρήση της RBS, είτε χρησιμοποιώντας δοκούς I (Abbas et al. 2006, Mirghaderi et al. 2010) ή παρέχοντας κενά στο κορμό (Hedayat και Celikag 2009) είναι ακόμη στα πρώτα της στάδια και δεν θα αναφερθεί στο παρόν. Από την άλλη πλευρά, η γνωστή "dogbone" σύνδεση, στην οποία και τα δύο πέλαματα είναι κομμένα, όπως αρχικά είχαν συλλάβει οι Plumier και Arbed, κέρδισε μεγάλη προσοχή και μεγάλος αριθμός πειραματικών καθώς και θεωρητικών ερευνών έχουν πραγματοποιηθεί..

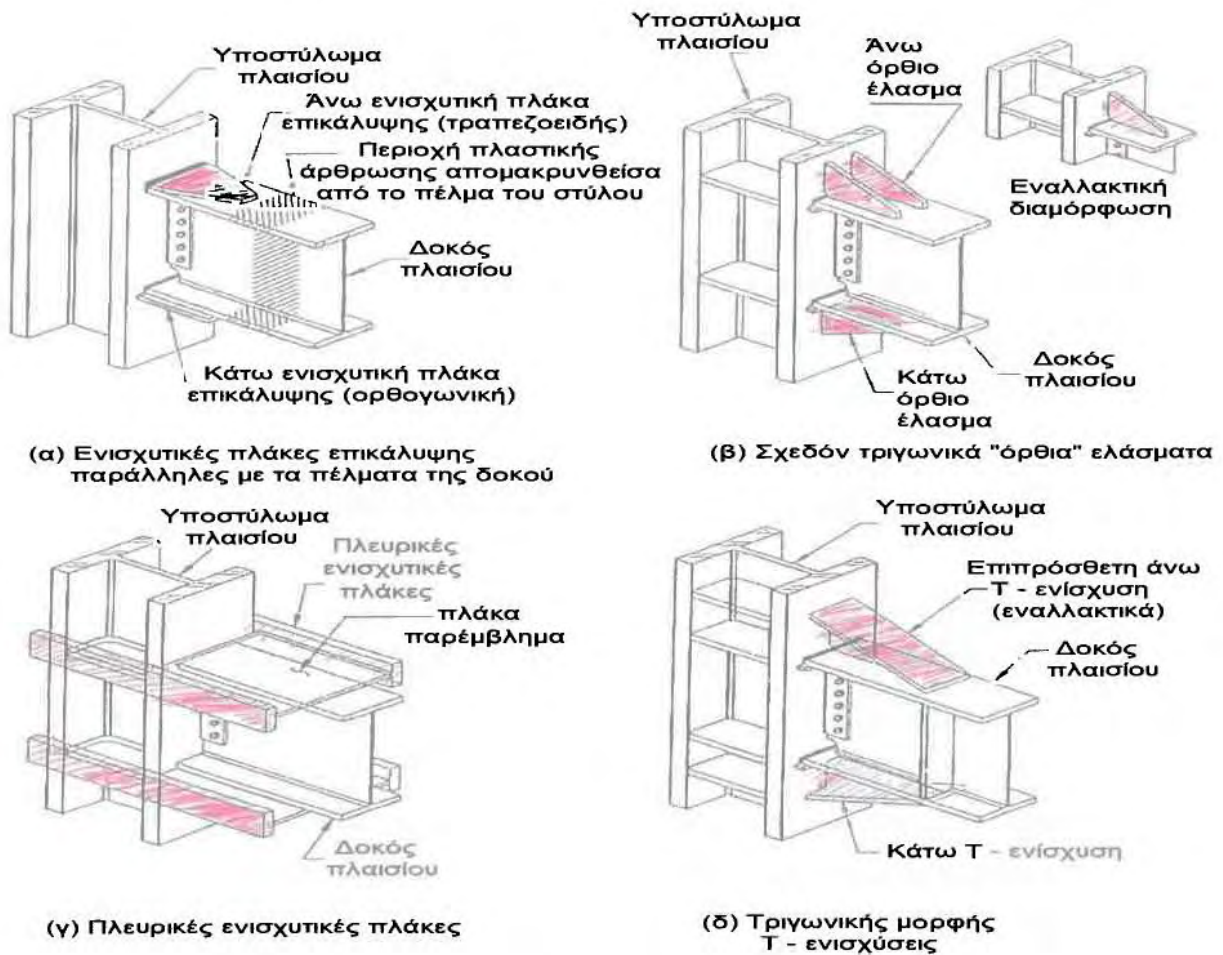
#### 4.2. Στρατηγικές ενισχύσεων

Πολυάριθμες στρατηγικές ενίσχυσης προτάθηκαν, προκειμένου να καταστεί η σύνδεση ισχυρότερη σε σχέση με τη δοκό που συντρέχει σε αυτή. Οι παραπάνω προτάσεις ενισχύσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5, και η υλοποίησή τους απαιτεί τη χρήση υψηλής ανθεκτικότητας μετάλλου συγκολλήσεων, καλύτερη πρακτική συγκόλλησης και υψηλή ποιότητα επιθεώρησης και ελέγχων.

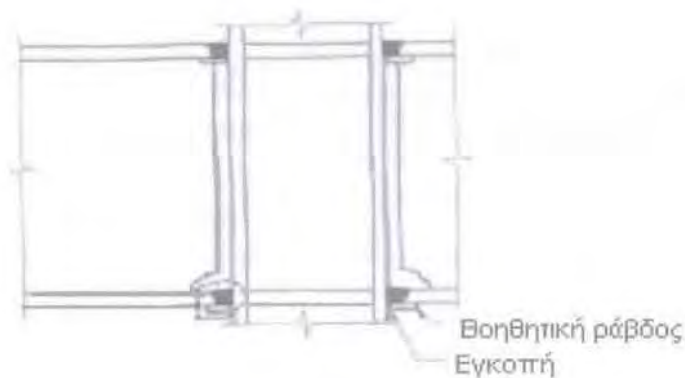
Ας σημειωθεί ότι η απομάκρυνση των βοηθητικών ράβδων (back up bars) που χρησιμοποιούνταν για τη συγκόλληση των πελμάτων σε συνδέσεις πριν το σεισμό του Northridge, δεν βελτίωσε ουσιαστικά τη συμπεριφορά των παλαιότερων συνδέσεων, αλλά τα σημαντικά επιχειρήματα που παρουσιάστηκαν αργότερα για την επίδραση στη θραύση που δημιουργείται λόγω αυτών των ράβδων (Σχήμα 6), κατέστησαν επιτακτικό το αίτημα για την απομάκρυνσή τους.

Όπως κάθε πρόταση έτσι και οι στρατηγικές ενίσχυσης, παρά την ικανότητά τους να μετατοπίζουν τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης μακριά από την περιοχή του μετώπου του υποστυλώματος, παρουσιάζουν και πολλά μειονεκτήματα που περιορίζουν την ευρεία χρησιμοποίησή τους. Αυξάνοντας τις ροπές της δοκού στο μέτωπο του υποστυλώματος, αυξάνονται και οι απαιτήσεις σε μέγεθος για τη διατομή του υποστυλώματος προκειμένου η σύνδεση να συμβαδίζει με την απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού για ισχυρούς στύλους – ασθενείς δοκούς, ανεβάζοντας και το κόστος κατασκευής. Παρουσιάζεται αδυναμία ανακατανομής της ροπής στη μετωπική ζώνη και αυξάνονται σημαντικά οι απαιτήσεις στροφικών παραμορφώσεων της πλαστικής άρθρωσης. Οι συγκεκριμένες πτυχές πρέπει κάθε φορά να συνεκτιμώνται από το μελετητή, προκειμένου να υιοθετηθεί η βέλτιστη λύση που

συνδυάζει την ικανότητα ανάληψης ανελαστικών παραμορφώσεων και δυνάμεων με το κόστος κατασκευής.



Σχήμα 5. Ενισχύσεις συνδέσεων καμπτικών πλαισίων



Σχήμα 6. Θραύση κάτω πέγματος δοκού στις θέσεις των βοηθητικών ράβδων

#### *4.2.1.Επικαλυπτικές ενισχυτικές πλάκες παράλληλες στα πέλματα των δοκών*

Μέσω της χρήσης πλακών ενίσχυσης, συγκολλημένων παράλληλα στα πέλματα των δοκών και σε επαφή με αυτές (Σχήμα 5α), αναπτύχθηκαν πολλές θεωρίες ενίσχυσης, οι οποίες τεκμηριώθηκαν πειραματικά από τους Whittaker κ.α.(1995), Engelhardt και Sabol (1996), Noel and Uang (1996). Στις περισσότερες των περιπτώσεων η άνω πλάκα ενίσχυσης είναι στενότερη στα άκρα και έχει μικρότερο πλάτος σε σχέση με το πλάτος του πέλματος της δοκού, ενώ η κάτω πλάκα ενίσχυσης είναι ορθογωνική και έχει μεγαλύτερο πλάτος σε σχέση με το πλάτος του κάτω πέλματος. Αυτή η διάταξη διευκολύνει τη συγκόλληση και στα δύο πέλματα, ενώ επιπλέον οδηγεί στην ομαλή μεταφορά τάσεων μεταξύ του πέλματος και της πλάκας ενίσχυσης.

Οι πειραματικές δοκιμές ανέδειξαν τη χρήση των πλακών ενίσχυσης, δεδομένου ότι σε πολλές περιπτώσεις καταγράφηκαν πλαστικές στροφές της τάξης του 0.03 rad χωρίς θραύση, απομακρύνοντας τη θέση της πλαστικής άρθρωσης από το μέτωπο του υποστύλωματος. Παρά ταύτα, η πειραματική διαδικασία απέδωσε και πολλές ενστάσεις σε σχέση με τη χρήση των πλακών. Πρώτον, λόγω των μεγαλύτερων ροπών κάμψης στη μετωπική ζώνη, καταγράφηκε ανεπαρκής συμπεριφορά σε μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις. Επίσης, οι συγκολλήσεις των πλακών πρέπει να προδιαγράφονται μόνο με τη χρήση όμοιων ηλεκτροδίων, δεδομένου ότι σε πολλές περιπτώσεις καταγράφηκε απώλεια αντοχής λόγω της μίξης διαφορετικών μετάλλων. Τρίτον, οι πλάκες ενίσχυσης δεν μπορούν να θεωρηθούν πανάκεια, καθώς σε ένα ποσοστό 20% των πειραματικών δοκιμών παρατηρήθηκε αστοχία. Τέλος, η κοινοπραξία SAC (1997) κατέγραψε ότι, όταν οι πλάκες ενίσχυσης του κάτω πέλματος συγκολλούνται εργοταξιακά στο πέλμα του υποστύλωματος, χρησιμοποιούμενες σαν οδηγός για την τοποθέτηση της δοκού, σε πολλές περιπτώσεις παρουσιάζεται πρόιμη θραύση στο πέλμα του υποστύλωματος, καθώς ο αρμός μεταξύ του κάτω πέλματος της δοκού και της πλάκας ενίσχυσης ενεργεί σαν εγκοπή που ευνοεί τη διάδοση της ρωγμής.

#### *4.2.2 Σχεδόν τριγωνικά ελάσματα κάθετα στα πέλματα των δοκών και των στύλων*

Για τη χρήση ευθύγραμμων ελασμάτων ενίσχυσης κάθετων στα πέλματα των δοκών-υποστύλωμάτων (Σχήμα 5β) έχει πραγματοποιηθεί περιορισμένος αριθμός δοκιμών μετά το σεισμό του Northridge, αν και η συγκεκριμένη κατασκευαστική

λύση είχε προταθεί από τους Tsai και Popov το 1988. Γενικά η εν λόγω λογική ενίσχυσης φαίνεται αποτελεσματική, αλλά επιπλέον πειραματικές δοκιμές απαιτούνται προκειμένου να προσδιοριστεί πως οι διαφορετικές κατασκευαστικές και σχεδιαστικές παράμετροι επηρεάζουν την ανελαστική συμπεριφορά της σύνδεσης.

#### 4.2.3 Τριγωνικής μορφής Τ ενισχύσεις δοκών (*haunches*)

Η θεωρία ενίσχυσης μέσω τριγωνικών πλακών διατομής T (Σχήμα 5δ), μελετήθηκε πειραματικά από τους Uang και Bondad (1996b). Στις δοκιμές χρησιμοποιήθηκαν οι εν λόγω πλάκες μόνο στο κάτω πέλμα της δοκού, ενώ εγκάρσιες νευρώσεις τοποθετήθηκαν στα υποστυλώματα στην προέκταση των πελμάτων της δοκού και της τριγωνικής ενίσχυσης (πλάκες συνέχειας - *continuity plates*). Τα ενισχυμένα δοκίμια παρουσίασαν σημαντικά βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με τις αντίστοιχες συνδέσεις πριν το σεισμό του Northridge, καθώς οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύχθηκαν εκτός της περιοχής ενίσχυσης. Επίσης, οι πλαστικές παραμορφώσεις της μετωπικής ζώνης μειώθηκαν και σχεδόν όλη η ανελαστική δράση συγκεντρώθηκε στη δοκό. Ας σημειωθεί ότι η παρουσία της τριγωνικής ενίσχυσης αυξάνει το πλάτος της μετωπικής ζώνης, μειώνοντας έτσι την έκταση της διαρροής της εν λόγω περιοχής. Η αστοχία των δοκιμίων επήλθε λόγω εκτεταμένης απώλειας αντοχής εξαιτίας του τοπικού λυγισμού των πελμάτων της δοκού, μετά την απορρόφηση αυξημένων ανελαστικών παραμορφώσεων και την απώλεια υστερητικής ενέργειας. Σε γενικές γραμμές, τα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα προτείνουν ότι χρησιμοποιώντας τριγωνικές ενισχύσεις δοκών (*T-shaped Haunches*) είναι ένα αποτελεσματικό μέσο για την ενίσχυση της σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος. Η συχνή χρήση τους σε έναν πλαισιακό φορέα συμβάλλει στη διατήρηση καλής πλαστικής συμπεριφοράς σε περίπτωση που κάποια από τις συγκολλήσεις πλήρους διεύθυνσης αστοχήσει. Ωστόσο, η εν λόγω πρακτική ενίσχυσης έχει αυξημένο κατασκευαστικό κόστος και η παρουσία τριγωνικών πλακών στο άνω πέλμα της δοκού, εμποδίζει τη διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας του αντίστοιχου οριζόντιου επιπέδου ορόφου.

#### 4.2.4. Πλευρικές πλάκες ενίσχυσης (*side plates*)

Οι περιορισμένες δοκιμές συνδέσεων με τη χρήση πλευρικών πλακών ενίσχυσης παρουσίασαν ανεπαρκή ανελαστική συμπεριφορά. Ωστόσο, μια εναλλακτική πρόταση σχεδιασμού χρησιμοποιώντας μεγάλες πλευρικές πλάκες



ενίσχυσης, που εκτείνονται σε όλο το ύψος της δοκού, αποδείχτηκε αποτελεσματική στην ανάληψη ανελαστικών παραμορφώσεων. Με την εν λόγω λύση ασχολήθηκε εντατικά ο Nelson (1995), αλλά λόγω της δαπανηρής και δύσκολης εφαρμογής της κατασκευαστικά δεν χρησιμοποιείται συχνά σε καμπτικά πλαίσια. Πάντως, σχετικά πρόσφατα, αναζωπυρώθηκε το ενδιαφέρον τόσο των μελετητών όσο και των κατασκευαστών για τον τρόπο αυτό μόρφωσης συνδέσεων καμπτικών πλαισίων, με σειρά δημοσιεύσεων και αρκετά ικανοποιητική θεωρητική τεκμηρίωση, πλην όμως περαιτέρω αναφορά επ' αυτών εκφεύγει κατά πολύ των σκοπών του παρόντος.

#### 4.3. Στρατηγικές Απομείωσης της Διατομής της Δοκού

Εναλλακτική λοιπόν πρόταση στις λογικές ενίσχυσης της δοκού αποτέλεσε η θεωρία που στηρίζεται στην απομείωση της δοκού του πλαισίου, σε μια περιοχή παρακείμενη της σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος, μέσω της επιλεκτικής αφαίρεσης υλικού από τα πέλματα της δοκού στη συγκεκριμένη περιοχή. Αυτή η τοπική εξασθένηση της δοκού μειώνει την καμπτική αντοχή της σε προκαθορισμένη θέση και είναι γνωστή σαν “Reduced Beam Section (RBS)” ή “Dog Bone” Connection, λόγω της ομοιότητας της με οστό κυνός. Πρόκειται για μια ευρέως διαδεδομένη και πειραματικά τεκμηριωμένη σύνδεση, η μελέτη της οποίας αποτελεί το κατ' εξοχήν αντικείμενο της παρούσας Διπλωματικής εργασίας, και της οποίας αντικειμενικός στόχος είναι η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην εξασθενημένη απομειωμένη περιοχή της δοκού, που μπορεί να αναλάβει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, περιορίζοντας την ανάπτυξη τάσεων στη λιγότερο όλκιμη περιοχή κοντά στο μέτωπο του υποστυλώματος. Η συγκεκριμένη επιλογή σύνδεσης στα καμπτικά πλαίσια συμβαδίζει με τις νέες απαιτήσεις αντισεισμικότητας, οι οποίες επιβάλλουν τη χρήση ισχυρού υποστυλώματος και ασθενούς δοκού, έτσι ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία μηχανισμού «μαλακού ορόφου» που έχει ως συνέπεια την κατάρρευση της κατασκευής.

Η μέχρι στιγμής έρευνα έχει αποδείξει ότι η χρήση συνδέσεων τύπου RBS σε καμπτικά πλαίσια συμβάλλει καθοριστικά στην αύξηση της ολκιμότητας στα πλαίσια που υποβάλλονται σε μεγάλες σεισμικές δυνάμεις. Σε αντίθεση με τις ενισχυμένες συνδέσεις (Cover plates, Ribs, Haunches), η επιστημονική προσέγγιση της απομείωσης δεν απαιτεί αυξημένη αντοχή στο υποστύλωμα, αυξημένες συγκολλήσεις στον κόμβο και επιπλέον απαιτήσεις σε υλικό. Εξαιτίας της αποδεδειγμένης και

πιστοποιημένης συμπεριφορά της και οικονομίας, η RBS αποτελεί μια δημοφιλή λεπτομέρεια αντισεισμικού σχεδιασμού στις μεταλλικές κατασκευές.

Ένας μεγάλος αριθμός συνδέσεων RBS ελέγχτηκε κάτω από ποικιλία συνθηκών από διαφορετικούς επιθεωρητές ανά τον κόσμο, κυρίως από την FEMA, που κατέδειξαν ότι η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης σε θέση παρακείμενη του άκρου της δοκού, είναι καθοριστική για τη βελτίωση των επιπέδων ολκιμότητας μέσω της μείωσης της επιρροής της συγκέντρωσης τάσεων στα άκρα της δοκού. Αυτή η άποψη ενισχύεται και από την αρχή του St. Venant, σύμφωνα με την οποία η τοπική επιρροή του φορτίου στα άκρα της δοκού και στα σημεία κάμψης περιορίζεται σε μήκος ίσο με το πλάτος του πέλματος της δοκού. Αυτή η απόσταση μπορεί να περιοριστεί στο ένα τρίτο με ένα δεύτερο του πλάτους της δοκού, όταν πρόκειται για πλατύπελμες δοκούς. Επιπλέον, η εν λόγω απόσταση είναι αρκετά μικρή ώστε να αποφεύγονται σημαντικές διατμητικές ενισχύσεις και επακόλουθες μεταβολές ροπών μεταξύ της θέσης της πλαστικής άρθρωσης και του άκρου της δοκού. Η απότμηση των πελμάτων της δοκού καθυστερεί τον τοπικό λυγισμό, αλλά αυξάνει την πιθανότητα καμπτικού λυγισμού του κορμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εξαιτίας της μείωσης της δυσκαμψίας των πελμάτων. Η σύνδεση τύπου RBS συνήθως υφίσταται πρώτα φαινόμενα καμπτικού λυγισμού του κορμού, ακολουθεί ο τοπικός λυγισμός των πελμάτων και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός της δοκού με αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση αντοχής. Η προσθήκη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας στην απομειωμένη δοκό καθυστερεί την εν λόγω μείωση αντοχής και επιτρέπει την ανάληψη μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων, βάσει πειραματικών πορισμάτων από τους Uang και Noel (1996).

Οι έλεγχοι των συνδέσεων RBS έδειξαν ότι η διαρροή συγκεντρώνεται μέσα στην απομειωμένη διατομή της δοκού και μπορεί να επεκταθεί σε μία περιορισμένη έκταση στο μέτωπο του στύλου. Προκειμένου να εκτιμηθεί η συμπεριφορά του διαφορετικού τύπου συνδέσεων, οριοθετήθηκε σαν στόχος οι πλαστικές στροφές να μην ξεπερνούν τα  $0.02 \sim 0.03 \text{ rad}$ , αφού σε αυτή την τιμή επιτυγχάνεται η μέγιστη αντοχή των δειγμάτων. Η αντοχή των δειγμάτων μετά μειώνεται βαθμιαία λόγω του τοπικού και του πλευρικού στρεπτικού λυγισμού της δοκού. Όμως, αυτά τα όρια μπορεί να ξεπεραστούν σε περιοχές που βρίσκονται δίπλα σε μεγάλα ενεργά ρήγματα και μπορεί να θεωρηθούν υπερβολικά για κατασκευές που βρίσκονται σε λιγότερο σεισμικές περιοχές. Ωστόσο, προκειμένου να τεθεί ένα μέτρο αξιολόγησης, η

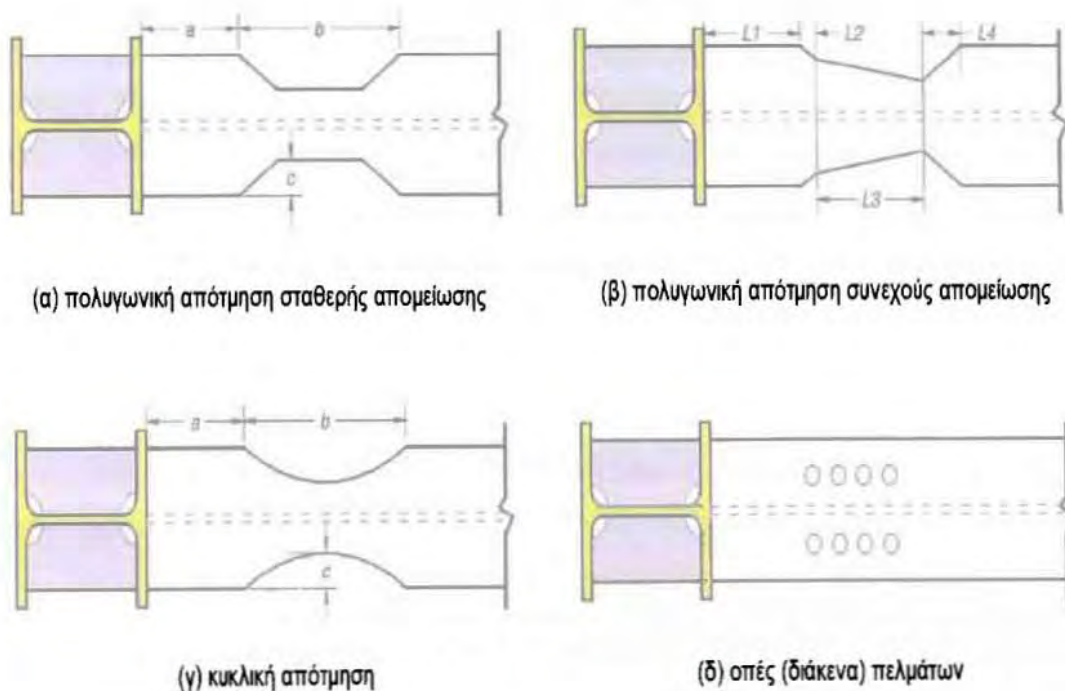
ικανοποιητική συμπεριφορά μιας σύνδεσης καθορίζεται από την ικανότητά της να μπορεί να παραλάβει πλαστικές στροφές της τάξης των 0.03 rad χωρίς να χάνει αντοχή περισσότερο από το 20% της πλαστικής της ροπής (SAC Interim Guidelines 1995β). Είναι απαραίτητο να σημειωθεί ότι μέχρι τα τέλη της δεκαετίας του 1990 καμία σύνδεση ροπής δεν μπορούσε να ανταποκριθεί στα παραπάνω όρια. Επιπλέον, η σύνδεση που υπαγορεύει ο παραπάνω κανόνας θέτει υπό αμφισβήτηση την οικονομικότητά της. Η κατασκευή και ανέγερση των συνδέσεων RBS αποφεύγουν την προσθήκη ενισχυτικών πλακών και συγκολλήσεων, οπότε είναι πολύ ανταγωνιστικές οικονομικά. Γενικά η συνάρτηση αποτελεσματικότητας-κόστους μιας σύνδεσης εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το κόστος παραγωγής και ανέγερσης, η πληρωμή πνευματικών δικαιωμάτων για τις πιστοποιημένες συνδέσεις, η επιρροή του τύπου της σύνδεσης στο συνολικό βάρος του μεταλλικού σκελετού και το κόστος της θεμελίωσης.

Σε ότι ακολουθεί, θα εξεταστούν οι πιο σημαντικές παράμετροι που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση και το σχεδιασμό αυτού του τύπου των RBS συνδέσεων.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. Σύνδεση τύπου RBS

### 5.1. Γενικά Στοιχεία

Όπως προαναφέρθηκε, ένας άλλος τύπος σύνδεσης, που μετακινεί την ανελαστική παραμόρφωση μακριά από το μέτωπο του στύλου είναι η ονομαζόμενη RBS. Η σύνδεση αυτή βασίζεται στην επιλεκτική αφαίρεση υλικού από τα άνω και κάτω πέλματα της δοκού παρακείμενα της σύνδεσης με το υποστύλωμα, με αποτέλεσμα τη μείωση του εμβαδού της διατομής της δοκού τοπικά και κατ' επέκταση τη μείωση της ροπής αντοχής σε μία συγκεκριμένη περιοχή της δοκού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης μέσα στη μειωμένη διατομή της δοκού. Διάφορες μορφές απομείωσης είναι πιθανές, όπως η πολυγωνική απότμηση σταθερής και συνεχούς απομείωσης, η κυκλική απότμηση και η απότμηση με διάνοιξη οπών, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7 που ακολουθεί.



Σχήμα 7. Οι τέσσερις βασικοί τύποι απότμησης συνδέσεων RBS

Οι πιο κρίσιμες παράμετροι που επηρεάζουν το σχεδιασμό των συνδέσεων RBS είναι:

- α) το σχήμα, το μέγεθος και η θέση απομείωσης της δοκού,
- β) η δυσκαμψία της δοκού,

- γ) η ροπή του πλαισίου και της σύνδεσης,
- δ) η χρήση πλατύπελμων στύλων και δοκών,
- ε) η ύπαρξη σύμμικτης πλάκας δαπέδου και πλευρικής στήριξης
- στ) η αντοχή και η ολκιμότητα του φατνώματος κορμού του στύλου,
- ζ) ο προσανατολισμός του υποστυλώματος και
- η) ο τύπος της σύνδεσης.

Πολυάριθμες μορφές RBS αποτέλεσαν αντικείμενο πειραματικών δοκιμών και χρησιμοποιήθηκαν σε νέες κατασκευές τα τελευταία χρόνια. Ερευνητικά πειραματικά προγράμματα πραγματοποιήθηκαν για την πολυγωνική απότμηση σταθερής απομείωσης (straight cut) από τον Plumier (1990), για την πολυγωνική απότμηση συνεχούς απομείωσης (tapered cut) από τους Chen κ.α. (1996) και για την κυκλική απότμηση (radius cut) από τους Engelhardt κ.α. (1996) κλπ.

Το γεγονός ότι η χρήση πολυγωνικού προφίλ απότμησης (tapered or straight cut) παρουσιάζει γεωμετρικές ασυνέχειες, οδηγώντας στη συγκέντρωση τάσεων και κατ' επέκταση στην πρόκληση θραύσεων στα εν λόγω σημεία κατά τη διάρκεια ανελαστικών παραμορφώσεων, καθιστά την απομείωση δοκού μέσω κυκλικής απότμησης (radius cut) ιδιαίτερα δημοφιλή. Το "radius cut" αποτρέπει την τοπική συγκέντρωση τάσεων ενώ παράλληλα κατανέμει ομοιόμορφα τις ανελαστικές παραμορφώσεις κατά μήκος της απομειωμένης περιοχής. Επιπλέον πειραματικές έρευνες κατέδειξαν τη μεγαλύτερη, συγκριτικά με οποιοδήποτε άλλο προφίλ, στροφική ικανότητα, ενώ παράλληλα η κυκλική απομείωση, είναι η πλέον οικονομική από άποψη κατασκευής.

Όπως ήδη αναφέρθηκε, στόχος της RBS είναι η αποφυγή της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στην περιοχή της σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος και η μεταφορά της σε απόσταση από το μέτωπο του υποστυλώματος, στο εσωτερικό της δοκού. Η τοπική απομείωση της δοκού (RBS) επιβάλλει τη διαρροή της δοκού και την πλαστική άρθρωση να εμφανιστούν εντός της απομειωμένης περιοχής, περιορίζοντας την αναπτυσσόμενη ροπή στο μέτωπο του υποστυλώματος. Μειώνοντας τις απαιτήσεις στις συγκολλήσεις των πελμάτων και των παρακείμενων διεπιφανειών, η RBS μειώνει την πιθανότητα θραύσεων στη συγκεκριμένη τρωτή περιοχή. Αν και η απομείωση μειώνει την αντοχή της δοκού, η επιρροή της στην ολική αντοχή και δυσκαμψία του μεταλλικού καμπτικού πλαισίου είναι μικρή.

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις, που συγκεντρώνονται στη σύνδεση τύπου RBS, εντοπίζονται στην απομειωμένη περιοχή, με αποτέλεσμα να απαιτούνται

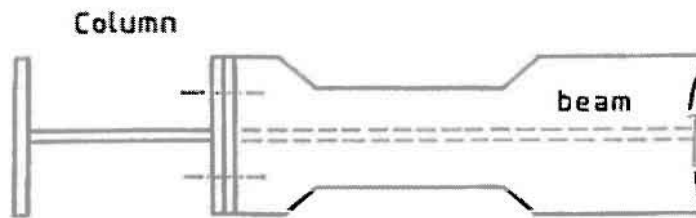
περιορισμένες ενισχύσεις στην σύνδεση δοκού-υποστυλώματος. Λόγω της μικρότερης ροπής που εμφανίζεται στο μέτωπο του υποστυλώματος, δεν απαιτείται η πραγματοποίηση περισσότερων συγκολλήσεων και η προσθήκη επιπλέον ενισχυτικών ελασμάτων δυσκαμψίας στα υποστυλώματα, με αποτέλεσμα τη μείωση του συνολικού βάρους και του κόστους της κατασκευής. Η διαδικασία κοπής των συνδέσεων τύπου RBS γίνεται πλήρως αυτοματοποιημένα στο εργοστάσιο, καθιστώντας αυτές αξιόπιστες από πλευράς κατασκευής και επακριβούς γεωμετρίας. Συνεπώς, η σύνδεση τύπου RBS κατατάσσεται στις πιο οικονομικές και ανταγωνιστικές συνδέσεις αντισεισμικών απαιτήσεων. Εξαιτίας του ανταγωνιστικού κόστους και της τεκμηριωμένης καλής συμπεριφοράς, με βάση εκτενή πειραματικά και αναλυτικά δεδομένα, η σύνδεση τύπου RBS και ιδιαίτερα η κυκλική κοπή (radius cut) είναι αποδεκτή και ευρέως χρησιμοποιούμενη κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό Ειδικών Καμπτικών Πλαισίων (SMF) στις Η.Π.Α. και στην Ιαπωνία.

### 5.2. Η Επινόηση της σύνδεσης RBS

Η θεμελιώδης αλλαγή που επήλθε εξαιτίας της χρησιμοποίησης των βελτιωμένων συνδέσεων τύπου RBS, εντοπίζεται στην ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στο εσωτερικό της δοκού, που λειτουργεί σαν ασφάλεια πλαστιμότητας σε αντίθεση με τις τυπικές συνδέσεις πριν το σεισμό του Northridge, όπου επιδιώκονταν η πλαστικοποίηση των άκρων της δοκού στην περιοχή της σύνδεσής της με το υποστυλώμα. Στην περίπτωση της απομειωμένης δοκού, τα άκρα της αναμένεται να παραμείνουν σε επίπεδα ονομαστικών ελαστικών τάσεων. Η επιλογή των επιδιωκόμενων ζωνών πλαστικοποίησης κατά τη φάση του σχεδιασμού επηρεάζει επιπλέον και το μηχανισμό μεταφοράς ροπής από τη δοκό στο υποστυλώμα. Σε αντίθεση με τις “ενισχυμένες” συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, στην περίπτωση της RBS η ροπή του υποστυλώματος είναι μικρότερη από την ονομαστική πλαστική αντοχή ροπής της δοκού, ενώ παράλληλα δίνεται η δυνατότητα για ελεγχόμενη μεταφορά ροπής στα άκρα της δοκού και κατ’ επέκταση στο υποστυλώμα.

Η γενική ιδέα των RBS οφείλεται στον Ευρωπαίο ερευνητή A. Plumier (Plumier 1990), ο οποίος για να σχεδιάσει ασφαλείς κατασκευές σε ισχυρά σεισμικές ζώνες, ανέπτυξε την ιδέα των προκατασκευασμένων ζωνών πλαστικοποίησης εξωτερικά της σύνδεσης, αλλά κοντά στις συνδέσεις, με τη δημιουργία ειδικών αποδυναμωμένων ζωνών που σχηματίζονται από τη μείωση της πραγματικής

διατομής του προφίλ, στην οποία η διαρροή ενδέχεται να παρουσιαστεί με ασφαλή τρόπο και κατά τρόπο που απαιτείται ολκιμότητα. Ως σχηματικό παράδειγμα σύνδεσης χαλύβδινων πλαισίων ροπής ο Plumier ήταν ο πρώτος που εισήγαγε την τραπεζοειδή κοπή RBS, στην οποία τα πέλματα της δοκού περικόπτονται κατά τρόπο που εμφανίζεται στο Σχήμα 8.

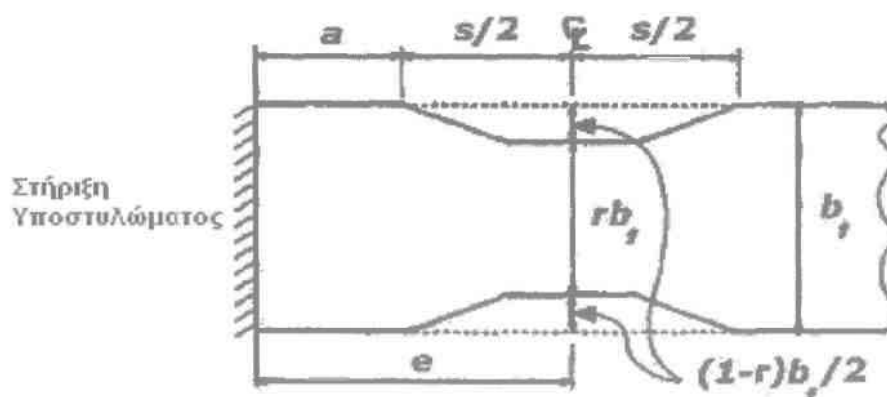


*Σχήμα 8. Πολυγωνική απότμηση σταθερής απομείωσης δοκού συνδέσεων RBS*

Η ιδέα των RBS, η οποία ήταν στην πραγματικότητα ένα υποπροϊόν της περιορισμένης εμπειρίας με μικρά Ευρωπαϊκά σχήματα, σχεδιάστηκε ως ευρεσιτεχνία και εξελίχτηκε από τον Ευρωπαίο παραγωγό χάλυβα S. A. Arbed, όπως ανέφερε ο Iwankiw (2004). Ο Arbed γενναιόδωρα παραιτήθηκε από οποιαδήποτε εμπορικά πνευματικά δικαιώματα, που του παραχωρούσε το δίπλωμα ευρεσιτεχνίας, και ως εκ τούτου η ιδέα του εν συνεχεία προσφέρθηκε για δημόσια χρήση των ΗΠΑ. Εκ προθέσεως περιελάμβανε τη μείωση της διατομής της δοκού παρακείμενα στο άκρο της δοκού που συνδέεται με το στύλο, παρέχοντας έτσι μία προκαθορισμένη αξιόπιστη ασφάλεια έναντι διαρροής στα κύρια μέλη. Η ανάπτυξη της πλαστικής άρθρωσης στο σημείο αυτό θα εμπόδιζε την υπερφόρτιση και την υπερκόπωση της σύνδεσης, σε πλήρη συμμόρφωση με την ιδέα του Plumier που αναφέρθηκε παραπάνω. Και πάλι, η μείωση του Arbed στην διατομή της δοκού σχετιζόταν με τραπεζοειδούς μορφή γραμμική περικοπή και των δύο πελμάτων, πανομοιότυπο με εκείνο που δίδεται στο Σχήμα 8. Αρχικά, το σχήμα της κοπής των πελμάτων στα περασμένα Ευρωπαϊκά πειράματα ακολουθούσε το γραμμικό τραπεζοειδές περίγραμμα του παρακάτω Σχήματος 9.

Πριν το 1994, η RBS θεωρούνταν μια δυσνόητη και ασυνήθιστη αντίληψη, η οποία δεν είχε τεθεί σε ουσιαστική χρήση λόγω έλλειψης πειραματικής τεκμηρίωσης. Είχε επινοηθεί στην Ευρώπη (Plumier 1990) στα τέλη της δεκαετίας του 1980 σαν ένα παραπροϊόν, περιορισμένων πειραματικών δεδομένων, στηριζόμενο σε άγνωστες

επιστημονικές προσπάθειες Ευρωπαϊκού ενδιαφέροντος, αλλά ουσιαστικά η αντίστοιχη “πατέντα” προτάθηκε το 1992. Ωστόσο, τη δεδομένη εποχή δεν υπήρχε σε Αμερικάνικο επίπεδο κανένα πειραματικό δεδομένο ανακυκλιζόμενης φόρτισης, καμία ξεκάθαρη μεθοδολογία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης, όπως επίσης και καμία εμπειρία κατασκευαστικής πρακτικής για τη γενικότερη οικοδομική χρήση. Εξίσου σημαντικό είναι το γεγονός ότι κυριαρχούσε μεγάλος αρχικός σκεπτικισμός και σε κάποιο βαθμό εξακολουθεί να υπάρχει και σήμερα, δηλαδή σε αντίθεση με την πιο διαισθητική και για ψυχολογικούς λόγους λύση της πρόσθεσης υλικού (ενίσχυσης) για την ανακούφιση κατασκευαστικών προβλημάτων, η φιλοσοφία σχεδιασμού της RBS προδιαγράφει την αφαίρεση υλικού.

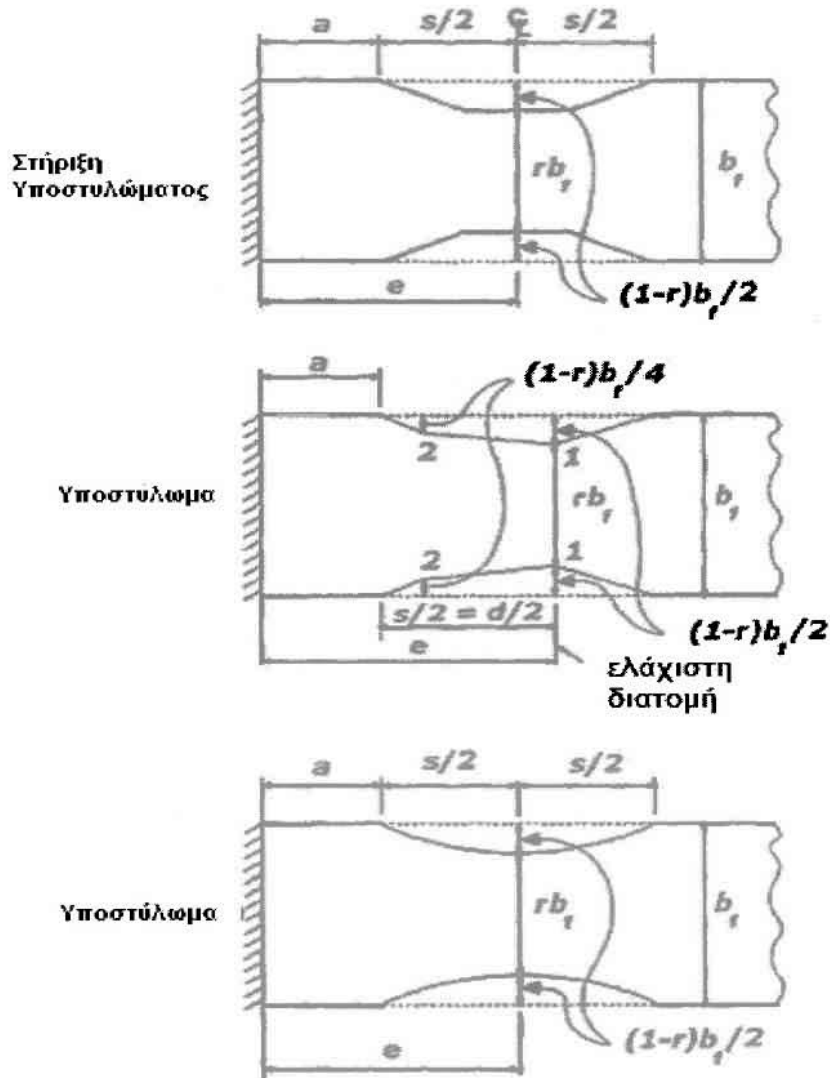


Σχήμα 9. Αρχική επινόηση απότμησης δοκού σε σύνδεση RBS

Συνεπώς, υπήρχε μεγάλη έλλειψη αξιοπιστίας από πολλές απόψεις, που έπρεπε να ξεπεραστεί, πριν η RBS τεκμηριωθεί και γίνει αποδεκτή σαν μια εναλλακτική, εφαρμόσιμη και βιώσιμη σύνδεση ροπής στις ΗΠΑ. Η εν λόγω σύνδεση αποτέλεσε μια προτεινόμενη λύση, που σε τελική ανάλυση μειώνει τόσο την αντοχή όσο και την δυσκαμψία του μέλους. Η ολική ισχύς αυτής της θεωρίας όπως και τα όρια των επιμέρους ικανοτήτων μείωσης αντοχής και δυσκαμψίας των μελών δεν ήταν διαδεδομένα, ούτε τεκμηριωμένα στις αρχές της δεκαετίας του 1990 και όπως κάθε ριζοσπαστική και καινοτόμα επιστημονική πρόκληση, η οποία ανατρέπει και θέτει υπό επανεξέταση υπάρχουσες θεωρίες, συνάντησε αντικειμενικές δυσκολίες στην αποδοχή της από τους ερευνητές μελετητές και κατ' επέκταση από τους κατασκευαστές. Διαδοχική έρευνα σε Αμερικάνικο επίπεδο επικύρωσε και επέκτεινε την κοπή τύπου RBS από τραπεζοειδή σε γραμμικά τεθλασμένα και πλέον σήμερα προτιμάται η κυκλική απότμηση (radius cut). Το Σχήμα 10 απεικονίζει την εξέλιξη



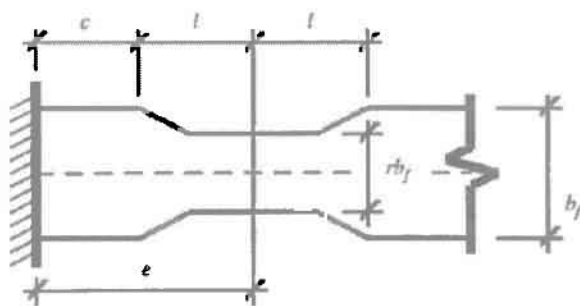
της μεθοδολογίας κοπής στα πλαίσια της απομείωσης της δοκού τοπικά, από την τραπεζοειδή, στη γραμμικά τεθλασμένη και πλέον στην κυκλική κοπή (Iwankiw and Carter 1996, Iwankiw 1997, Engelhardt 1999), ενώ το Σχήμα 11 περιέχει περισσότερες γεωμετρικές λεπτομέρειες και ονομαστικές τιμές μεγέθους σχετικά με τους τρεις τύπους που προαναφέρθηκαν.



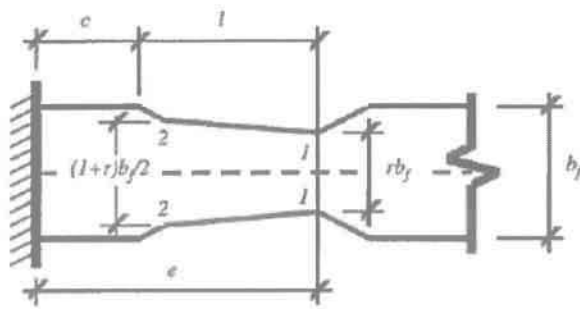
Σχήμα 10. Εξέλιξη μεθοδολογίας απότμησης στις συνδέσεις RBS

Προγενέστερα πειράματα ευθείας κοπής RBS που πραγματοποιήθηκαν σε συνδέσεις δοκού – στύλου, που διεξάγονται μέσα στο έργο της ARBED-EE (Plumier 1997), χρησιμοποιώντας στύλους διατομής HEB 300 και διατομή HEA 260 για δοκούς, απέδειξαν ότι το σχήμα της απομείωσης στην διατομή της δοκού και η τεχνική κοπής καθορίζονται από ότι: α) το μήκος της πλαστικής άρθρωσης είναι της τάξης του ύψους της διατομής και β) η τεχνική πρέπει να λάβει υπόψη δύο τύπους

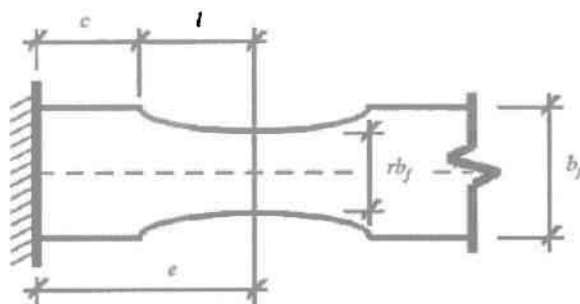
συγκεντρώσεως τάσεων, τοπική από αυτές που προκύπτουν από τη φλόγα της κοπής και ολική από εκείνες, που προκύπτουν από το σχήμα της μειωμένης διατομής.



(a) straight cut



(b) tapered cut (teardrop)



(c) radius cut (circular radiused)

**Notation**

*c* : clear beam end distance

*e* : distance of prescribed plastic hinge location from connection end

*l* : distance from the start of the transition to the center of the RBS or the minimum beam section

*d* : beam depth

**Nominal selection for sizing**

General :  $0.25d \leq c \leq 0.50d$

For (a)

end transitions at 2:1 slope from the full beam cross - section

$$3d/8 \leq l \leq d/2$$

$$5d/8 \leq e \leq d$$

For (b)

both end transitions at 2:1 slope from the full beam cross - section

$$5d/8 \text{ or } 0.75d < e < d$$

For (c)

$$3d/8 \leq l \leq 0.5d$$

$$5d/8 < e < d$$

**Σχήμα 11. Οι τρεις βασικοί τρόποι απότμησης στις συνδέσεις RBS**

Υποθέσεις και δοκιμές σε ιδιότητες υλικών, γεωμετρίες κόμβων, παραμέτρους σχεδιασμού και ποιότητες συγκολλήσεων είναι μόνο μερικά από τα θέματα που αποτέλεσαν αντικείμενα επιστημονικού ενδιαφέροντος, μετά τις ψαθυρές αστοχίες που παρατηρήθηκαν στις συνδέσεις των πλαισίων SMF στο σεισμό του Northridge 1994. Η έρευνα και οι πειραματικές δοκιμές που περιβάλλουν τις συνδέσεις τύπου RBS σε μεγάλο βαθμό έχει ολοκληρωθεί και επιπλέον ερευνητικό έργο είναι υπό εξέλιξη. Έχουν διερευνηθεί πολλές παράμετροι των συνδέσεων στα πλαίσια

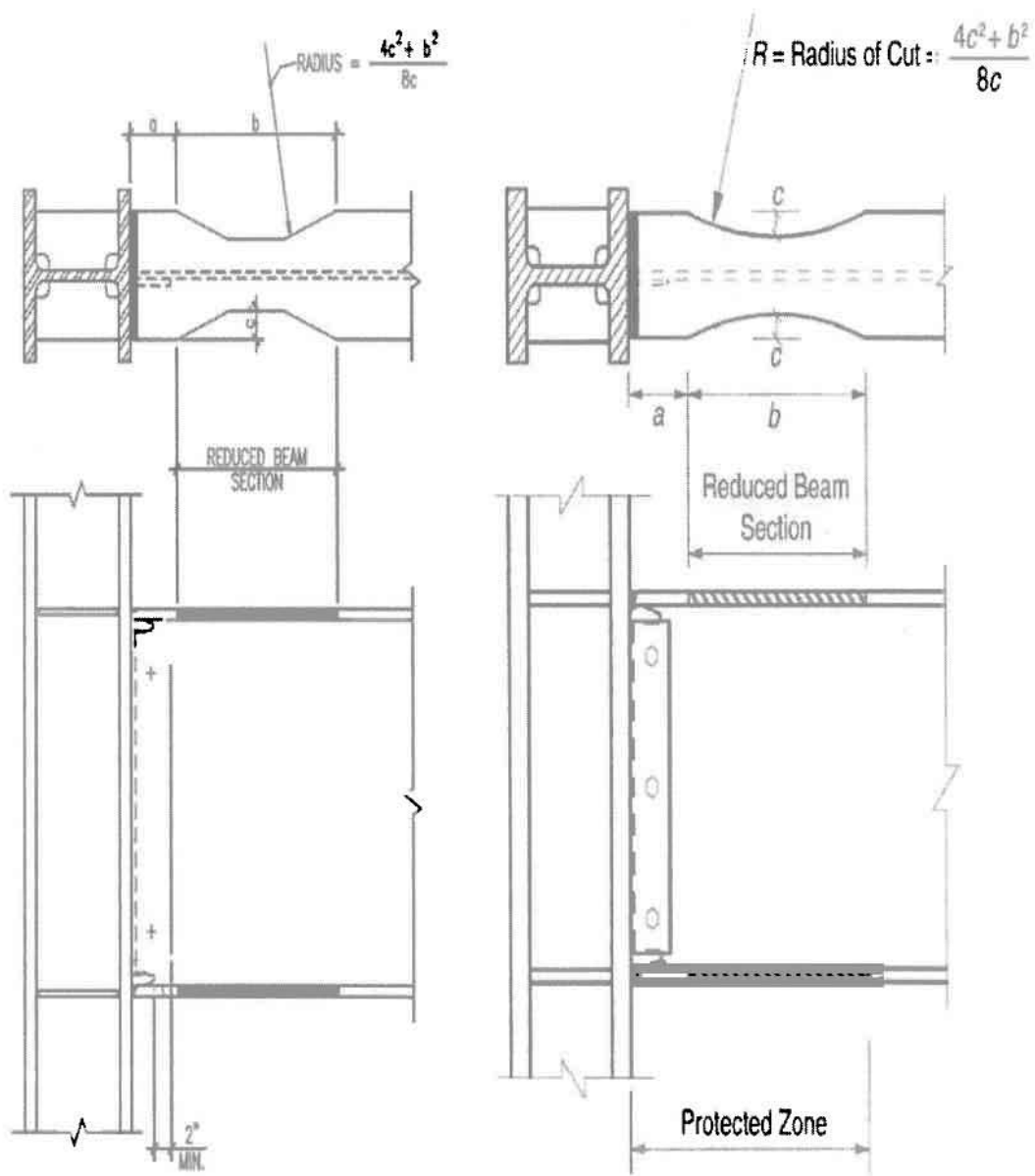
παραμετρικών επιλύσεων, προσομοιώσεων και δοκιμών, που αφορούν τα μήκη των μελών και τις αντοχές, τις λεπτομέρειες των κόμβων, τα μεγέθη και τα σχήματα της απομείωσης και έχουν καταγραφεί πειραματικά αποτελέσματα μέσω των καταγεγραμμένων πλαστικών στροφών και μετακινήσεων, των αναπτυσσόμενων ροπών διαρροής και θραύσης σε εναλλασσόμενες επαναλαμβανόμενες κινήσεις.

Ωστόσο, σε πολλές δοκιμές τα δοκίμια έχασαν πολύ σύντομα σε μεγάλο βαθμό την αντοχή τους λόγω τοπικού και πλευρικού ή/και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και η πειραματική διαδικασία σταμάτησε, μη επιτρέποντας την συμμετοχή των εν λόγω προσπαθειών στο δείγμα για τη βελτιστοποίηση των αποτελεσμάτων και την εξαγωγή συμπερασμάτων. Εντούτοις, στην πλειοψηφία τους οι συνδέσεις υπό δοκιμή συμπεριφέρθηκαν ικανοποιητικά έναντι του φαινομένου του τοπικού στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στην περιοχή της απομείωσης, και τελικά αστόχησαν μετά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην απομειωμένη διατομή.

Οι πρώτες δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν αμέσως μετά το κλίμα ανησυχίας και αμφισβήτησης της συμπεριφοράς των πλαισίων SMF στους σεισμούς του Northridge (1994) και του Kobe (1995) οφείλονται στις επιστημονικές ομάδες του Chen (1996), του Plumier (1997), των Zekioglu κ.α. (1997) και των Engelhardt κ.α. (1998). Στις παραπάνω δοκιμές για ευθεία κοπή, tapered κοπή και ακτινική κοπή σε συνδέσεις RBS πλαισίων ροπής, διαπιστώθηκαν τα εξής: η κοπή tapered (Chen et al. 1996), παρόλο που ο σκοπός της είναι να επιτρέψει το μητρώο διατομής της δοκού να ταιριάζει με την κλίση της σεισμικής ροπής στην περιοχή του μειωμένου τμήματος προωθώντας περισσότερο ομοιόμορφη διαρροή και συγκεντρώσεις τάσεων στις γωνίες των πελμάτων της δοκού, μπορεί να οδηγήσει σε θραύση εκεί ή στην μικρότερη διατομή δοκού (FEMA 355 D, 2000). Το φαινόμενο αυτό έχει αναφερθεί τόσο για ευθείες όσο και για τραπεζοειδείς κοπές RBS σε εργαστηριακές δοκιμές μετά από σημαντικές πλαστικές στροφές.

Αυτό δεν συμβαίνει ωστόσο, για την ακτινική κοπή RBS, η οποία εμφανίζεται να ελαχιστοποιεί την συγκέντρωση τάσεων, και τον κίνδυνο θραύσης εντός της μειωμένης διατομής (Engelhardt et al. 1996), ενώ επίσης οι ανελαστικές παραμορφώσεις διανέμονται στο μήκος του τμήματος της μειωμένης διατομής παρέχοντας ως εκ τούτου, μεγαλύτερη ολκιμότητα και βάσει της συγκεκριμένης επιστημονικής τεκμηρίωσης βρήκε ευρεία απήχηση στις πραγματικές κατασκευές σε σχετικά μικρό χρονικό διάστημα. Για όλους αυτούς τους λόγους, η ακτινική κοπή RBS έχει συμπεριληφθεί στη FEMA, στην ANSI/AISC (Kochalski και Ericksen

2007), καθώς και στον Καναδά Standards (FEMA 350-2000, ANSI/AISC 358-2005, CISC-2008 αντιστοίχως) σύμφωνα με το Σχήμα 12, συνοδευόμενη από συνιστώμενα όρια μεγέθους. Θα πρέπει να σημειωθεί ωστόσο ότι η ακτινική κοπή RBS προδιαγράφεται και συνιστάται μόνο για πλατύπελμους στύλους.



(a) FEMA 350, 2000

(b) ANSI/AISC 358, 2005

$$0.5b_{bf} < a < 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

$b_{bf}$  = width of beam flange

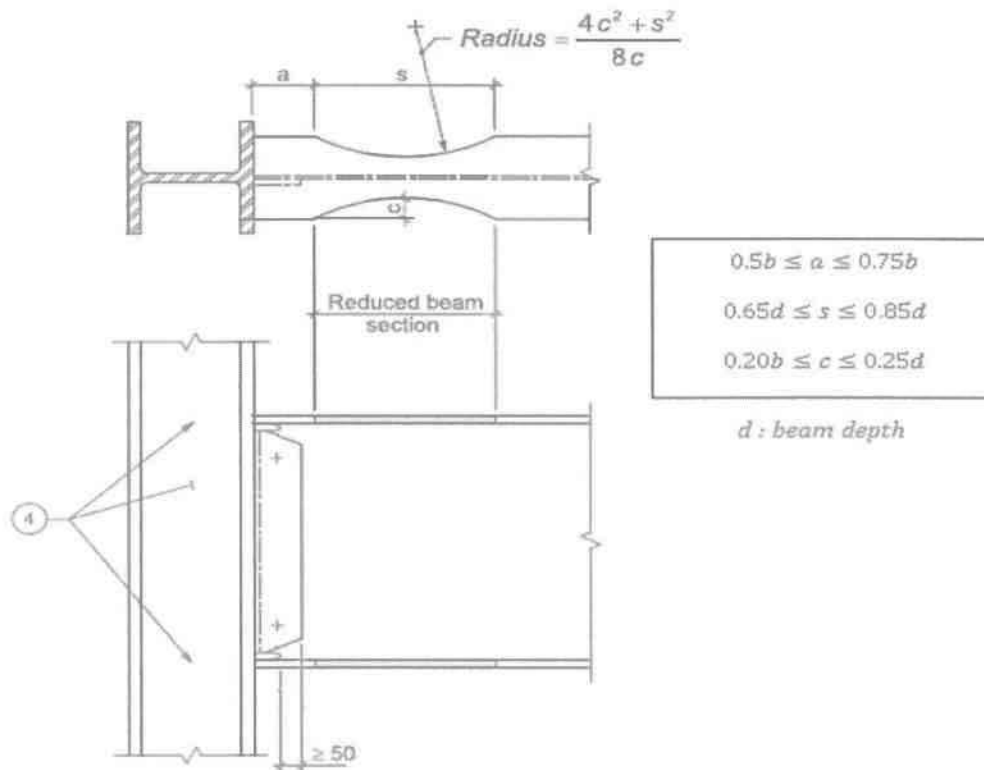
$d$  = depth of beam,

$a$  = distance from face of column to start of RBS cut,

$b$  = length of RBS cut,

$c$  = depth of cut at center of the reduced beam section,

Σχήμα 12 (συνεχίζεται)

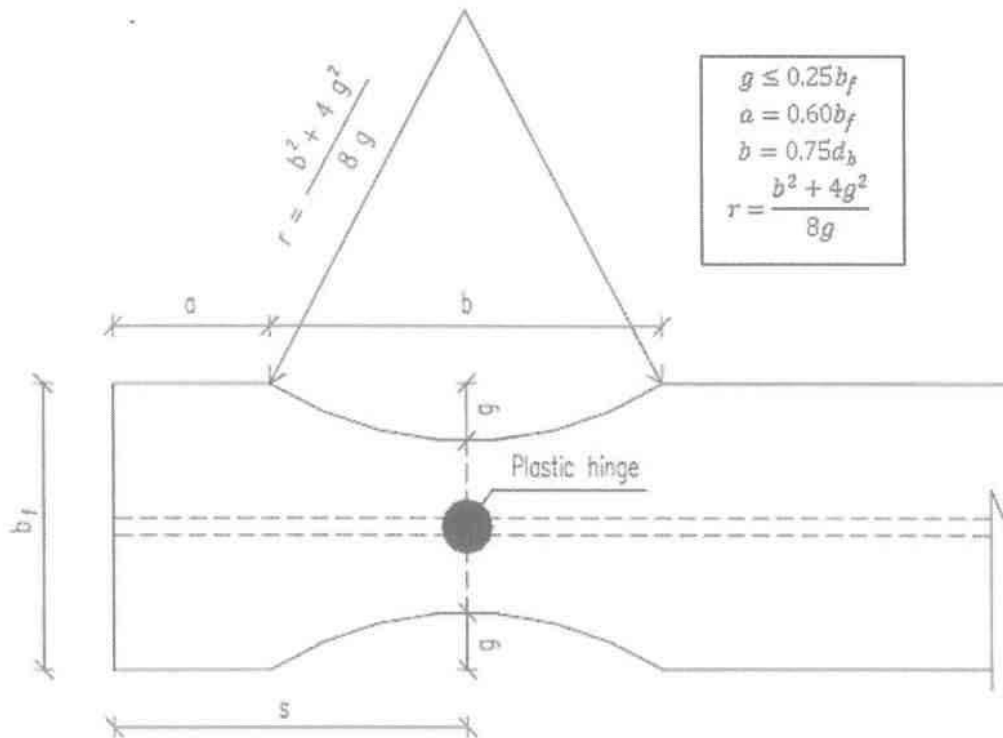


(c) CISC 2008

Σχήμα 12. Σύνδεση ακτινικής κοπής RBS για σεισμικές εφαρμογές και προτεινόμενα όρια γεωμετρικών μεγεθών

Η ακτινική κοπή RBS έχει μόνο ενσωματωθεί στον Ευρωκώδικα 8 (σχεδίαση κατασκευών για αντίσταση σε σεισμό) και πιο συγκεκριμένα στο EN 1998-3:2005. Η αντίστοιχη γραφική απεικόνιση και οι συστάσεις για την προσαρμογή μεγέθους στη σχεδίαση εμφανίζονται στο Σχήμα 13, από όπου ένας εύκολα μπορεί να αντιληφθεί

τις ομοιότητες μεταξύ των προτεινόμενων διαστάσεων με αυτές των αντίστοιχων Αμερικανικών και Καναδικών.



Σχήμα 13. Ακτινική κοπή RBS και προτεινόμενα όρια γεωμετρικών μεγεθών από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

Ωστόσο, η επιστημονική κοινότητα δε σταμάτησε εκεί, καθώς τα αμέσως επόμενα χρόνια ερευνητικές ομάδες προχώρησαν εξετάζοντας περαιτέρω επιμέρους και εξειδικευμένες παραμέτρους, που σχετίζονται π.χ. με τον τρόπο σύνδεσης του κορμού της δοκού στο υποστύλωμα είτε συγκολλητά είτε κοχλιωτά (Jones κ.α. 2002, Gilton και Uang 2002, Chi και Uang 2002, Lee κ.α. 2003). Αυτές είναι μόνο μερικές από τις ερευνητικές προσπάθειες, που σαν στόχο είχαν τη βελτιστοποίηση μέσω της παραμετρικής θεώρησης πολυάριθμων παραγόντων και την επιστημονική τεκμηρίωση και κατ' επέκταση την υιοθέτηση και την καθιέρωση της σύνδεσης τύπου RBS σε Αμερικάνικο και Ιαπωνικό επίπεδο. Αυτό το κύμα επιστημονικού ενδιαφέροντος και επαγρύπνησης που εκδηλώθηκε το διάστημα 1995 - 2000 στο συγκεκριμένο επιστημονικό πεδίο, ενισχύθηκε, χρηματοδοτήθηκε και γενικότερα υποστηρίχθηκε από πολλούς φορείς στην Αμερική, όπως το AISC (American Institute of Steel in Construction), τη βιομηχανία των μεταλλικών κατασκευών και πολλές

κυβερνητικές οργανώσεις (State of California, FEMA, NIST, NSF). Η αντίστοιχη υπηρεσία πολιτικής προστασίας και πρόληψης των καταστροφών στην Αμερική, η FEMA (Federal Emergency Management Agency) χρηματοδότησε και υποστήριξε στα παραπάνω πλαίσια το πρόγραμμα SAC Joint Venture το διάστημα 1995 - 2000.

Τα αποτελέσματά τους και οι αντίστοιχες προτάσεις σχεδιασμού περιέχονται στις εκθέσεις της FEMA 350 - 353 (2000a,b,c,d), απεικονίστηκαν στο πρόγραμμα της FEMA 368 (2000e) με την επωνυμία National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) και συμπεριλήφθηκαν στις νέες αντισεισμικές διατάξεις “ANSI/AISC Seismic Provisions” (2002). Στο επόμενο Κεφάλαιο παρατίθεται αναλυτικότερα μια σειρά παραμέτρων που σχετίζονται με τη συμπεριφορά της σύνδεσης τύπου RBS, βάσει πειραματικών και θεωρητικών αναλύσεων από ερευνητικές ομάδες, που ανέδειξαν και πιστοποίησαν την εν λόγω σύνδεση.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. Παράμετροι που επηρεάζουν μια σύνδεση RBS

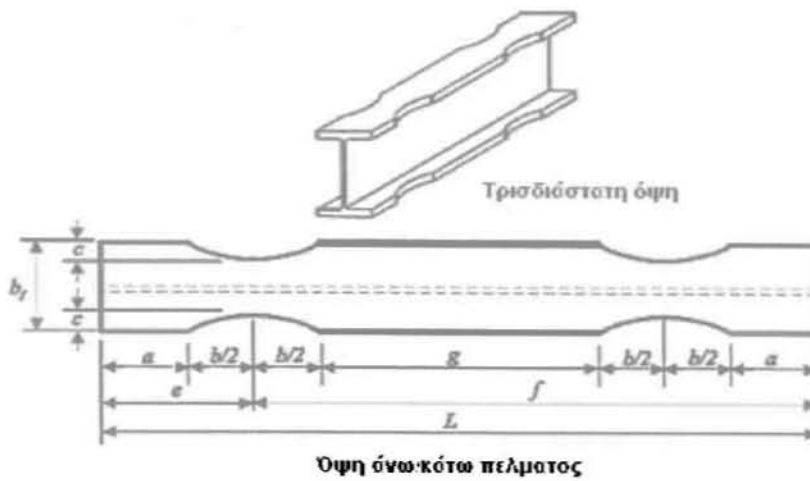
### 6.1. Δυσκαμψία της δοκού

Προφανώς, περικόπτοντας τα πέλματα της δοκού στην περιοχή RBS, οδηγούμαστε σε μείωση της δυσκαμψίας για τη δοκό, τη σύνδεση και το πλαίσιο. Το ποσό της εν λόγω μείωσης εξαρτάται από πολυάριθμες παραμέτρους, όπως η γεωμετρία και το μέγεθος της κοπής, τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά των στοιχείων του πλαισίου και της σύνδεσης, καθώς και άλλα μη κατασκευαστικά στοιχεία (Carter και Iwankiw 1998). Εργασίες δημοσιευμένες μετά το σεισμικό γεγονός του Northridge ανέφεραν ότι η μείωση είναι της τάξης του 5% (Chen κ.ά 1996, Iwankiw 1997). Μία επίσης πρόσφατη έρευνα που μελετήθηκε από τον Grubbs (1997) εκτιμά την μείωση της δυσκαμψίας των πλαισίων ροπής κατά τη διάρκεια της προσθήκης των συνδέσεων κοπής RBS, σύμφωνα με την οποία πάνω από μία ευρεία κλίμακα ύψους πλαισίων, ο μέσος όρος μείωσης της δυσκαμψίας για 50% μείωση πελμάτων ήταν της τάξης του 6-7%, ενώ για μία μείωση πελμάτων 40% ήταν της τάξης του 4-5%.

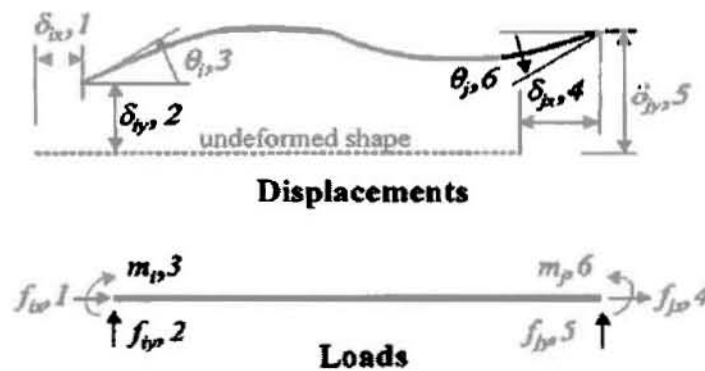
Άλλες παραμετρικές μελέτες έδειξαν ότι η τοπική μείωση στα πέλματα της δοκού δεν μειώνει απαραίτητα τη δυσκαμψία της δοκού, έτσι που να μην απαιτείται καμία αλλαγή διατομής για τη δοκό προκειμένου να συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις παραμορφώσεων υπό στατικά φορτία οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Από τότε, ένας σημαντικός αριθμός εργασιών δημοσιεύθηκαν με στόχο την αξιολόγηση του μητρώου δυσκαμψίας των στοιχείων των πλαισίων RBS, η γνώση του οποίου είναι θεμελιώδους σημασίας για την ποσοτικοποίηση της ελαστικής και ανελαστικής απόδοσης χαλύβδινων πλαισίων με συνδέσεις RBS. Μια ερευνητική προσπάθεια που περιέχει τη διαμόρφωση μαθηματικού προβλήματος, το οποίο απαιτείται για τον προσδιορισμό του μητρώου δυσκαμψίας ενός πλαισίου στοιχείων RBS 2-Διαστάσεων έχει δημοσιευθεί πρόσφατα (Bartley & Chambers 2008). Η επιστημονική ομάδα διερεύνησε την επίδραση των αλλαγών στις διαστάσεις και στη θέση της διατομής στο μητρώο δυσκαμψίας της δοκού. Στα πλαίσια αυτής της προσπάθειας, ασχολήθηκαν με τη λύση του μαθηματικού προβλήματος που έγκειται στον προσδιορισμό του μητρώου δυσκαμψίας  $[k]$  μιας δυσδιάστατης δοκού RBS (Σχήμα 15), συνδέοντας τις δυνάμεις με τις μετατοπίσεις, δηλαδή  $\{p\} = [k] \{\delta\}$ ,



όπως σημειώνονται στα άκρα της δοκού (Σχήμα 14). Οι ανωτέρω μελέτες χρησιμοποιούν διάφορες μεθόδους, με βάση αυτή τη γνωστή σχέση, για να διατυπώσουν την εξίσωση για το μητρώο δυσκαμψίας 2-Διαστάσεων πλαισίου RBS, όπως για παράδειγμα η συζυγής δοκός και το θεώρημα του Castigliano.



Σχήμα 14. Στοιχείο δοκού RBS



Σχήμα 15. Φορτία και παραμορφώσεις ενός στοιχείου πλαισίου 2-Διαστάσεων

Κατόπιν πολλών μαθηματικών επιλύσεων και βασιζόμενοι στη βασική θεωρία δοκών των Euler - Bernoulli, η οποία δε λαμβάνει υπόψη τις εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις, κατέληξαν στην παρακάτω σχέση που δίνει το μητρώο δυσκαμψίας ενός δυσδιάστατου στοιχείου δοκού τύπου RBS:

$$\begin{Bmatrix} f_{ix} \\ f_{iy} \\ m_i \\ f_{ix} \\ f_{iy} \\ m_i \end{Bmatrix} = E \begin{bmatrix} \frac{A_g}{z} & 0 & 0 & -\frac{A_g}{z} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2I_g}{Ly} & \frac{I_g}{y} & 0 & -\frac{2I_g}{Ly} & \frac{I_g}{y} \\ 0 & \frac{I_g}{y} & \frac{I_g t}{uy} & 0 & -\frac{I_g}{y} & \frac{I_g s}{uy} \\ -\frac{A_g}{z} & 0 & 0 & \frac{A_g}{z} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{2I_g}{Ly} & -\frac{I_g}{y} & 0 & \frac{2I_g}{Ly} & -\frac{I_g}{y} \\ 0 & \frac{I_g}{y} & -\frac{I_g s}{uy} & 0 & -\frac{I_g}{y} & \frac{I_g t}{uy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{ix} \\ \delta_{iy} \\ \theta_i \\ \delta_{ix} \\ \delta_{iy} \\ \theta_i \end{Bmatrix} \quad (1)$$

όπου οι διάφορες παράμετροι που υπεισέρχονται άμεσα ή έμμεσα στα στοιχεία του ανωτέρω μητρώου έχουν ως εξής:

$$n = 1/I_g \left\{ \ell^3/12 + [(d-t_f)/2]^2 t_f \right\}, \mu = 4Rn, \gamma = \arcsin(\ell/R) \quad (2\alpha)$$

$$R = [1/4(1-r)^2 b_f^2 + \ell^2]^{1/2} / [(1-r)b_f], \alpha = (1-r)b_f/2 - R \quad (2\beta)$$

$$\beta = 1 - 4n\alpha, \Omega = \frac{\tan^{-1} \left[ \sqrt{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} \tan\left(\frac{\gamma}{2}\right) \right]}{\sqrt{1-\alpha^2}} \quad (2\gamma)$$

$$\lambda = R^2 \left[ \gamma + \frac{1}{2} \sin 2\gamma + \frac{2}{\alpha} \left( \sin \gamma + \frac{\gamma}{\alpha} \right) \right], u = \alpha + \frac{g}{2} + \frac{1}{n} \left( \Omega - \frac{\gamma}{2} \right) \quad (2\delta)$$

$$s = \frac{2c^3}{3L} - c^2 - \frac{b^3}{6L} + bc \left( \frac{c}{L} - 1 \right) - \frac{2bl}{L} (2l+b) - \frac{1}{2Ln} \left\{ 2\gamma(R^2 - ef) + 4\Omega \left[ ef + R^2 \left( \frac{1}{\alpha^2} - 1 \right) \right] - \lambda \right\}$$

$$t = \frac{2c^3}{3L} + \frac{b^3}{3L} + \frac{bc}{L} (b+c) + \frac{2bl}{L} (L-2l) + c(L-c) + \frac{1}{4Ln} \times \left\{ -2\gamma(2R^2 + e^2 + f^2) + 4\Omega \left[ e^2 + f^2 + 2R^2 \left( 1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right] + 2\lambda \right\} \quad (2\epsilon, \zeta)$$

$$y = s + t \quad (2\eta)$$

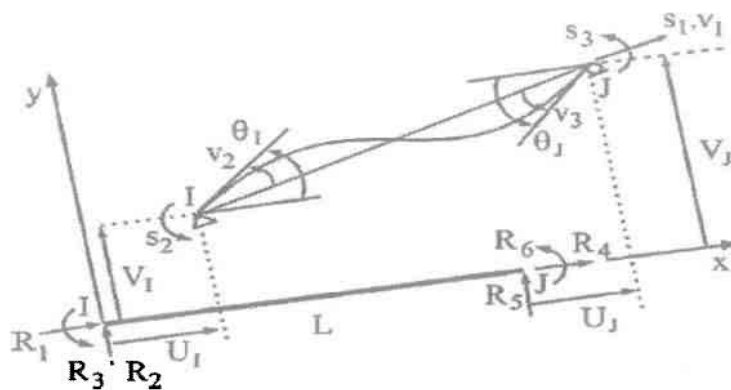
όπου  $A_g$  είναι η ολική επιφάνεια της διατομής της δοκού και  $\alpha, g, L, \ell$  γεωμετρικά χαρακτηριστικά.

Το παραπάνω μητρώο αποτελεί μια πολύ καλή πρόταση για κάθε μελετητή μηχανικό, ο οποίος έχει τη δυνατότητα να εισάγει μητρώο δυσκαμψίας χρήστη (user-defined stiffness matrix) σε ένα λογισμικό ανάλυσης κατασκευών.

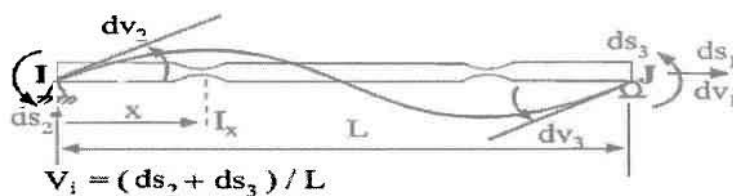
Στα πλαίσια της συγκεκριμένης προσπάθειάς τους, οι ως άνω ερευνητές κατέληξαν σε πολύ χρήσιμα συμπεράσματα, σε ότι αφορά τη σχέση της απομείωσης της δοκού με τη δυσκαμψία της. Για δεδομένη γεωμετρία απότμησης και δεδομένη θέση αυτής στη δοκό, καθώς αυξάνεται το μήκος της δοκού η επιρροή της απομείωσης στη δυσκαμψία της δοκού μειώνεται. Ωστόσο, οι σχέσεις μεταξύ των συγκεκριμένων παραγόντων δεν είναι γραμμικές. Επίσης, η συνάρτηση μεταξύ του πλάτους του πέλματος της δοκού που απομειώνεται και της δυσκαμψίας της δοκού δεν είναι γραμμική. Με την αύξηση του μήκους της δοκού ή την αύξηση του πλάτους του πέλματος της δοκού που απομειώνεται, η μείωση στη δυσκαμψία της δοκού ακολουθεί *φθίνουσα* πορεία. Καθώς οι αποτμήσεις απομακρύνονται από τα άκρα της δοκού, η διατμητική και καμπτική δυσκαμψία μειώνονται με *φθίνοντα* ρυθμό. Εντούτοις, η θέση της απομείωσης στη δοκό δεν έχει καμία επίδραση στην αξονική δυσκαμψία του πλαισίου. Επίσης, η πειραματική διαδικασία έδειξε ότι καθώς το μήκος των αποτμήσεων αυξάνεται, η μείωση της διατμητικής και καμπτικής δυσκαμψίας αυξάνεται με *φθίνοντα* ρυθμό, αλλά η μείωση της αξονικής δυσκαμψίας αυξάνεται με σταθερό ρυθμό.

Σε παρόμοια λογική βασίστηκε και η πρόσφατη ερευνητική εργασία των Kim και Engelhardt (2007), η οποία πραγματεύεται ένα στοιχείο μη πρισματικής δοκού για συνδέσεις σε καμπτικά χαλύβδινα πλαίσια, σύμφωνα με το Σχήμα 16.

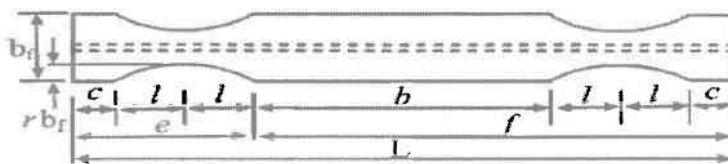
Το στοιχείο αυτό αναπτύχθηκε με σκοπό την προσομοίωση της ελαστικής συμπεριφοράς χαλύβδινων δοκών σε RBS συνδέσεις περιλαμβάνοντας και ελαστικές διατμητικές παραμορφώσεις, η δε ακρίβεια του υπολογίστηκε συγκρινόμενη με λύσεις βασισμένες σε πεπερασμένα στοιχεία. Επίσης, προτάθηκε ένα ισοδύναμο στοιχείο ιδεατής πρισματικής δοκού (το οποίο διαθέτει μια ενεργή ροπή αδρανείας, που υπολογίζεται με ελαστική ανάλυση βασισμένη στο προταθέν στοιχείο μη πρισματικής δοκού) για προσεγγιστικούς υπολογισμούς RBS συνδέσεων. Η επιρροή της RBS στην ελαστική δυσκαμψία δοκών και πλαισίων διερευνήθηκε στη συνέχεια μέσα από μια σειρά παραμετρικών μελετών και αναλύσεων επίπεδων πλαισίων με τρεις, εννέα και είκοσι ορόφους, και βρέθηκε ότι μια μείωση κατά 50% των πελμάτων της δοκού οδηγεί σε μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων μεταξύ 6% και 8% για τυπικά κτίρια με καμπτικά πλαίσια, ενώ για μείωση κατά 40% οι εν λόγω μετακινήσεις κυμαίνονται μεταξύ 4.5% και 6 %.



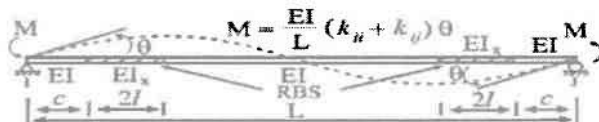
(α) Σχετικές δυνάμεις στοιχείου στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων



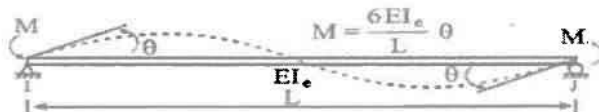
(β) Στοιχείο μη πρισματικής δοκού



(γ) Στοιχείο μη πρισματικής δοκού με απομειωμένα πέλματα (RBS)



(δ) Πραγματική δοκός RBS



(ε) Ιδέατη δοκός με χρήση ενεργής ροπής αδράνειας

Σχήμα 16. Από Kim και Engelhardt (2007)

Πιο συγκεκριμένα, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 16α, το στοιχείο διαθέτει δύο κόμβους, οι οποίοι συνδέονται στη συνολική κατασκευή και έχει ο καθένας τρεις βαθμούς ελευθερίας (δύο μετακινήσεις και μια στροφή). Στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων, αν αφαιρεθούν οι κινήσεις στερεού σώματος, το στοιχείο μπορεί να θεωρηθεί ως μια απλά εδραζόμενη δοκός. Από την ισορροπία, όλα τα συστατικά των

επικόμβιων δυνάμεων  $\mathbf{R}$  ( $R_I - R_6$ ) μπορούν να υπολογιστούν από τις τιμές των σχετικών δυνάμεων  $\mathbf{s}$  ( $s_1 - s_6$ ) μέσω του μετασχηματισμού

$$\mathbf{R} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{s} \quad (3)$$

όπου  $\mathbf{A}$  το γνωστό από τη βιβλιογραφία μητρώο μετασχηματισμού δυνάμεων. Από δε τη γεωμετρία, ο μετασχηματισμός από τις τοπικές μετατοπίσεις  $\mathbf{r}$  στις σχετικές μετατοπίσεις  $\mathbf{v}$  ( $v_1, v_2$  και  $v_3$ ) επιτυγχάνεται μέσω της σχέσης

$$\mathbf{v} = \mathbf{A}^T \cdot \mathbf{r} \quad (4\alpha)$$

όπου

$$\mathbf{r}^T = \{U_i, V_i, \theta_i, U_j, V_j, \theta_j\} \quad (4\beta)$$

Στη συνέχεια, με εφαρμογή του θεωρήματος του Castigliano στο μη πρισματικό στοιχείο του Σχήματος 16β, υπολογίζεται η σχέση ελαστικής ευκαμψίας του στοιχείου αυτού ως εξής:

$$d\mathbf{v} = \mathbf{f}_e \cdot d\mathbf{s} \quad (5)$$

με  $d\mathbf{s}$  ( $ds_1, ds_2, ds_3$ ) να είναι η αύξηση των δράσεων και  $\mathbf{f}_e$  το μητρώο ελαστικής ευκαμψίας που περιλαμβάνει και την επιρροή της τέμνουσας.

Το μητρώο αυτό, για μια δοκό RBS διατομή διπλού ταυ, μήκους  $L$ , με κυκλικής μορφής αποτμήσεις των πελμάτων στα άκρα της, που απεικονίζεται στο Σχήμα 16γ, βρίσκεται (μετά από διαδικασίες ολοκληρώσεων με βάση την προηγούμενη μελέτη των Chambers κ. α.) ίσο με:

$$\mathbf{f}_e = \begin{bmatrix} \frac{L}{EA} f_a & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L}{EI} f_{ii} + \frac{1}{LGA} f_s & \frac{L}{EI} f_{ij} + \frac{1}{LGA} f_s \\ 0 & \frac{L}{EI} f_{ii} + \frac{1}{LGA} f_s & \frac{L}{EI} f_{jj} + \frac{1}{LGA} f_s \end{bmatrix} \quad (6)$$

όπου  $A$  η επιφάνεια της πλήρους διατομής της δοκού,  $I$  η ροπή αδρανείας αυτής και  $L$  το μήκος της, ενώ οι συντελεστές ευκαμψίας που σχετίζονται με κάμψη και αξονική παραμόρφωση ( $f_{ii}, f_{ij} - f_a$  αντίστοιχα) ισούνται τελικά με:

$$f_{ii} = f_{jj} = \frac{1}{3L^3} [2c^3 + 3Lc(L-c) + (L-c-2t)^3 - (c+2t)^3] + \frac{1}{4nL^3} \left\{ 2\Lambda - 2\gamma(e^2 + f^2 + 2R^2) + \left[ e^2 + f^2 + 2R^2 \left( 1 - \frac{1}{a^2} \right) \Psi \right] \right\} \quad (7\alpha)$$

$$f_y = f_{\mu} = -\frac{1}{6L^3} \left[ L^3 - 24L(c+l)l + 8l(3c^2 + 6cl + 4l^2) \right] + \frac{1}{2nL^3} \left\{ \Lambda - 2\gamma(R^2 - ef) - \left[ ef - R^2 \left( 1 - \frac{1}{a^2} \right) \Psi \right] \right\} \quad (7\beta)$$

$$f_a = \frac{b+2c}{L} + \frac{4}{Ln_a} \left\{ -\gamma + \frac{2}{\sqrt{1-a_a^2}} \tan^{-1} \left( \sqrt{\frac{1+a_a}{1-a_a}} \tan \frac{\gamma}{2} \right) \right\} \quad (7\gamma)$$

όπου

$$\Lambda = R^2 \left\{ \gamma + \frac{1}{2} \sin 2\gamma + \frac{2}{a} \left( \sin \gamma + \frac{\gamma}{a} \right) \right\} \quad (8\alpha)$$

$$\Psi = \frac{4}{\sqrt{1-a^2}} \tan^{-1} \left( \sqrt{\frac{1+a}{1-a}} \tan \frac{\gamma}{2} \right) \quad (8\beta)$$

Στις παραπάνω εκφράσεις

$$a = \mu / \beta, \quad \beta = 1 - 4nq, \quad \mu = 4Rn, \quad n = 1 / I \{ t_f^3 / 12 + [(d-t_f)/2]^2 t_f \} \quad (9\alpha)$$

$$q = rb_f - R, \quad \gamma = \sin^{-1}(l/R), \quad R = (r^2 b_f^2 + l^2) / (2rb_f) \text{ (ακτίνα κοπής)} \quad (9\beta)$$

$$n_a = 4t_f / A, \quad \beta_a = 1 - n_a q, \quad \mu_a = Rn_a, \quad a_a = \mu_a / \beta_a \quad (9\gamma)$$

ενώ  $b_f$  το πλάτος του πέλματος της δοκού,  $t_f$  το πάχος αυτού και  $d$  το ύψος της διατομής της δοκού.

Ο παράγων μορφής για τέμνουσα  $f_s$ , ενός μέλους με RBS αποτιμήσεις ορίζεται ως:

$$f_s = \frac{A}{L} \int_0^L \frac{\chi_x}{A_x} dx \quad (10\alpha)$$

όπου  $A_x = A \left[ 1 - n_a \left\{ \sqrt{R_2 - x^2} + q \right\} \right]$  η επιφάνεια της διατομής σε μια τυχαία απόσταση  $x$  και  $\chi_x$  ο παράγων μορφής για τέμνουσα της διατομής στη θέση  $x$ . Ο τελευταίος ισούται με:

$$\chi_x = \int_A \frac{Q_x^2 A_x}{I_x^2 b_x^2} dA = \frac{\frac{9}{2} \left[ \frac{1-t}{p_x} + t \right] \left[ \frac{1}{F_x^2} \left( \frac{t^5}{2} - t^3 + \frac{t}{2} \right) + \frac{1}{p_x} \left( -\frac{23t^5}{30} + t^3 - \frac{t}{2} + \frac{8}{30} \right) + \frac{8t^5}{30} \right]}{\left[ \frac{1}{p_x} (1-t^3) + t^3 \right]^2} \quad (10\beta)$$

όπου  $Q_x$  η ροπή αντίστασης της διατομής πάνω από το σημείο όπου είναι επιθυμητός ο υπολογισμός της διατμητικής τάσης,  $I_x$  η ροπή αδρανείας της διατομής,  $b_x$  το πλάτος της διατομής στο ως άνω σημείο,

$$t = (d/2 - t_f)/(d/2), \quad p_x = t_w / [b_f - 2(\sqrt{R^2 - x^2} + q)] \quad (10\gamma)$$

και  $t_w$  το πάχος του κορμού της δοκού. Σημειωτέον ότι για μια πρισματική δοκό ισχύει ότι  $f_s = \chi_x = A/(dt_w)$ . Μετά τον υπολογισμό του μητρώου ευκαμψίας, αυτό αναστρέφεται και λαμβάνεται ένα 3 x 3 μητρώο δυσκαμψίας  $\mathbf{k}_e$

$$\mathbf{k}_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} k_a & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EI}{L} \frac{s_{ii}}{s_{ii}^2 - s_{ij}^2} & -\frac{EI}{L} \frac{s_{ij}}{s_{ii}^2 - s_{ij}^2} \\ 0 & -\frac{EI}{L} \frac{s_{ij}}{s_{ii}^2 - s_{ij}^2} & \frac{EI}{L} \frac{s_{ii}}{s_{ii}^2 - s_{ij}^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} k_a & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EI}{L} k_{ii} & \frac{EI}{L} k_{ij} \\ 0 & \frac{EI}{L} k_{ij} & \frac{EI}{L} k_{jj} \end{bmatrix} \quad (11)$$

όπου  $k_a = 1/f_a$ ,  $s_{ii} = f_{ii} + f_s EI / (L^2 GA)$ ,  $s_{ij} = f_{ij} + f_s EI / (L^2 GA)$ .

Το ανωτέρω αναπτυχθέν στοιχείο δοκού RBS επιτρέπει τον ακριβή προσδιορισμό της ελαστικής απόκρισης δοκών με αποτμήσεις RBS, και κάλλιστα μπορεί να εισαχθεί σε λογισμικό ανάλυσης κατασκευών. Παρά ταύτα, βάσει αυτού του στοιχείου μπορεί να αναπτυχθεί και μια εναλλακτική προσέγγιση της προσομοίωσης των επιρροών των RBS αποτμήσεων στην ελαστική συμπεριφορά πλαισίων, που να είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί σε συμβατικό λογισμικό, όπου δεν προσφέρεται ειδικό στοιχείο δοκού RBS. Με αυτό το στόχο οι παραπάνω ερευνητές ανέπτυξαν μια απλουστευμένη προσέγγιση για τον υπολογισμό της αλλαγής της ελαστικής δυσκαμψίας, λόγω ύπαρξης RBS αποτμήσεων, για τις δοκούς καμπτικών πλαισίων υπό πλευρικά φορτία. Η απλούστευση έγκειται στη χρήση ενός στοιχείου πρισματικής δοκού, με κατάλληλη τροποποίηση των χαρακτηριστικών της διατομής, έτσι ώστε να αντικατοπτρίζεται η παρουσία της RBS. Έτσι, υπολογίζεται μια ενεργός ροπή αδρανείας  $I_e$  εξισώνοντας τη σχέση ροπής – στροφής της ιδεατής δοκού του Σχήματος 16ε με αυτήν της πραγματικής δοκού με απομειωμένη διατομή του Σχήματος 16δ, υποθέτοντας την κατανομή των ροπών λόγω σεισμού ως μια αντισυμμετρική συνθήκη. Η ενεργή αυτή ροπή αδράνειας βρίσκεται κατά συνέπεια ίση με:

$$I_e = \frac{k_{ii} + k_{jj}}{6} I \quad (12)$$

Μικρές μάλλον υπήρξαν οι διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων που παρήχθησαν από το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, το προσομοίωμα μη πρισματικής δοκού και το απλοποιημένο πρισματικό μοντέλο. Η πιο σημαντική διαφορά παρατηρήθηκε στο ότι, με βάση την απλουστευμένη ανάλυση, ο παράγων μείωσης του πέλματος της δοκού  $r = c/b_f$  και το μήκος  $L$ , έχουν μεγαλύτερη επιρροή στην ενεργή ροπή αδρανείας από ότι το μήκος απότμησης  $2l$  και η απόσταση  $c$ , όπως προέκυψε από τη παραμετρική μελέτη.

Πέραν των ανωτέρω, η όλη ανάλυση των Kim και Engelhardt, που παρατέθηκε συνοπτικά σε ότι προηγήθηκε, μπορεί να αποτελέσει κάλλιστα, σε συνδυασμό με τη μελέτη των Chambers κ.α., αφετηρία για την παραμετροποίηση της επιρροής της RBS στη δυσκαμψία της δοκού.

## 6.2. Διαστάσεις διατομής δοκού και στύλου, σύμμικτο δάπεδο και βοηθητικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο άκρο της RBS

Οι συνδέσεις RBS είναι προκαθορισμένες για χρήση σε συστήματα πλαισίων SMF με βάση τους κάτωθι περιορισμούς για τα στοιχεία της σύνδεσης:

### 6.2.1 Περιορισμοί δοκών

Ένα ευρύ φάσμα μεγεθών δοκών έχουν ελεγχθεί με κυκλική κοπή RBS. Το μικρότερο μέγεθος δοκού είναι η W530X82 (Καναδικός σχεδιασμός), η οποία είναι κατά προσέγγιση ισοδύναμη με την Αμερικανική W21X50. Η βαρύτερη δοκός που αναφέρεται είναι η W36X300 (FEMA). Αν και ο AISC επιτρέπει περιορισμένες αυξήσεις στο ύψος και το βάρος της δοκού συγκρινόμενες με τις μέγιστες δοκιμασμένες διατομές, τα προεπιλεγμένα όρια για το ύψος και το βάρος της δοκού που καθιερώθηκαν βασίζονται στα δεδομένα ελέγχου της W36X300. Δεν υπάρχει κανένα στοιχείο ότι οι μέτριες αποκλίσεις από το μέγιστο ελεγμένο δείγμα θα οδηγούσαν σε σημαντικά διαφορετική απόδοση και το όριο του μέγιστου πάχους πέλματος είναι περίπου 4% παχύτερο από το πέλμα της W36X300.

Και τα δύο, το ύψος της δοκού και ο λόγος ανοίγματος πλαισίου/ύψους διατομής δοκού επηρεάζουν σημαντικά την ανελαστική συμπεριφορά των συνδέσεων δοκού-στύλου. Για την ίδια καμπυλότητα οι υψίκορμες δοκοί θα υποβληθούν σε μεγαλύτερες εντάσεις από τις πιο μικρές δοκούς. Με την ίδια λογική, δοκοί με μικρότερο λόγο ανοίγματος πλαισίου/ύψους διατομής θα έχουν μία αιχμηρότερη



κλίση ροπής κατά μήκος του ανοίγματος της δοκού, με συνέπεια το μειωμένο μήκος της δοκού που συμμετέχει στην πλαστική άρθρωση και τις αυξανόμενες τάσεις κάτω από απαιτήσεις ανελαστικής στροφής. Οι περισσότερες από τις συνδέσεις δοκού-στύλου που έχουν ελεγχθεί χρησιμοποίησαν διαμορφώσεις με ανοίγματα πλαισίου περίπου 8.5 m και ύψος διατομής δοκού που ποικίλει από W30 ως W36, έτσι ώστε ο λόγος ανοίγματος πλαισίου/ύψους διατομής δοκού να είναι στην κλίμακα από 8 ως 10. Λαμβάνοντας υπόψη το βαθμό στον οποίο τα περισσότερα δείγματα υπερέβησαν σημαντικά την ελάχιστη κλίση που απαιτείται, κρίθηκε λογικό να τεθεί η ελάχιστη αναλογία ανοίγματος πλαισίου/ύψους διατομής δοκού σε 7 για SMF και σε 5 για IMF (Intermediate Moment Frames).

Οι απαιτήσεις τοπικού λυγισμού για τα μέλη που υποβάλλονται σε σημαντικές ανελαστικές στροφές καθορίζονται από τον AISC. Για τους σκοπούς του υπολογισμού της αναλογίας πλάτους πέλματος / πάχους πέλματος επιτρέπεται να λαμβάνεται το πλάτος πέλματος στα 2/3 της κοπής RBS. Αυτή η παραδοχή αναγνωρίζει ότι η πλαστική άρθρωση στις δοκούς σχηματίζεται μέσα στο μήκος της κοπής RBS, όπου το πλάτος πέλματος είναι μικρότερο από την ολόκληρη διατομή. Αυτή η παραδοχή θα οδηγήσει σε χαμηλότερο λόγο πλάτους/πάχους που λαμβάνεται στην RBS κοπή έναντι αυτού στην ολόκληρη διατομή. Πολλοί από τους ελέγχους RBS που έλαβαν χώραν ως τμήμα της FEMA χρησιμοποίησαν μία δοκό W30X99, η οποία δεν ικανοποιεί αρκετά την αναλογία πλάτους/πάχους στην ολόκληρη διατομή. Εντούτοις οι έλεγχοι ήταν επιτυχείς. Για αυτούς τους λόγους κρίθηκε λογικό να επιτραπεί στον υπολογισμό του λόγου πλάτους/πάχους πέλματος δοκού μία λογική απόσταση στην κοπή RBS.

Στην ανάπτυξη αυτής της προεπιλογής η CPRP επίσης αναθεώρησε τις απαιτήσεις πλευρικών ενισχύσεων για δοκούς με συνδέσεις RBS. Μερικές ανησυχίες που εμφανίστηκαν στο παρελθόν ήταν ότι η παρουσία των κομμένων πέλματων RBS ίσως κάνει την δοκό περισσότερο επιρρεπή σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό και ότι συμπληρωματική πλευρική ενίσχυση πρέπει να παρασχεθεί στην RBS. Το ζήτημα των απαιτήσεων πλευρικής ενίσχυσης για δοκούς με σύνδεση RBS ερευνήθηκε και στις πειραματικές και στις αναλυτικές μελέτες. Αυτές οι μελέτες έδειξαν ότι για τα δείγματα χάλυβα χωρίς παρουσία σύμμικτης πλάκας οι γωνίες στροφής 0.04 rad μπορούν να επιτευχθούν χωρίς συμπληρωματικό πλευρικό στήριγμα στην RBS, εφόσον παρέχεται η κανονική πλευρική ενίσχυση που απαιτείται για τις δοκούς στα συστήματα SMF.

Μελέτες επίσης έδειξαν ότι αν και η συμπληρωματική ενίσχυση δεν απαιτείται στην RBS για να επιτύχει γωνίες στροφής  $0.04 \text{ rad}$ , η προσθήκη ενός συμπληρωματικού στηρίγματος μπορεί να οδηγήσει σε βελτιωμένη λειτουργία. Με βάση τα διαθέσιμα στοιχεία, δοκοί με συνδέσεις RBS που υποστηρίζουν μία πλάκα σκυροδέματος δεν απαιτείται να έχουν ένα συμπληρωματικό στήριγμα στην RBS. Εάν καμία πλάκα δαπέδου δεν είναι παρούσα τότε απαιτείται συμπληρωματικό στήριγμα στην RBS.

Σε περιπτώσεις όπου ένα συμπληρωματικό στήριγμα παρέχεται, το στήριγμα δεν πρέπει να συνδεθεί μέσα στην απομειωμένη διατομή. Συγκολλητό ή κοχλιωτό στήριγμα σε αυτό το τμήμα υψηλών εντάσεων της δοκού μπορεί να χρησιμεύσει ως θέση έναρξης θραύσης. Συνεπώς εάν ένα συμπληρωματικό στήριγμα παρέχεται, πρέπει να τοποθετείται στο τέλος ή πέρα από το τέλος της RBS που είναι πιο μακριά από το μέτωπο του στύλου.

Συμπερασματικά προκύπτουν τα εξής:

- Οι δοκοί θα είναι από ελατές πλατύπελμες διατομές ή σύνθετες μορφές I προσαρμοσμένες στις διατάξεις του AISC.
- Το πλάτος των δοκών οριοθετείται σε W36(W920) για ελατές μορφές, ενώ το πλάτος των σύνθετων διατομών δεν θα υπερβαίνει το πλάτος που επιτρέπεται για ελατές πλατύπελμες διατομές.
- Το βάρος των δοκών περιορίζεται μέχρι  $447 \text{ kg/m}$ .
- Το πάχος των πελμάτων των δοκών περιορίζεται σε  $44.5 \text{ mm}$ .
- Η αναλογία καθαρού ανοίγματος πλαισίου/ύψους διατομής της δοκού θα περιορίζεται ως ακολούθως: Για συστήματα SMF 7 ή μεγαλύτερη και για συστήματα IMF 5 ή μεγαλύτερη.
- Η αναλογία πλάτους/πάχους για τα πέλματα και τον κορμό της δοκού θα συμμορφώνεται με τα όρια του AISC. Όταν καθορίζεται ο λόγος πλάτους/πάχους για το πέλμα η τιμή του  $b_f$  δεν θα λαμβάνεται μικρότερο από το πλάτος του πέλματος στα άκρα του κέντρου  $2/3$  της μειωμένης διατομής, που προβλέπεται ότι τα μόνιμα φορτία δεν μετακινούν την θέση της πλαστικής άρθρωσης σε σημαντική απόσταση από το κέντρο της μειωμένης διατομής της δοκού.
- Πλευρικοί σύνδεσμοι της δοκού για τα συστήματα SMF θα προβλέπονται σύμφωνα με την AISC, στη μειωμένη διατομή παρακείμενα στις πλαστικές

αρθρώσεις. Όταν προβλέπονται συμπληρωματικοί πλευρικοί σύνδεσμοι η προσκόλληση τους στη δοκό θα γίνεται σε απόσταση όχι μεγαλύτερη από  $d/2$  πέρα από το τέλος της μειωμένης διατομής της δοκού, το πιο απομακρυσμένο από το μέτωπο του στύλου, όπου  $d$  είναι το μήκος της δοκού. Προσκόλληση πλευρικών συνδέσμων δεν θα γίνεται στη δοκό στην περιοχή που εκτείνεται από το μέτωπο του στύλου ως το τέλος της μειωμένης διατομής, το απομακρυσμένο από το μέτωπο του στύλου.

- Η προστατευμένη ζώνη αποτελείται από το τμήμα της δοκού μεταξύ του μετώπου του στύλου και του τέλους της μειωμένης διατομής της δοκού κομμένη μακρύτερα από το μέτωπο του στύλου.

### 6.2.2 Περιορισμοί στύλων

Σχεδόν όλοι οι έλεγχοι των συνδέσεων RBS έχουν εκτελεστεί με το πέγμα της δοκού συγκολλητό στο πέγμα του στύλου. Ελλείψει περισσότερων ελέγχων το CPRP συνέστησε τον περιορισμό προεπιλογής σε συνδέσεις στον ισχυρό άξονα μόνο. Η πλειοψηφία των δειγμάτων RBS κατασκευάστηκε με στύλους W14. Εντούτοις ένας αριθμός ελέγχων έχουν διεξαχθεί χρησιμοποιώντας μεγαλύτερους στύλους συμπεριλαμβανομένων των W18, W27 και W36. Ο έλεγχος των δειγμάτων RBS μεγάλων στύλων στα πλαίσια του προγράμματος της FEMA έδειξε ότι τα προβλήματα ευστάθειας μπορούν να εμφανιστούν όταν οι συνδέσεις RBS χρησιμοποιούνται με μεγάλους στύλους. Στη FEMA354, 2000a οι συνδέσεις RBS προεπιλέχθηκαν μόνο για στύλους W12 και W14.

Τα δείγματα στους ελέγχους της FEMA που διεξήχθησαν, παρουσίασαν μη αμελητέα τιμή στρέψης. Εντούτοις, δύο από τα τρία δείγματα που ελέχθησαν επέτυχαν την στροφή 0.04 rad, αν και με ιδιαίτερη υποβάθμιση αντοχής. Το τρίτο δείγμα υπολήφθηκε της στροφής των 0.04 rad και αστόχησε από θραύση του κορμού του στύλου. Η επόμενη μελέτη απέδωσε αυτή τη θραύση στη στρέψη του στύλου.

Μετά από τους ελέγχους της FEMA, μία αναλυτική μελέτη (Shen, 2002) κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι οριακές συνθήκες που χρησιμοποιούνται σε αυτούς τους ελέγχους μπορεί να μην είναι αντιπροσωπευτικές με ότι θα παρουσιαστεί σε ένα πραγματικό κτίριο. Συνεπώς, η στρέψη μεγάλων στύλων στους ελέγχους της FEMA δεν θα αναμένεται στα πραγματικά κτίρια. Η μελέτη επίσης κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι υψίκορμοι στύλοι δεν μπορούν να συμπεριφερθούν διαφορετικά από τους στύλους W14 και ότι καμία πρόσθετη ενίσχυση δεν απαιτείται όταν είναι

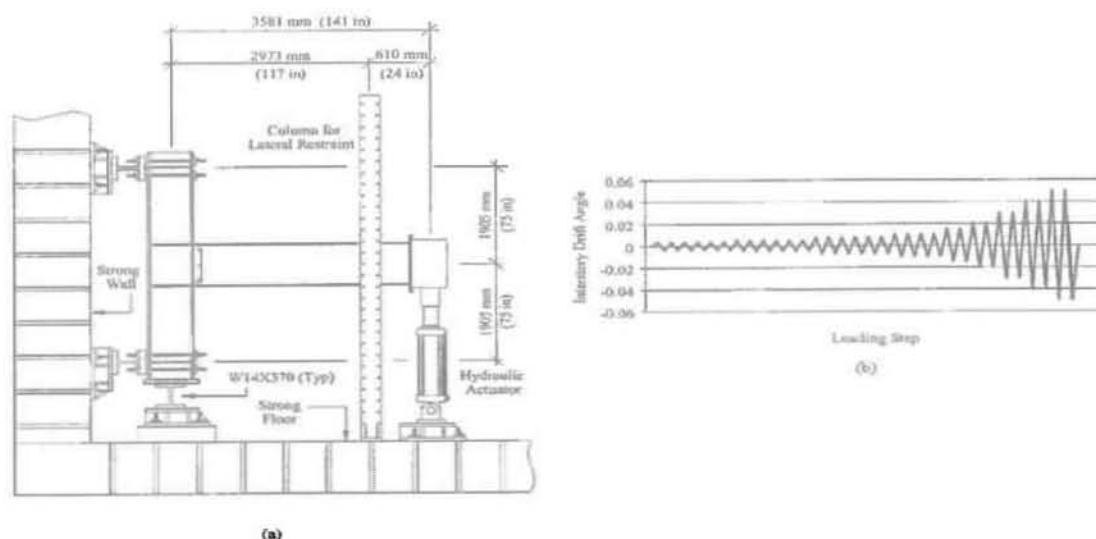
παρούσα πλάκα σκυροδέματος. Αυτό ακολουθήθηκε από μία εκτενέστερη αναλυτική και μεγάλης κλίμακας πειραματική έρευνα στις συνδέσεις RBS με στύλους μέχρι διατομής W36. Αυτή η έρευνα έδειξε ότι η καλή απόδοση μπορεί να επιτευχθεί με υψίκορμους στύλους όταν μία σύμμικτη πλάκα είναι παρούσα ή όταν παρέχεται επαρκής πλευρική ενίσχυση για τη δοκό και το στύλο ελλείψει πλάκας. Με βάση μία αναθεώρηση πρόσφατης έρευνας, η προεπιλογή των συνδέσεων RBS εκτείνεται εδώ για να συμπεριλάβει τους στύλους W36.

Συμπερασματικά προκύπτουν τα εξής:

- Οι στύλοι θα είναι ελατής διατομής ή σύνθετης διατομής που επιτρέπονται σύμφωνα με τις διατάξεις της AISC.
- Οι δοκοί θα συνδέονται στο πέλμα του στύλου.
- Το πλάτος της ελατής διατομής του στύλου θα είναι ορισμένο σε W36(W920).
- Το πλάτος σύνθετων πλατύπελμων διατομών δεν θα υπερβαίνει αυτό για τις ελατές διατομές.
- Οι στύλοι μορφής σταυρού δεν θα έχουν ύψος διατομής ή πλάτος πέλματος μεγαλύτερα αντίστοιχα από τις ελατές διατομές.
- Οι σύνθετοι στύλοι κοιλοδοκοί δεν θα έχουν ύψος ή πλάτος μεγαλύτερο των 610 mm.
- Οι στύλοι ελατοί κοιλοδοκοί δεν θα έχουν πλάτος ή ύψος μεγαλύτερο των 610 mm εάν συμμετέχουν σε ορθογωνικά πλαίσια ροπής.
- Δεν υπάρχει όριο στο βάρος/μέτρο για τους στύλους.
- Ο λόγος πλάτους/πάχους για τα πέλματα και τον κορμό των στύλων θα συμμορφώνονται στους περιορισμούς της AISC.
- Πλευρικοί σύνδεσμοι σε στύλους θα συμμορφώνονται για SMF και IMF σύμφωνα με την AISC.

Παρόλο την αυξανόμενη δημοτικότητα της σύνδεσης ροπής RBS σε συνδυασμό με το γεγονός ότι οι μηχανικοί συχνά χρησιμοποιούν πλατύπελμα υποστυλώματα σε μεταλλικά πλαίσια ροπής για να ελέγξουν την εκτροπή, όπου οι διαστάσεις των διατομών δοκών και στύλων σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής γενικώς υπαγορεύονται, όπως είδαμε προηγουμένως, από τις απαιτήσεις πλευρικής δυσκαμψίας των σχετικών Κανονισμών, περαιτέρω πειραματικές και αναλυτικές

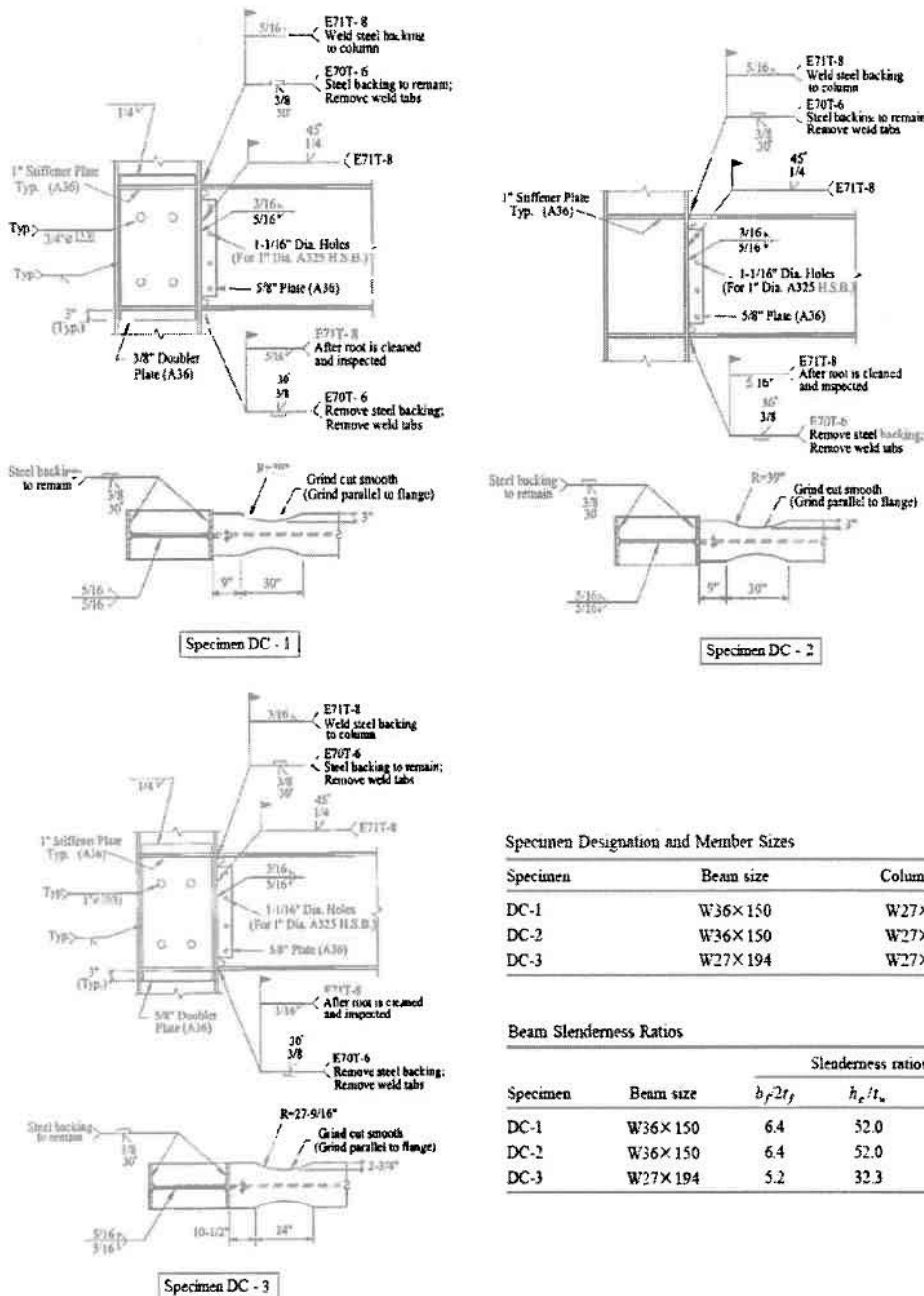
εργασίες αναπτύχθηκαν με σκοπό έναν οικονομικό σχεδιασμό, όπου οι μελετητές θα χρησιμοποιούν υψίκορμα υποστυλώματα για να ελέγχουν την μετατόπιση των ορόφων. Πλην όμως, τα περισσότερα πειράματα σχετικά με καμπτικά πλαίσια RBS περιελάμβαναν στύλους με μη υψίκορμες διατομές διπλού ταυ, γεγονός που οδήγησε στην αποδοχή τέτοιου είδους RBS συνδέσεων στις συστάσεις του FEMA 350. Η πρώτη πειραματική καθώς και αναλυτική έρευνα σχετικά με συνδέσεις ροπής RBS με υψίκορμους στύλους πραγματοποιήθηκε στο Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνιας, San Diego, από τους Brandon Chi και Chia-Ming Uang (2002), οι οποίοι ασχολήθηκαν με την απόκριση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση συνδέσεων τύπου RBS στην περίπτωση που χρησιμοποιείται υψίκορμο υποστυλώμα. Πραγματοποίησαν δοκιμές με στόχο να μελετήσουν τη συμπεριφορά αυτού του ιδιαίτερου είδους RBS συνδέσεων. Τρεις πλήρους κλίμακας δοκιμές διενεργήθηκαν, με το πρόγραμμα δοκιμής και την ιστορία φόρτισης της τυπικής SAC να φαίνεται στο Σχήμα 17, ενώ οι λεπτομέρειες σύνδεσης και απόκρισης της δοκού και οι διαστάσεις των στύλων των τριών δειγμάτων απεικονίζονται στο Σχήμα 18. Η διαρροή που παρατηρήθηκε πρώτα στη ζώνη του κορμού του στύλου, μετά τον τοπικό λυγισμό του κορμού στην περιοχή RBS, ακολουθήθηκε από εγκάρσιο στρεπτικό λυγισμό και τοπικό λυγισμό των πελμάτων, ενώ δεν παρατηρήθηκε καμία θραύση συγκολλήσεων.



**Σχήμα 17. Πειραματική διάταξη (a) και ιστορία φόρτισης (b) των δειγμάτων από τους Chi και Uang (2002)**

Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το συγκεκριμένο είδος υποστυλωμάτων είναι επιρρεπές σε φαινόμενα στρέψης και κάμψης περί τον ασθενή άξονα, ελλείψει της

πλευρικής στήριξης κοντά στην περιοχή της RBS ή την ύπαρξη σύμμικτης πλάκα ορόφου, τα οποία οφείλονται σε φαινόμενα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού της δοκού, που οδηγούν σε εκτός επιπέδου ένταση στο στύλο σύμφωνα με το Σχήμα 18.



Specimen Designation and Member Sizes

Specimen	Beam size	Column size
DC-1	W36×150	W27×146
DC-2	W36×150	W27×194
DC-3	W27×194	W27×194

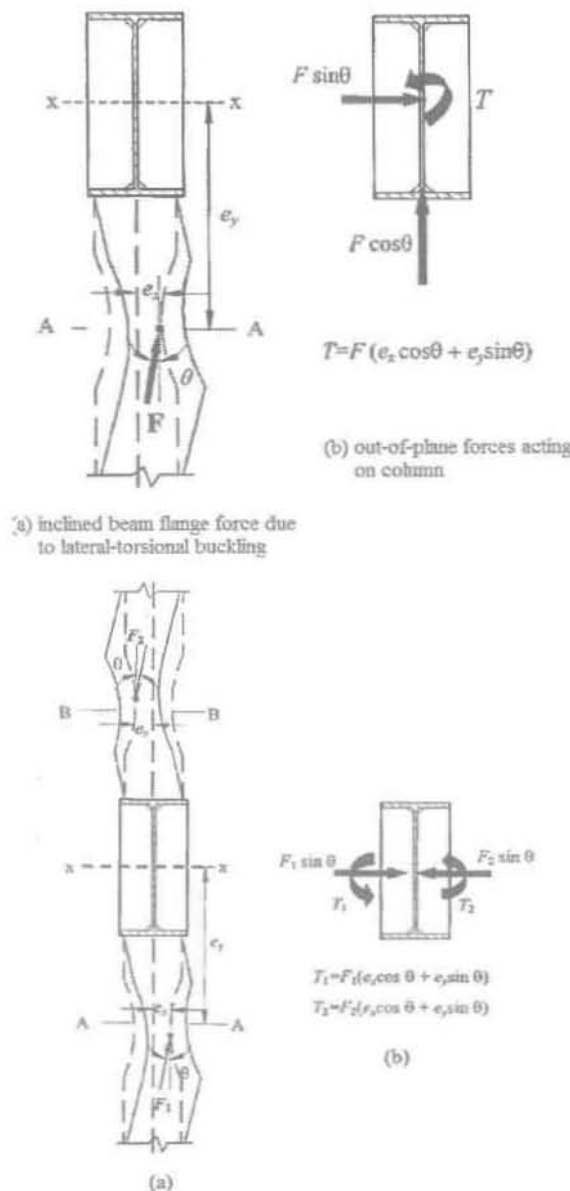
Beam Slenderness Ratios

Specimen	Beam size	Slenderness ratios		
		$b_f/2t_f$	$h_c/t_w$	$L_b/r_y$
DC-1	W36×150	6.4	52.0	44.0
DC-2	W36×150	6.4	52.0	44.0
DC-3	W27×194	5.2	32.3	33.2

Σχήμα 18. Λεπτομέρειες των τριών δειγμάτων που χρησιμοποιήθηκαν σε πειράματα των Chi και Wang (2002)

Μετά από διεξοδική μελέτη οι Chi και Wang κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η στρέψη προκλήθηκε από δύο παράγοντες. Πρώτον, επειδή οι RBS δοκοί παρουσιάζουν μεγαλύτερη πιθανότητα πλευρικού λυγισμού, εισάγουν τάσεις στρέψης

και λυγισμό εκτός επιπέδου στο υποστύλωμα και δεύτερον, τα φαινόμενα στρέψης της υψίκορμης διατομής έχουν την τάση να παράγουν υψηλότερες τάσεις στρέβλωσης στο στύλο, όπως φαίνονται στο Σχήμα 19. Δηλαδή, οι τάσεις στρέψης εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το λόγο του ύψους της διατομής του υποστυλώματος προς το πάχος του πέλματος υψωμένο στην τρίτη  $(h/(t_{cf})^3)$ , δηλαδή από το κατά πόσο είναι υψίκορμο το υποστύλωμα. Όσο μεγαλύτερος είναι ο συγκεκριμένος λόγος, τόσο μεγαλύτερες είναι και οι αναπτυσσόμενες τάσεις στρέψης στο υποστύλωμα.



**Σχήμα 19. Στρέψη του στύλου και κάμψη περί τον ασθενή άξονα λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού της δοκού: (α) κεκλιμένη δύναμη στο πέλμα της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και (β) εκτός επιπέδου δυνάμεις επί του στύλου**

Η μελέτη αυτή κατέληξε στην περιγραφή μιας συγκεκριμένης διαδικασίας υπολογισμού συνδυασμού τάσεων που προέρχονται από εκτός και εντός επιπέδου δυνάμεις λυγισμού του υποστυλώματος και τάσεις στρέψης, ως εξής:

$$f_{um} = f_{bx} + f_{by} + f_{ws} \leq \phi F_{yn} \quad (13)$$

όπου  $f_{um}$  η συνδυασμένη τάση στο πέλμα του στύλου στο επίπεδο του πέλματος της δοκού,  $f_{bx}$  και  $f_{by}$  οι εντός και εκτός επιπέδου καμπτικές τάσεις αντίστοιχα και  $f_{ws}$  η τάση συστροφής λόγω στρέψης ( $\phi = 0.90$ ), ενώ  $F_{yn}$  είναι η τάση διαρροής του υλικού του στύλου. Σε περίπτωση που η τιμή της συνδυασμένης τάσης ξεπεράσει την αντοχή διαρροής, ο μελετητής πρέπει να αναθεωρήσει το σχήμα της διατομής του υποστυλώματος ή να χρησιμοποιήσει συνδέσμους πλευρικής δυσκαμψίας κοντά στην απομειωμένη περιοχή της δοκού, για μείωση κινδύνου έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στο Κεφάλαιο 3 της Steel Tips Issue του Ιουνίου 2002 (Shen, Astaneh – Asl και McCallen), παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μίας αναλυτικής έρευνας σχετικά με την συμπεριφορά των συνδέσεων RBS δοκών-στύλων με υψίκορμους στύλους. Πιο συγκεκριμένα, το δείγμα DC-2 της προηγούμενης μελέτης (χωρίς διπλές πλάκες) μοντελοποιήθηκε στο ABAQUS και αναλύθηκε. Επιπλέον, μετά την επιτυχή προσομοίωση της κυκλικής συμπεριφοράς αυτού του δείγματος που ελέγχθηκε, το πρωτότυπο ABAQUS μοντέλο ABQ-DEEP χρησιμοποιήθηκε για να προσομοιάσει τη σύνδεση με διάφορα μεγέθη στύλων.

Οι ως άνω προέβησαν σε πειραματικές και αναλυτικές μελέτες της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση συνδέσεων ΕΚΠ με υψίκορμους στύλους και RBS δοκούς κυκλικής απότμησης. Οι σκοποί της παραμετρικής αυτής μελέτης είχαν διπλό αντικείμενο:

- α). να ερευνηθούν την πιθανή ύπαρξη σημαντικών χαρακτηριστικών στη συμπεριφορά μιας σύνδεσης με υψίκορμο στύλο, τα οποία να μην έχουν ληφθεί υπ' όψη στη μέχρι στιγμής πρακτική σχεδιασμού και
- β). την επιρροή της παρουσίας πλάκας από σκυρόδεμα στον όροφο και εγκάρσιων δοκών - συνδέσμων δυσκαμψίας της σύνδεσης για την παρεμπόδιση της πλευρικής μετακίνησης των θέσεων ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων.

Το βασικό εύρημα της μελέτης τους ήταν η καταλυτική ευμενής επιρροή της ύπαρξης της πλάκας ορόφου από σκυρόδεμα και των εγκάρσιων δοκών, τόσο στη μείωση της μεταλυγισμικής αντοχής της σύνδεσης όσο και στην ανάπτυξη στρέψης



στο στύλο προερχόμενης από φαινόμενα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στην RBS περιοχή της δοκού.

Τα συμπεράσματα της αναλυτικής μελέτης που προαναφέρθηκε ήταν τα εξής:

(α) δεν διαπιστώθηκαν σημαντικοί λόγοι ώστε να μην χρησιμοποιούνται διατομές υψίκορμων στύλων σε οποιοδήποτε πλαίσιο ροπής, συμπεριλαμβανομένων και εκείνων των SMF,

(β) οι υπό μελέτη συνδέσεις με υψίκορμους στύλους πληρούν τις απαιτήσεις της FEMA,

(γ) οι τιμές στρέψης των στύλων που παρατηρούνται στα πειράματα των Chi και Uang, δεν θα είχαν σημειωθεί εάν τα δείγματα αντιστοιχούσαν ρεαλιστικά σε πραγματικά κτίρια, δηλαδή αν τα δείγματα είχαν εγκάρσιες δοκούς να συνδέονται με τα φατνώματα κορμού των στύλων καθώς και να υπήρχε παρουσία πλάκας δαπέδου,

(δ) χρησιμοποιώντας υψίκορμους στύλους έχουμε μείωση του κόστους των υλικών και των κατασκευών και

(ε) τα δείγματα που ελέχθησαν χωρίς παρουσία πλάκας δαπέδου δεν αποτελούν ρεαλιστική προσομοίωση της πραγματικότητας.

### 6.2.3 Σύμμικτο δάπεδο και βοηθητικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο άκρο της RBS:

Συνέχεια στο συγκεκριμένο θέμα έδωσαν οι Xiaofeng Zhang και James M. Ricles (2006α,β) στο Πανεπιστήμιο Lehigh, οι οποίοι πραγματοποίησαν πειράματα και αναλυτικές μελέτες – προσομοιώσεις καμπτικών πλαισίων με υψίκορμα υποστυλώματα και συνδέσεις ροπής τύπου RBS σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των συνδέσεων. Σε ότι αφορά τα πειράματα, οι εν λόγω ερευνητές προέβησαν στην πειραματική διερεύνηση έξι πραγματικής κλίμακας συνδέσεων τύπου RBS, η τυπική μορφή των οποίων φαίνεται στο Σχήμα 20 και οι διαστάσεις και οι λοιπές λεπτομέρειες των πειραματικών διατάξεων στον Πίνακα 1.

Οι παράμετροι που μελετήθηκαν στο περιγραφόμενο πειραματικό πρόγραμμα ήταν:

- (1) Διαστάσεις διατομής στύλου,
- (2) Διαστάσεις διατομής δοκού,
- (3) Σύμμικτο δάπεδο και
- (4) Βοηθητική πλευρική ενίσχυση στο τέλος της RBS

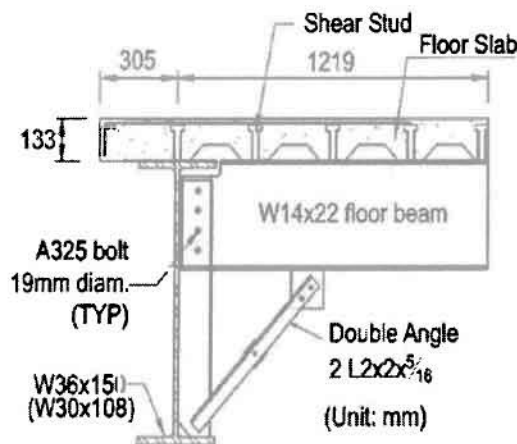
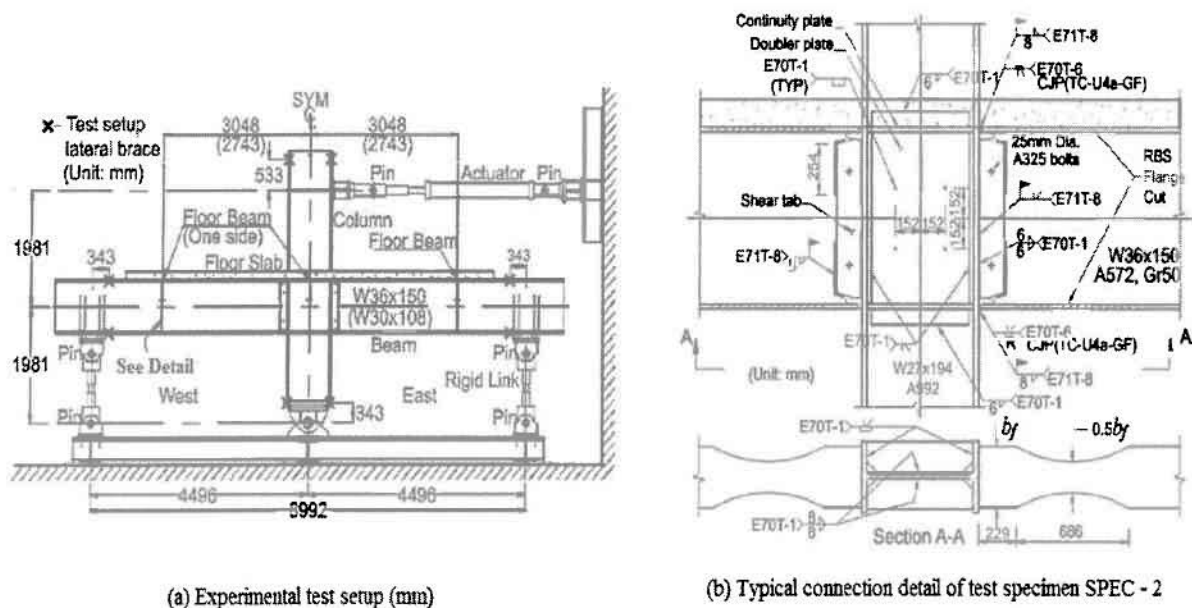
Τα αποτελέσματα των πειραμάτων αυτών, όπου σημειωτέον η θραύση επήλθε (πλην της διάταξης A/A 6) στην RBS και μάλιστα στα κάτω πέλματα αυτής, A/A 1, 3-6 (στην A/A 2 στα άνω πέλματα), κατέδειξαν ότι η παρουσία σύμμικτης πλάκας παρέχει περιορισμούς κίνησης στις δοκούς, μειώνοντας το μέγεθος της πλευρικής κίνησης του άνω και κάτω πέλματος στη θέση της απομείωσης της δοκού, την στρέψη του υποστυλώματος και την μείωση της αντοχής λόγω της αστάθειας της δοκού στη θέση της απομείωσης. Επίσης, τα πορίσματα της μελέτης χρησιμοποιήθηκαν για να αναπτυχθεί και να τεκμηριωθεί μια διαδικασία προκειμένου να υπολογίζεται με ακρίβεια η ροπή στρέψης που εφαρμόζεται στο υποστύλωμα σε μια σύνδεση τύπου RBS λόγω της απομείωσης, εκτιμώντας τις αναπτυσσόμενες τάσεις στο πέγμα του υποστυλώματος.

**Πίνακας 1. Χαρακτηριστικά Πειραματικών Διατάξεων των Zhang και Ricles (2006a)**

A / A Πειραματικής Διάταξης	Διατομή Στύλου	Διατομή Δοκού	Πάχος Εγκάρσιας Νεύρωσης σε mm (πλάκας συνέχειας)	Πάχος Πλευρικού Ελάσματος (mm)	Πρόσθετη Πλευρική Ενίσχυση στην RBS	Δάπεδο
1	W36x230	W36x150	25	6	Όχι	Ναι
2	W27x194	W36x150	25	13	Όχι	Ναι
3	W27x194	W36x150	25	13	Ναι	Ναι
4	W36x150	W36x150	25	10	Όχι	Ναι
5	W27x146	W30x108	19	10	Όχι	Ναι
6	W24x131	W30x108	19	13	Ναι	Όχι

Επιπρόσθετα, προέκυψε ότι οι συνδέσεις υψίκορμων υποστυλωμάτων με παρουσία σύμμικτης πλάκας ή χωρίς αυτή αλλά με πλευρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας που συνέδεαν τα πέλματα της απομειωμένης δοκού στα άκρα της, είναι ικανές να ικανοποιήσουν τα κριτήρια του Παραρτήματος S των διατάξεων της AISC Seismic Provisions 2002, προδιαγράφοντας συνδέσεις καμπτικών πλαισίων συμβατές με τον Αντισεισμικό Κανονισμό. Ο περιορισμός της κίνησης που εισάγει η παρουσία της σύμμικτης πλάκας δαπέδου μειώνει την πλευρική κίνηση των πελμάτων της δοκού RBS, μειώνοντας ταυτόχρονα και την πλευρική απόκλιση ορόφου. Η εν λόγω

δέσμευση κίνησης έχει σαν αποτέλεσμα την ελάττωση της απώλειας αντοχής λόγω πλευρικού λυγισμού των πελμάτων της δοκού και τη μείωση της αναπτυσσόμενης στρεπτικής ροπής που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα λόγω των πελμάτων της δοκού. Η εν λόγω ροπή στο υποστύλωμα συνδέεται με τη στρεπτική δυσκαμψία, το μέγεθος της διατομής της δοκού και την αντοχή του φατνώματος του κορμού του στύλου..



Σχήμα 20. Τοπική λεπτομέρεια σύνδεσης των πειραμάτων των Zhang και Ricles (A/A 2): (α) Πλαϊνή Όψη, (β) Όψη από κάτω και (γ) λεπτομέρεια πλευρικής ενίσχυσης δοκού για τις πειραματικές διατάξεις με σύμμικτο δάπεδο.

Βαρύτερα υποστυλώματα με μεγαλύτερη στρεπτική δυσκαμψία παρουσιάζουν περιορισμένη στρέψη, ενώ μικρότερες διατομές δοκών επιβάλλουν μικρότερη στρέψη στο υποστύλωμα λόγω των μικρότερων δυνάμεων που αναπτύσσονται στα πέλαμα της δοκού. Επίσης θετικά στην μειωμένη στρέψη του υποστυλώματος επιδρά και το φάτνωμα μικρότερης αντοχής λόγω μικρότερου τοπικού λυγισμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού της απομειωμένης δοκού. Επιπλέον, η παρουσία σύμμικτης πλάκας αυξάνει την καμπτική ικανότητα της δοκού και συγκεκριμένα δοκοί με διατομή μικρού ύψους που φέρουν σύμμικτο δάπεδο αναπτύσσουν μεγαλύτερη αύξηση αντοχής σε σχέση με την πραγματική καμπτική τους ικανότητα συγκρινόμενες με αντίστοιχες δοκούς μεγάλου ύψους που φέρουν σύμμικτη πλάκα.

Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξαν οι ίδιοι ερευνητές και μέσω παραμετρικών αναλυτικών μελετών πεπερασμένων στοιχείων που πραγματοποίησαν υπό ανελαστική μονοτονική και κυκλική φόρτιση συμπεριλαμβάνοντας παραμέτρους όπως: (α) τύπος σύνδεσης δοκού-στύλου, (β) διατομές στύλων, (γ) σύμμικτη πλάκα δαπέδου, (δ) αντοχή φατνώματος κορμού στύλου και (ε) λυγισμός κορμού δοκού, ενώ συνέστησαν και τη χρήση εξισορροπημένου φατνώματος κορμού στύλου (ούτε πολύ ισχυρού ούτε πολύ ασθενούς) καθόσον ναι μεν ένα ασθενές φάτνωμα σε υψίκορμο στύλο με σύνδεση RBS δεν αναπτύσσει τόσο μεγάλη συστροφή του στύλου και μείωση της αντοχής όσο ένα ισχυρό, αλλά ένα ασθενέστερο φάτνωμα μπορεί να μειώσει αρκετά την ικανότητα όλκιμης θραύσης της σύνδεσης. Αυτή η τελευταία σύσταση θα επανεξεταστεί σε επόμενη ενότητα της παρούσας, η οποία αναφέρεται στην αντοχή του φατνώματος ως ιδιαίτερης παραμέτρου.

Η παράμετρος ύπαρξης σύμμικτης πλάκας δαπέδου – πλευρικής ενίσχυσης, που αναλύθηκε εν μέρει και προηγούμενα. Εκτός από τα ανωτέρω και κατά χρονολογική σειρά, προκαταρκτικά αποτελέσματα για την έρευνα των επιπτώσεων της πλάκας δαπέδου με συνδέσεις RBS (Tremblay et al. 1997) υποδηλώνουν ότι η πλάκα ορόφου πρέπει να σχεδιάζεται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να ελαχιστοποιεί την αλληλεπίδραση με την RBS. Αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω της παράλειψης τοποθέτησης διατμητικών συνδέσεων κοντά και στην RBS και παρέχοντας ένα φυσικό διαχωρισμό μεταξύ της πλάκας και του στύλου (όπως για παράδειγμα χρησιμοποιώντας ένα συμπίεσιμο υλικό όπως πολυστερίνη μόνωσης κατά τη διάρκεια της έγχυσης της πλάκας). Επιπλέον, η επιρροή της πλάκας δαπέδου στην όλκιμη συμπεριφορά των συνδέσεων με ευθείας κοπή RBS ερευνήθηκε πειραματικά από τον Chen (Chen 1998), που διηύθυνε μια σειρά δοκιμών σε σύνδεση δοκών-στύλων. Από τη μελέτη

του έχουν συναχθεί τα εξής: (α) Ελλείπει κοπής πελμάτων δοκού η σύμμικτη δράση της πλάκας δαπέδου υποδεικνύει συγκέντρωση τάσεων στο κάτω πέλμα της δοκού προκαλώντας θραύση σε εκείνη την περιοχή, (β) η παρουσία της RBS χαλαρώνει την ευαισθησία της συγκόλλησης του κάτω πέλματος της δοκού, οδηγώντας σε μία πολύ πιο αξιόπιστη διάχυση ενέργειας και παρέχει μια μεγαλύτερη γωνία πλαστικής στροφής, (γ) οι πλάκες δαπέδου συμβάλουν ένα άλλο 20% επιπλέον αντοχής και (δ) κατά το σχεδιασμό της RBS η παραγόμενη αντοχή πρέπει να είναι 10% κατώτερη από εκείνη που απαιτείται. Παρόμοια αποτελέσματα αναφέρθηκαν σχετικά με δοκιμές με συνδέσεις με τραπεζοειδείς κοπές RBS με ταυτόχρονη παρουσία πλάκας δαπέδου (Chen και Chao 2001).

Για να καθορίσει κριτήρια κυκλικής ευστάθειας για τις συνδέσεις πλαισίων SMF, μια στατιστική μελέτη εκτελέστηκε (Uang και Fan 2001) με βάση αποτελέσματα δοκιμών 55 πλήρους κλίμακας δειγμάτων. Εκτός από την ανάπτυξη των σχέσεων μεταξύ των ποσοτήτων απόκρισης (δηλαδή ικανότητα πλαστικής στροφής και ποσοστό αντοχής) και τις αναλογίες λυγισμού του κορμού και των πελμάτων, η έρευνα σχετικά με την επίδραση της πλάκας σκυροδέματος αποκάλυψε ότι η παρουσία της αυξάνει την αντοχή και την ικανότητα στροφής των δοκών RBS υπό θετική κάμψη. Ωστόσο, υπό αρνητική κάμψη, διαπιστώθηκε ότι η πλάκα ελαφρώς βελτιώνει μόνο την ικανότητα πλαστικής στροφής, γεγονός που υποδηλώνει ότι δεν παρέχει καμία στήριξη στο κάτω πέλμα της δοκού.

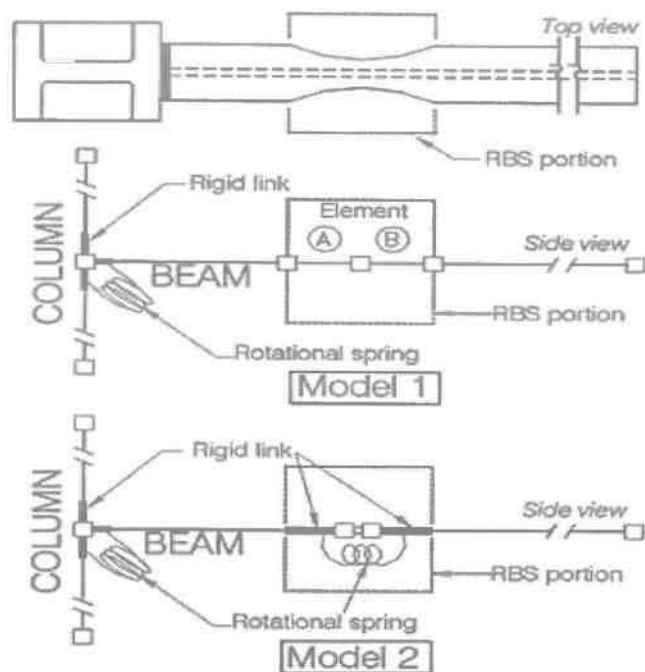
Περαιτέρω πειράματα σε συνδέσεις ακτινικής κοπής RBS πραγματοποιήθηκαν κατά την ίδια περίοδο (Jones κ.ά. 2002), με στόχο κυρίως να ερευνηθούν τις επιπτώσεις στην αντοχή του φανώματος κορμού στύλου, την σύνδεση κορμού της δοκού με πέλμα στύλου καθώς και της σύμμικτης συμπεριφοράς με μία πλάκα σκυροδέματος. Όσον αφορά τη δεύτερη παράμετρο, η παρουσία ενός σύμμικτου δαπέδου – αντίθετα με προηγούμενα αναφερόμενα πορίσματα – δεν φαίνεται να οδηγεί σε πρόωρη θραύση ή άλλες επιβλαβείς επιδράσεις. Όπως αναφέρεται στην ανωτέρω σύνοψη και συμπεράσματα "... περί του αντιθέτου, η παρουσία της πλάκας ήταν ωφέλιμη στην απόδοση του δείγματος με την ενίσχυση της ευστάθειας της δοκού και καθυστερώντας την πτώση της αντοχής.... φαίνεται ότι δεν είναι απαραίτητη καμία ειδική μεταχείριση για την πλάκα, καθώς αφήνει ένα κενό μεταξύ της πλάκας και του μετώπου του στύλου". Πρέπει να σημειωθεί ότι δεν διετέθησαν διατμητικά καρφιά εντός της περιοχής RBS προκειμένου να αποφευχθεί η ενδεχόμενη έναρξη θραύσης στην συγκόλληση των καρφιών στο πέλμα της δοκού.

### 6.3. Αντοχή και ολκιμότητα του φατνώματος κορμού στύλου & ευστάθεια δοκού

Η αντοχή και η ολκιμότητα του φατνώματος κορμού στύλου έχει εδώ και καιρό αναγνωριστεί από την επιστημονική κοινότητα, καθώς και από τους επαγγελματίες μηχανικούς κατασκευαστές ως καθοριστική παράμετρος που επηρεάζει την απόκριση των συνδέσεων χαλύβδινων πλαισίων ροπής δοκού-στύλου, ανεξάρτητα από τη ρύθμιση των παραμέτρων, όπως προηγουμένως αναφέρθηκαν (Bertero et al. 1973, κ.ά. Popov 1975, Popov Chai 1989, Engelhardt και Husain 1993). Ειδικά για σεισμικές εφαρμογές, η ολκιμότητα που αναπτύχθηκε στην δοκό ή στο φάτνωμα κορμού του στύλου πριν από την θραύση της σύνδεσης θεωρείται ως ένα εξαιρετικά σημαντικό μέτρο των αποδόσεων.

Μετά τα συμβάντα των Northridge και Kobe και τη σταδιακή αύξηση του ενδιαφέροντος για τις συνδέσεις RBS, το αποτέλεσμα του φατνώματος κορμού στύλου (panel zone, PZ) σε συνδυασμό με άλλες παραμέτρους επανεξετάστηκε εκτενώς. Ένας σημαντικός στόχος ήταν, μεταξύ άλλων, να καθοριστεί τόσο πειραματικά όσο και αναλυτικά η βέλτιστη κατανομή της διαρροής του φατνώματος κορμού στύλου σε σχέση με τη συμπεριφορά των συνδέσεων RBS, δεδομένου ότι τόσο η RBS όσο και το φάτνωμα κορμού του στύλου συμβάλλουν στη διάχυση ενέργειας. Αρχικά, κατά την έναρξη της παρούσας δεκαετίας, σε μια προσπάθεια για προσομοίωση με απλό τρόπο της ανελαστικής απόκρισης των πλαισίων από χάλυβα με μειωμένες διατομές δοκών (Shen 2000 κ.ά., Kitjasateanphun et al. 2001), το φάτνωμα κορμού στύλου μοντελοποιήθηκε ως ένα περιστροφικό ελατήριο με μια σχέση δίγραμμης διατμητικής στρέβλωσης και ενσωματώθηκε στο λογισμικό DRAIN-2DX. Η κυκλική απόκριση της σύνδεσης RBS με χρήση δύο απλών μοντέλων που απεικονίζονται στο Σχήμα 21, συγκρίθηκε με την απόκριση του 3-D μοντέλου Abaqus, και διαπιστώθηκε ότι ήταν μια πολύ καλή συμφωνία.

Εξήχθη το συμπέρασμα ότι, σχετικά με την κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων μεταξύ των RBS, το φάτνωμα κορμού στύλου έχει μια βαθιά επιρροή στην ανελαστική παραμόρφωση των πλαισίων από χάλυβα. Το προτεινόμενο μοντέλο PZ εφαρμόζεται εύκολα και συνδέεται άμεσα με την πραγματική απόδοση που παρατηρείται κατά τη διάρκεια της δοκιμής, αλλά θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στα ασθενή φατνώματα κορμού στύλου.



Σχήμα 21. Απλοποιημένη διάταξη των δύο RBS μοντέλων με το λογισμικό DRAIN-2DX του Shen et al. (2000)

Στην πειραματική έρευνα που συζητήθηκε στην προηγούμενη ενότητα (Jones 2002), δοκιμάστηκαν δείγματα έχοντας από πολύ ισχυρό φάτνωμα κορμού στύλου, ως πολύ ασθενές φάτνωμα κορμού στύλου σε σχέση με την αντοχή της δοκού. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα ασθενή φάτνώματα κορμού στύλου επιτρέπουν την πιο σταθερή υστερητική απόκριση, σε υψηλά επίπεδα κίνησης, δεδομένου ότι τα αντίστοιχα δείγματα εκτελούνται με τέτοιο τρόπο χωρίς υποβάθμιση αντοχής και επέδειξαν πολύ καλή διάχυση ενέργειας. Η διαρροή παρουσιάστηκε στο εσωτερικό των φανωμάτων κορμού στύλου, αφήνοντας τα τμήματα RBS των δοκών ουσιαστικά ελαστικά, αλλά οι συνδέσεις αστόχησαν λόγω του χαμηλού κύκλου επιφέροντας γρήγορη θραύση.

Οι συνέπειες της αντοχής του φανώματος κορμού στύλου και ο τύπος της σύνδεσης κορμού (η παράμετρος αυτή θα συζητηθεί στην επόμενη ενότητα) ήταν οι βασικές μεταβλητές μιας πειραματικής μελέτης που διεξήχθη σε οκτώ συνδέσεις ροπής RBS (Lee κ.ά. 2005). Με στόχο να καταλήξει σε ένα κριτήριο ισορροπημένης αντοχής φανώματος βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών και των αποτελεσμάτων προηγούμενων πειραμάτων, οι συντάκτες σχεδίασαν τα φανώματα

κορμού στύλου των δειγμάτων υιοθετώντας την παρακάτω σχέση υπολογισμού της διατμητικής αντοχής του φατνώματος κορμού στύλου:

$$V_p = \gamma * F_{yc} * d_c * t_p * [1 + (3b_{cf} * t_{cf}^2) / (d_b * d_c * t_p)] \quad (14)$$

όπου  $F_y$  είναι η αντοχή διαρροής του στύλου,  $d_b$  είναι το ύψος διατομής της δοκού,  $d_c$  είναι το ύψος διατομής του στύλου,  $t_p$  το πάχος του φατνώματος κορμού στύλου,  $b_{cf}$  είναι το πλάτος πέλματος του στύλου και  $t_{cf}$  το πάχος του πέλματος του στύλου.

Ο συντελεστής  $\gamma$  είχε ληφθεί ίσος με το 0.75 για ισχυρά φατνώματα κορμού στύλου και ίσος με 0.60 για τα μεσαία PZ δείγματα. Σημειώνουμε ότι η εξ.(14) με  $\gamma=1$  έχει συμπεριληφθεί στις σεισμικές διατάξεις του AISC 2002, ενώ ο συντελεστής μείωσης της αντοχής 0.75 εφαρμόστηκε στις σεισμικές διατάξεις της AISC 1997. Η ανωτέρω εξίσωση μπορεί επίσης να γραφεί με τη μορφή:

$$V_p = V_y * (1 + CFC) \quad (15)$$

όπου

$$V_y = (1/3^{1/2}) * F_{yc} * d_c * t_p \approx 0.6 * F_{yc} * d_c * t_p \quad (16a)$$

και

$$CFC = (3b_{cf} * t_{cf}^2) / (d_b * d_c * t_p) \quad (16b)$$

όπου το CFC αντιστοιχεί στη συνεισφορά του πέλματος του στύλου στην αντοχή διαρροής και χρησιμοποιήθηκε ως μέτρο για την αντοχή του φατνώματος κορμού στύλου. Από την άλλη πλευρά, το μέτρο που χρησιμοποιείται για την αντοχή της δοκού ήταν η  $V_{RBS,p}$ , δηλαδή η διατμητική αντοχή της απομειωμένης δοκού που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της δρώσας πλαστικής ροπής της και δίνεται από τη σχέση:

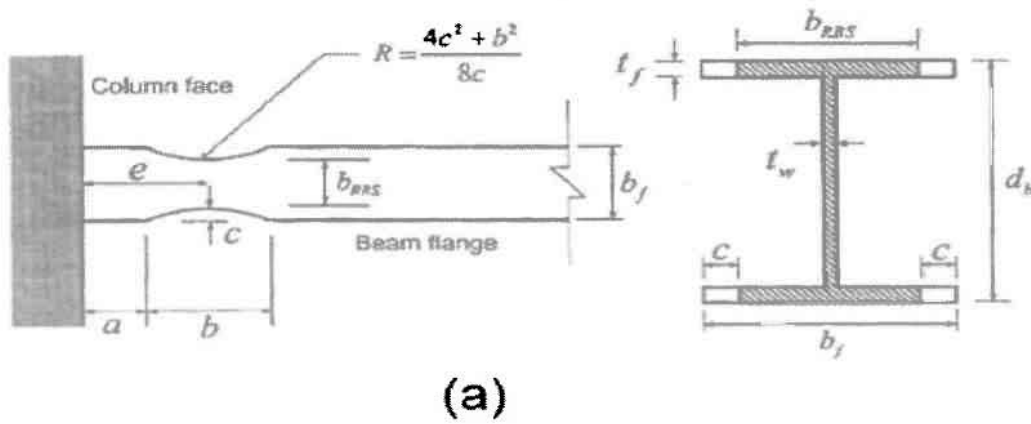
$$V_{RBS,p} = \left( \frac{M_{RBS,p}}{d_b} \right) \times \left( \frac{L_b / 2 + d_c / 2}{L_b / 2 - e} \right) \times \left( 1 - \frac{d_c}{H_c} \right) \quad (17)$$

όπου η  $M_{RBS,p}$  είναι η πλαστική ροπή στην RBS και  $H_c$  είναι το ύψος του στύλου, με τα υπόλοιπα γεωμετρικά χαρακτηριστικά να εμφανίζονται στο Σχήμα 22 όπου οι δείκτες  $b$  και  $c$  αντιστοιχούν στις διαστάσεις δοκού και στύλου αντίστοιχα.

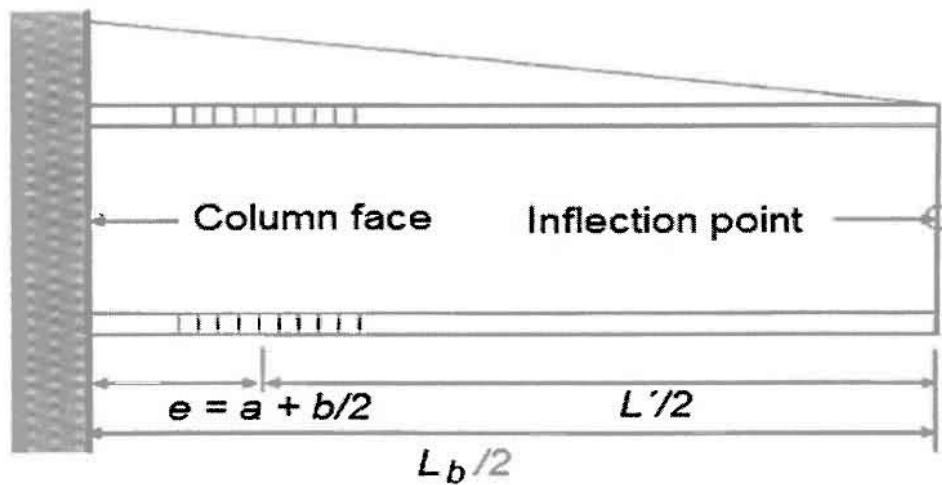
Τα αποτελέσματα των πειραμάτων έδειξαν ότι τα δοκίμια που είχαν σχεδιαστεί με ισχυρό φάτνωμα απορρόφησαν μικρότερη ποσότητα ενέργειας σε σχέση με τα άλλα, και επιπλέον όλη η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας συγκεντρώνεται στην περιοχή της απομείωσης, προκαλώντας σημαντικά φαινόμενα λυγισμού. Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των πελμάτων της δοκού οδηγεί στην στρέψη του υποστλώματος, εμποδίζοντας το πλαίσιο να αναπτύξει σημαντική ολκιμότητα. Στην



αντίθετη περίπτωση, ο σχεδιασμός φατνώματος χαμηλής αντοχής έχει σαν αποτέλεσμα η δοκός να παραμένει στην ελαστική περιοχή, ενώ όλη η ανελαστική δραστηριότητα εξελίσσεται στο φάτνωμα. Ταυτόχρονα αναπτύσσονται μεγάλες στροφές στην εν λόγω ζώνη, παραμορφώνοντας τα τέσσερα σημεία των πελμάτων του υποστυλώματος, όπου οριοθετείται η ζώνη αυτή. Η συγκεκριμένη παραμόρφωση δεν προκαλεί απλά σύνθετες τριαξονικές συνθήκες τάσεων, αλλά επιπλέον αυξάνει την πιθανότητα θραύσεων στις συγκολλήσεις των πελμάτων της δοκού. Παράλληλα η μειωμένη αντοχή του φατνώματος οδηγεί σε συστήματα χαμηλότερης υπεραντοχής, δυσκολεύοντας την επιβίωση της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός μεγάλου σεισμού.



(a)



(b)

Σχήμα 22. Τυπική γεωμετρία ακτινικής κοπής RBS (a) και διάγραμμα σεισμικής ροπής για σχεδιασμό RBS (b), (Lee et al. 2005)

Δεδομένου λοιπόν ότι το ισχυρό φάτνωμα του κορμού του υποστυλώματος οδηγεί σε σημαντικά φαινόμενα λυγισμού και μεγαλύτερες μόνιμες παραμορφώσεις, καθώς η ανελαστική δράση συγκεντρώνεται στην περιοχή της απομείωσης της δοκού, ενώ το ασθενές φάτνωμα αυξάνει την πιθανότητα θραύσεων στις συγκολλήσεις των πελμάτων της δοκού, λόγω παραμορφώσεων στα άκρα της εν λόγω ζώνης, κρίθηκε αναγκαία η θέσπιση κριτηρίου που θα προδιαγράψει την ισορροπημένη επιρροή της συγκεκριμένης περιοχής στη συμπεριφορά της σύνδεσης. Έτσι, ένα ορθολογικά σχεδιασμένο φάτνωμα μπορεί να αναπτύσσει παραμορφώσεις της τάξης των 0.01 rad και να απορροφά περίπου το 30 με 40% της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας, με την προϋπόθεση ότι ο λόγος της διατμητικής αντοχής της απομειωμένης δοκού προς τη διατμητική αντοχή του φαντώματος κυμαίνεται μεταξύ 0.70 και 0.90, δηλαδή θα πρέπει να ισχύει ότι

$$0.70 < \frac{V_{uwp,r}}{V_p} < 0.90 \quad (18)$$

ενώ η διατμητική αντοχή του φαντώματος μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση που έχει υιοθετηθεί από τον AISC (Seismic Provisions 2002), η οποία έχει ως εξής:

$$V_p = (0.6F_y d_c t_p) \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (19)$$

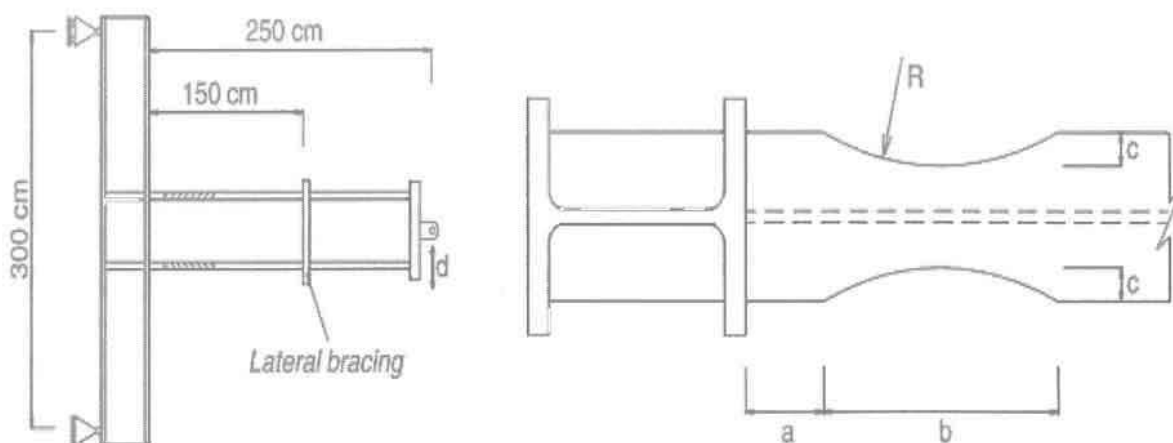
και στην οποία, πέραν της σημειολογίας που ισχύει και προηγούμενα,  $t_p$  είναι το πάχος του φαντώματος και ο δείκτης  $f$  αναφέρεται σε πέλατα.

Η επίδραση της ολκιμότητας του φαντώματος κορμού στύλου στην τοπική και την ολική ευστάθεια των δοκών RBS σε συνδέσεις ροπής, επίσης ερευνήθηκε αναλυτικά μέσω προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (Moslehi Tabar και Deylami 2005), χρησιμοποιώντας εννιά συναρμολογήματα, των οποίων η διάταξη και η γεωμετρία απεικονίζονται στο Σχήμα 23.

Ομοίως με την προηγούμενη πειραματική έρευνα, οι συντάκτες προκειμένου να προσδιορίσουν την αντοχή του κάθε φαντώματος κορμού στύλου, συγκρίνοντας την διάτμηση σχεδιασμού  $V_r$  με την τελική διατμητική αντοχή του φαντώματος κορμού στύλου  $V_y$ , η εξίσωση (14) με  $\gamma = 1$  χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της  $V_y$ , ενώ η  $V_r$  υπολογίστηκε με την ακόλουθη σχέση:

$$V_r = 0.85M_p \left[ \frac{1}{1.25d_b} - \frac{L_D - 0.5d_c}{L_D} \frac{1}{u_s} \right] \quad (20)$$

όπου η  $M_p$  είναι η ικανότητα πλαστικής ροπής της διατομής της δοκού.



Σχήμα 23. Γεωμετρία και διάταξη συναρμολογημάτων της μελέτης των Moslehi Tabar και Deylami 2005

Οι συντάκτες χρησιμοποίησαν Ευρωπαϊκά προφίλ για τους στύλους και τις δοκούς και πραγματοποιήθηκαν τρεις ομάδες δειγμάτων, τα χαρακτηριστικά των οποίων εμφανίζονται στον Πίνακα 2, ενώ οι διαστάσεις του αντίστοιχου τμήματος RBS δίνονται στον Πίνακα 3.

Πίνακας 2. Χαρακτηριστικά δειγμάτων (Moslehi Tabar and Deylami 2005)

Specimens	Column	Beam	Doubler plate thickness (mm)	$V_r/V_y$
RBS1 - W	IPB 200	IPE 300	-	1.20
RBS1 - B			6	0.78
RBS1 - S			10	0.63
RBS1 - W	IPB 300	IPE 450	-	1.14
RBS1 - B			6	0.78
RBS1 - S			10	0.65
RBS1 - W	IPB 400	IPE 600	-	1.06
RBS1 - B			6	0.77
RBS1 - S			10	0.65

Notation for Panel Zone Strength: W = Weak, B = Balanced, S = Strong

Ως εκ τούτου, ο ολικός σχεδιασμός συνδυάζει κατευθυντήριες γραμμές US σχετικά με τις διαστάσεις της RBS και η αντοχή του φατνώματος κορμού στύλου με ευρωπαϊκά προφίλ διατομών για δοκούς και στύλους, καθώς και συγκολλητές συνδέσεις δοκού-στύλου, γεγονός που περιλαμβάνεται για πρώτη φορά στην αναθεωρημένη βιβλιογραφία.

**Πίνακας 3. Διαστάσεις τμήματος RBS (Moslehi Tabar and Deylami 2005)**

<i>Beam</i>	<i>a (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>c (mm)</i>	<i>Minimum width of beam flange (mm)</i>	<i>R (mm)</i>
<i>IPE 300</i>	<i>80</i>	<i>200</i>	<i>32</i>	<i>86</i>	<i>172.25</i>
<i>IPE 450</i>	<i>120</i>	<i>350</i>	<i>45</i>	<i>100</i>	<i>385.28</i>
<i>IPE 600</i>	<i>140</i>	<i>400</i>	<i>55</i>	<i>110</i>	<i>391.13</i>

Επιπλέον, οι ιδιότητες του χάλυβα ήταν  $f_y = 250$  MPa και  $f_u = 370$  MPa, που δεν αντιστοιχούν σε οποιαδήποτε ευρωπαϊκή βαθμίδα χάλυβα. Ωστόσο, η μοντελοποίηση με πεπερασμένα στοιχεία και η επακόλουθη παραμετρική μελέτη στο πλαίσιο της κυκλικής φόρτισης, παράγουν ενδιαφέροντα αποτελέσματα που θα πρέπει να δικαιολογούνται, δεδομένου ότι σε μεγάλο βαθμό συμφωνούν με τα συμπεράσματα των προηγούμενων σχετικών μελετών. Το πιο σημαντικό συμπέρασμα που προέκυψε ήταν ότι η μερική διατμητική διαρροή εντός της ζώνης του φατνώματος κορμού στύλου βελτιώνει την υστερητική απόκριση, αποφεύγοντας την πρόωρη αστάθεια των δοκών. Πιο αναλυτικά, διαπιστώθηκε ότι: (α) ασθενές φάτνωμα κορμού στύλου παράγει σταθερή υστερητική απόκριση και η παρουσία του μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρο θραύση της σύνδεσης πριν από την επίτευξη της απαιτούμενης πλαστικής στροφής της δοκού, (β) για ισχυρό φάτνωμα κορμού στύλου, η ικανότητα καμπτικής ροπής της δοκού μειώνεται λόγω πλευρικού και τοπικού λυγισμού και (γ) για λεπτές δοκούς η υστερητική απόκριση κυριαρχείται από εγκάρσιο-πλευρικό λυγισμό παρά από τοπικό λυγισμό του κορμού.

Η προτεινόμενη λύση του ισορροπημένου φατνώματος δεν οδηγεί σε υπερβολικές καταπονήσεις των συγκολλήσεων στα πέλαμα της δοκού, μειώνοντας τον κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού τους και βελτιώνοντας την ικανότητα ανάληψης πλαστικών παραμορφώσεων.

#### **6.4. Τρόπος σύνδεσης του κορμού της δοκού με το πέλαμα του στύλου**

##### **(κοχλιωτά ή συγκολλητά)**

Στην ANSI/AISC 358-05, αλλά και όπως δημοσιεύτηκε και στην CISC 2008, τρεις τύποι συνδέσεων είναι προτιμητέοι για συστήματα SMF και IMF για σεισμικές εφαρμογές, η δοκός απομειωμένης διατομής (RBS), η κοχλιωτή προεξέχουσα μετωπική πλάκα χωρίς ενισχύσεις [BU(E)EP] και η κοχλιωτή προεξέχουσα με

ενισχύσεις μετωπική πλάκα [BS(E)EP]. Τυπικά σκαριφηματα των συνδέσεων RBS παρουσιάστηκαν ήδη. Από την άλλη πλευρά, ενώ οι κανόνες σχεδιασμού για χαλύβδινα πλαίσια ροπής έχουν ενσωματωθεί στον Ευρωκώδικα 8–Μέρος 1 (EN 1998-1: 2005), όπως επίσης και οι κανόνες για τις συνδέσεις δοκών-στύλων, κανένας συγκεκριμένος τύπος σύνδεσης δεν συνιστάται για σεισμικές εφαρμογές. Επιπλέον, όπως έχει ήδη συζητηθεί, η έννοια της RBS στα ευρωπαϊκά πρότυπα εκδίδεται μόνο στον EC8–Μέρος 3, χωρίς οποιαδήποτε άμεση συσχέτιση με το περιεχόμενο και τις κατευθυντήριες γραμμές του Ευρωκώδικα σχετικά με τις χαλύβδινες κατασκευές (EN 1993-1-2005). Ο σχεδιασμός των κόμβων, οι οποίοι ισχύουν μόνο για στατική φόρτιση ορίζει τρεις κύριους τύπους συνδέσεων δοκού-στύλου, δηλαδή συγκολλητές, κοχλιωτές με προεξέχουσα μετωπική πλάκα και κοχλιωτές με γωνιακά στηρίγματα πέλματος. Παρόλο που πολλές θεωρητικές και πειραματικές μελέτες είναι διαθέσιμες για την μοντελοποίηση αυτών των τύπων των συνδέσεων και η στατική και η κυκλική απόκριση των αντίστοιχων πλαισιακών κατασκευών (Chan και Chui 2000), καμία από αυτές δεν ερευνήθηκε παρουσία της RBS, εκτός από μία πολύ πρόσφατη εργασία, που θα αναφερθεί παρακάτω.

Σύμφωνα με τις ανωτέρω παρατηρήσεις, δεν αποτελεί καμία έκπληξη το γεγονός ότι η παράμετροι που εξετάζονται στο παρόν σχετίζονται σχεδόν αποκλειστικά με την απόκριση συνδέσεων χαλύβδινων πλαισίων ροπής RBS που έχουν αξιοποιηθεί μόνο στη Βόρειο Αμερική. Μετά από μεγάλες ανησυχίες που εκφράστηκαν σχετικά με τις προγενέστερες του Northridge συνδέσεις ροπής με συγκολλητά πέλματα και κοχλιωτό κορμό για σοβαρές σεισμικές εφαρμογές (Engelhard και Husain 1993), η ιδέα της RBS για ενισχυμένη ολκιμότητα και απαίτηση διάχυση ενέργειας οδηγεί σε έναν σημαντικό αριθμό πειραμάτων με τα αποτελέσματα του τύπου σύνδεσης να είναι από τις κύριες ανησυχίες. Μετά την επιβεβαίωση ότι η ποιότητα της συγκόλλησης θα πρέπει να διατηρείται πάντοτε (Chen και Chao 2001), στα πειράματα που διεξάγονται σε συνδέσεις ροπής ακτινικής κοπής RBS (Jones 2001) εξετάζονται μεταξύ άλλων στόχων τα πλεονεκτήματα της σύνδεσης κοχλιωτού κορμού έναντι μιας σύνδεσης με πλήρως συγκολλητό κορμό.

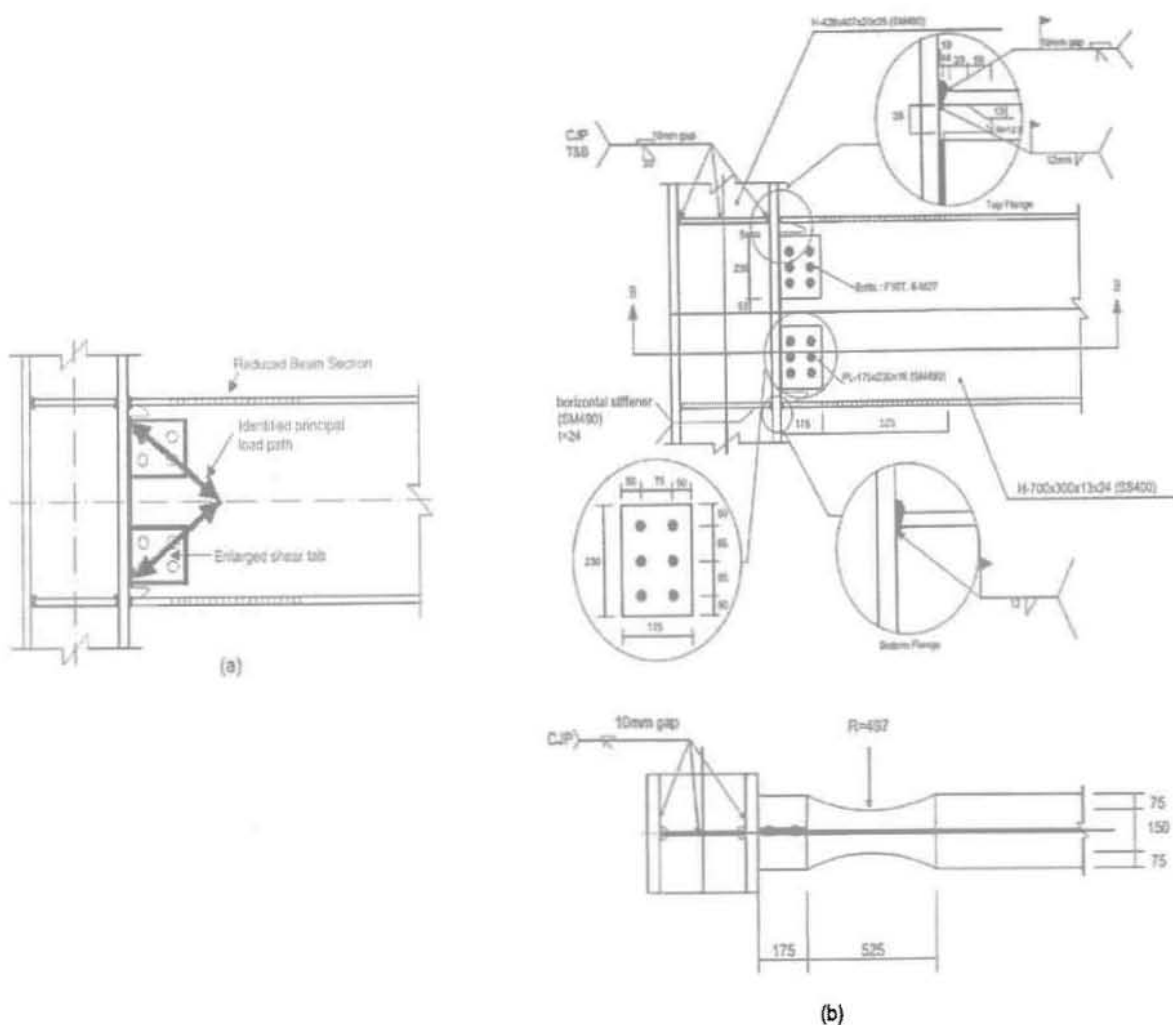
Στα περισσότερα πειράματα για τη σύνδεση τύπου RBS ο κορμός της δοκού συνδέονταν απευθείας με το πέλμα του υποστύλωματος με συγκόλληση εξωραφής πλήρους διεύθυνσης. Για την κοχλιωτή σύνδεση χρησιμοποιούνται υψηλής αντοχής κοχλίες. Δείγματα και με τους δύο τύπους σύνδεσης κορμού έχουν επιτύχει τουλάχιστον 0.04 rad σε γωνία κλίσης, συνεπώς και οι δύο τύποι συνδέσεων κορμού

επιτρέπονται για συνδέσεις RBS. Ο Jones έδειξε ότι πέρα από μία γωνία κλίσης 0.04 rad, δείγματα με συνδέσεις κορμού κοχλιωτές δείχνουν μία υψηλότερη συχνότητα θραύσης που εμφανίζεται κοντά στις εξωραφές των πελμάτων της δοκού σε σύγκριση με τα δείγματα που η σύνδεση του κορμού είναι συγκολλητή, χωρίς όμως να απέχουν και πολύ από την αντίστοιχη απόδοση των συγκολλητών συνδέσεων. Κατά συνέπεια, ενώ η ικανοποιητική απόδοση είναι δυνατή με μία κοχλιωτή σύνδεση κορμού, προηγούμενοι έλεγχοι δείχνουν ότι ένας συγκολλητός κορμός είναι ευεργητικός στη μείωση της ευπάθειας των συνδέσεων RBS στη θραύση της εξωραφής στο πέλμα της δοκού. Παρόλο που δεν έγιναν αντιληπτές δραματικές διαφορές στην απόδοση μεταξύ αυτών των δύο τύπων σύνδεσης (Moore 1999), φαινόταν ότι η σύνδεση με συγκολλητό κορμό μειώνει την ευπάθεια της σύνδεσης με την εμφάνιση κοντινής θραύσης συγκόλλησης, δίνοντας ένα πλεονέκτημα αυτού του τύπου σύνδεσης έναντι της σύνδεσης με κοχλιωτό κορμό. Ωστόσο, δεν υπάρχει συγκεκριμένο κριτήριο το οποίο να ευνοεί τη χρήση συγκολλητών συνδέσεων αντί των κοχλιωτών.

Μετά από έλεγχο της SAC/FEMA σε συνδέσεις RBS, ένα πρόγραμμα ελέγχου διευθύνθηκε. το οποίο σύγκρινε απευθείας τις συνδέσεις RBS που ήταν ίδιες ονομαστικά εκτός από τη λεπτομέρεια σύνδεσης του κορμού. Τα δείγματα RBS με συγκολλητή σύνδεση κορμού επέτυχαν τις γωνίες κλίση των 0.04 rad, ενώ τα δείγματα με κοχλιωτή σύνδεση απέτυχαν. Κατά συνέπεια, ενώ οι προηγούμενοι επιτυχείς έλεγχοι έχουν διεξαχθεί σε συνδέσεις RBS με κοχλιωτή σύνδεση κορμού, πρόσφατα στοιχεία παρέχουν αντιφατικά αποτελέσματα θεωρώντας ότι οι κοχλιωτές συνδέσεις κορμού μπορεί να μην είναι κατάλληλες για συνδέσεις RBS όταν χρησιμοποιούνται για εφαρμογές συστημάτων SMF. Εως ότου περαιτέρω στοιχεία είναι διαθέσιμα, η κρίση της CPRP ήταν να απαιτεί σύνδεση συγκολλητού κορμού για συνδέσεις RBS που προεπιλέχθηκαν για χρήση σε SMF. Για εφαρμογές IMF οι συνδέσεις κοχλιωτού κορμού είναι αποδεκτές.

Παρόμοια αποτελέσματα προέκυψαν από μια μεταγενέστερη πειραματική έρευνα (Lee 2005). Η ομάδα του Lee διενήργησε σειρά δοκιμών με στόχο τη συσχέτιση της συμπεριφοράς συγκολλήσεων έναντι κοχλιών στον κορμό δοκού RBS. Τα αποτελέσματα κατέδειξαν ότι τα δοκίμια με κοχλίες αστόχησαν αιφνίδια λόγω πρώιμης θραύσης του πέλματος της δοκού στο κενό που δημιουργείται μεταξύ πέλματος δοκού και υποστυλώματος για την επίτευξη της συγκόλλησης. Αυτή η αυξημένη πιθανότητα θραύσης στην περίπτωση των κοχλιωτών συνδέσεων βάσει των μετρημένων παραμορφώσεων, αποδόθηκε στις αυξημένες απαιτήσεις για ανάληψη

δυνάμεων στα πέλατα εξαιτίας της ολίσθησης των κοχλιών στον κορμό και του πραγματικού μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων, που είναι πολύ διαφορετικός σε σχέση με αυτόν που συνήθως θεωρούμε στο σχεδιασμό συνδέσεων. Η εν λόγω ερευνητική προσπάθεια απέδειξε ότι η ολίσθηση των κοχλιών δεν μπορεί να αποφευχθεί μέσω του συμβατικού υπολογισμού συνδέσεων. Έτσι, με βάση τόσο τα ανωτέρω πειραματικά αποτελέσματα όσο και αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων (με τις οποίες αναγνωρίστηκε με ακρίβεια ο τρόπος και η διεύθυνση μετάδοσης των δυνάμεων στη σύνδεση) προτάθηκε μία βελτιωμένη διαμόρφωση κοχλιωτής σύνδεσης του κορμού της δοκού RBS με το πέλαμα του στύλου (Lee και Kim 2007), η οποία αποτελείται από δύο ξεχωριστές διατμητικές πλάκες σύνδεσης όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 24.



**Σχήμα 24. Βελτιωμένη κοχλιωτή σύνδεση (a) και λεπτομέρειες τυπικού παραδείγματος (b) πειραματικών και αναλυτικών μελετών των Lee & Kim (2005)**

Η εξαιρετική συμφωνία μεταξύ των αναλυτικών και πειραματικών αποτελεσμάτων της μελέτης αυτής δηλώνει ότι το προτεινόμενο σχέδιο ξεπέρασε τα μειονεκτήματα της τυπικής κοχλιωτής σύνδεσης ροπής RBS. Επίσης έχει δημοσιευθεί πρόσφατα μια εργασία σχετικά με τις εξισώσεις σχεδιασμού για την αντοχή ροπής της σύνδεσης αυτής (Han 2009).

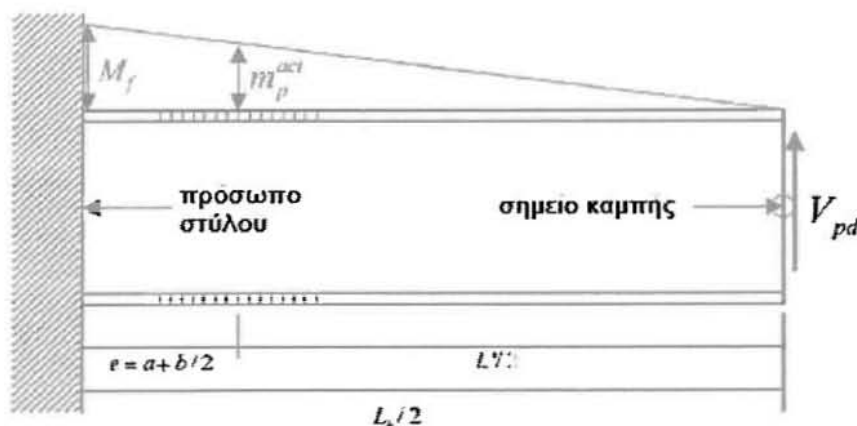
Η προτεινόμενη βελτίωση κατ' αρχήν συνίσταται στην τοποθέτηση κοχλιών κορμού πάνω στο διαγώνιο κύριο δρόμο του φορτίου και στην αποσύνδεση του μεσαίου τμήματος του κορμού της δοκού από το πέλμα του στύλου. Επιπρόσθετα δε, οι διατμητικές πλάκες σύνδεσης μεγεθύνονται οριζόντια έτσι ώστε να μπορεί να δεχθούν κοχλιώσεις σε δύο σειρές, με σκοπό να ελκύσουν τις διατμητικές δυνάμεις που κατευθύνονται προς την άνω και κάτω γωνία του κορμού της δοκού.

Οι ερευνητές πρότειναν στη συνέχεια την ακόλουθη διαδικασία σχεδιασμού:

Προσδιορισμός της τέμνουσας σχεδιασμού της δοκού: Με βάση το προφίλ σεισμικών ροπών που απεικονίζεται στο Σχήμα 25 η τέμνουσα σχεδιασμού της δοκού μπορεί να υπολογιστεί από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$m_p^{act} = \alpha Z_{RBS} \sigma_{ye} = 1.25 Z_{RBS} \sigma_{ye} \quad (21)$$

$$V_{pd} = \frac{m_p^{act}}{(L'/2)} \quad (22)$$



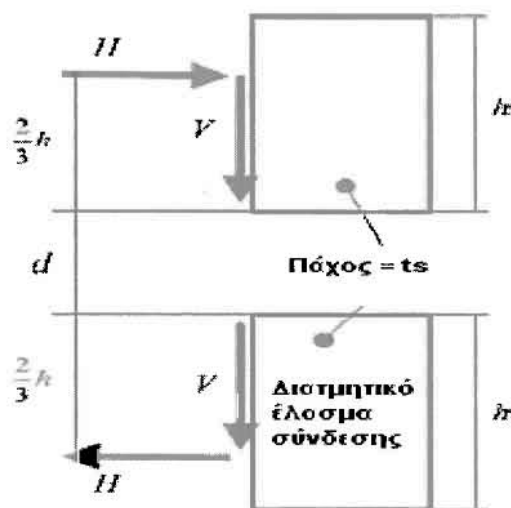
Σχήμα 25. Προφίλ σεισμικών ροπών για το σχεδιασμό της σύνδεσης

Στις παραπάνω σχέσεις,  $m_p^{act}$  είναι η πλαστική ροπή στο κέντρο της RBS λαμβανόμενης υπ' όψη της κράτυνσης,  $Z_{RBS}$  είναι η πλαστική ροπή αντίστασης στην πιο «στενή» διατομή τη δοκού και  $\sigma_{ye}$  είναι η αναμενόμενη τάση διαρροής του υλικού



της δοκού, ενώ ο παράγων  $\alpha$  οφείλεται στην κράτυνση και έχει προκύψει πειραματικά ίσος με 1.25.

Προσδιορισμός οριζόντιων και τέμνουσών δυνάμεων που δρουν στις πλάκες σύνδεσης: Στο Σχήμα 26 διακρίνονται η τέμνουσα και η οριζόντια δύναμη ( $V$  και  $H$  αντίστοιχα) που δρουν στη διεπιφάνεια μεταξύ των πλακών σύνδεσης και του πέλματος της δοκού.



Σχήμα 26. Οριζόντιες και τέμνουσες δυνάμεις δρώσες στα ελάσματα σύνδεσης

Με βάση πειραματικές μελέτες έχει δείχθει ότι οι δυνάμεις αυτές μπορεί με ικανοποιητική ακρίβεια να υπολογιστούν από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$V \approx \frac{1}{4} V_{pd} \quad (23)$$

$$M_{,f} = V_{pd} (L_b / 2) \quad (24)$$

$$M_w = \left( \frac{I_w}{I_w + I_f} \right) M_{,f} \quad (25)$$

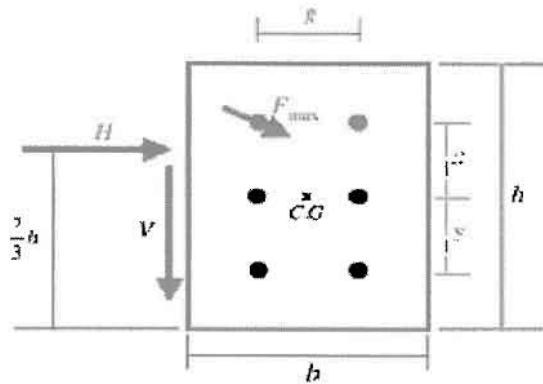
$$H = M_w / \left( \frac{4}{3} h + d \right) \quad (26)$$

Στις αμέσως προηγούμενες εκφράσεις  $I_f$  είναι η ροπή αδράνειας των πελμάτων της δοκού,  $I_w$  είναι η ροπή αδράνειας του ελάσματος,  $M_{,f}$  είναι η ολική ροπή στο μέτωπο του υποστρώματος και  $M_w$  είναι η εγκάρσια ροπή στο έλασμα, ενώ τα στοιχεία διαστάσεων τεκμαίρονται από τα Σχήματα 25 και 26.

Προσδιορισμός πάγους ελασμάτων σύνδεσης: Το πάχος των (διατμητικών) ελασμάτων  $t_s$  της σύνδεσης βρίσκεται άμεσα εφαρμόζοντας το κριτήριο διαρροής του von Mises, σύμφωνα με την ανισότητα

$$t_s \geq \sqrt{\frac{\left(\frac{H}{h}\right)^2 + 3\left(\frac{V}{b}\right)^2}{0.90\sigma_y}} \quad (27)$$

Σχεδιασμός κοιλίωσης σύνδεσης: Με γνωστές πλέον τις συνιστώσες δυνάμεων  $V$  και  $H$ , η διάταξη και οι διαστάσεις των κοιλιών σύνδεσης υπολογίζονται με βάση στοιχειώδεις αρχές της Μηχανικής, όπως φαίνεται και στο διάγραμμα ελευθέρου σώματος του Σχήματος 27.



Σχήμα 27. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος ελάσματος σύνδεσης

### 6.5. Μετακινήσεις ορόφων

Με την εισαγωγή της σύνδεσης RBS στα καμπτικά χαλύβδινα πλαίσια πολλοί επιστήμονες προβληματίστηκαν σχετικά με την πιθανή μείωση στη δυσκαμψία του πλαισίου εξαιτίας της απομείωσης των πελμάτων της δοκού. Βασιζόμενος στην κλασική μέθοδο υπολογισμού δοκών, ο Iwankiw (1998) εκτίμησε την απώλεια ελαστικής δυσκαμψίας για μια απομειωμένη δοκό και απέδειξε ότι η αλλαγή στην ελαστική δυσκαμψία ενός στοιχείου RBS είναι οριακή για τα δεδομένα υπολογισμού μετατοπίσεων ορόφων. Η ομάδα των Engelhardt κ.α.(1998) κατέγραψε ότι μεταξύ μιας ευρείας διαλογής υψών και γεωμετριών, η μέση τιμή της μείωσης στη δυσκαμψία για απομείωση πελμάτων της τάξης του 40 και 50% κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 4-5% και 6-7% αντίστοιχα. Επί του συγκεκριμένου ζητήματος εργάστηκαν και οι Chambers κ.α.(2003) και εξήγαγαν το μητρώο δυσκαμψίας για ένα

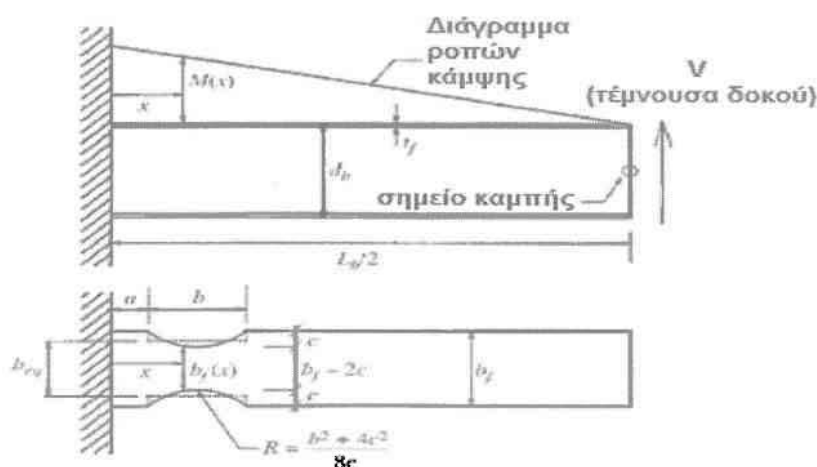
δυσδιάστατο πλαίσιο με δοκό τύπου RBS, το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι παραπάνω μελέτες σε γενικές γραμμές υπαγόρευαν ότι η οριακή μείωση στη δυσκαμψία με τη χρήση της σύνδεσης RBS μπορεί να αγνοηθεί για πρακτικούς λόγους στη διαδικασία της ανάλυσης. Ωστόσο, οι Cheo-Ho Lee και Samuel W. Chung (2005) προσπάθησαν να προτείνουν μια αναλυτική μέθοδο, μέσω της οποίας θα υπολογίζονται οι μετατοπίσεις ορόφων, στην περίπτωση χρήσης RBS, λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση της δυσκαμψίας του πλαισίου. Σε κάθε περίπτωση, η εν λόγω μέθοδος είναι πολύ χρήσιμη καθώς δίνει τη δυνατότητα στους σχεδιαστές μηχανικούς να συνδέσουν την πιθανή απώλεια δυσκαμψίας του πλαισίου με χρήση RBS με τις μετατοπίσεις ορόφων, ή και ακόμα να επιβεβαιώσουν γρήγορα την υπόθεση ότι η εν λόγω μείωση της δυσκαμψίας είναι πολύ οριακή και μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Η συγκεκριμένη αναλυτική μέθοδος βασίστηκε στη θεώρηση της αντικατάστασης των απομειωμένων με κυκλική απότμηση (radius cut) τμημάτων των πελμάτων της δοκού RBS με ισοδύναμα απομειωμένα πέλατα ορθογωνικής απότμησης σταθερού πλάτους σύμφωνα με το Σχήμα 28, καθορίζοντας την ισοδύναμη καμπτική επιμήκυνση των απομειωμένων πελμάτων, ώστε η μετατόπιση ορόφου από μια δοκό RBS να μπορεί να προκύψει εφαρμόζοντας την κλασσική μέθοδο υπολογισμού δοκών.

Καθώς στην πραγματικότητα δεν κατασκευάζονται καμπτικά πλαίσια σε δύο διαστάσεις, αλλά σύνθετα πολυώροφα τρισδιάστατα καμπτικά πλαίσια, δίνοντας μεγάλη βαρύτητα στις οριζόντιες σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων τόσο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όσο και αστοχίας, ο Kassegne (2006) διερεύνησε την επιρροή στις μετατοπίσεις ορόφων της χρησιμοποίησης συνδέσεων τύπου RBS σε ένα τρισδιάστατο πλαίσιο μοντελοποιημένο με πεπερασμένα στοιχεία, βασιζόμενος στη θεωρία του Timoshenko για τις διατμητικές παραμορφώσεις των δοκών. Η μελέτη έδειξε ότι η αύξηση στις μετατοπίσεις ορόφων σε ένα τρισδιάστατο στρεπτικά ακανόνιστο φορέα καμπτικών πλαισίων, όπου χρησιμοποιούνται συνδέσεις τύπου RBS, μπορεί να φτάσει και το 15% κάτω από την επίδραση πλευρικών και δυνάμεων βαρύτητας.

Το συγκεκριμένο πόρισμα έρχεται σε αντίθεση με προηγούμενες μελέτες σε δυσδιάστατα πλαίσια, οι οποίες ισοδυναμούσαν την απώλεια δυσκαμψίας λόγω RBS με μέγιστες μετατοπίσεις ορόφων της τάξης του 9 έως 10% (Chambers κ.α., Grubbs, Moore κ.α.), μη λαμβάνοντας υπόψη τις διατμητικές και τις στρεπτικές

παραμορφώσεις και το γεγονός ότι η επιρροή των απομειωμένων δοκών είναι διαφορετική σε κάθε επίπεδο ορόφου. Επίσης, η έρευνα απέδειξε ότι η μείωση στον ασθενή άξονα της καμπτικής δυσκαμψίας των δοκών με συνδέσεις RBS και στα δύο άκρα, χωρίς πλευρική υποστήριξη, μπορεί να φτάσει και το 67% για απομείωση πελμάτων της τάξης μόνο του 30%. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται ιδιαίτερα κρίσιμο στην περίπτωση δοκών που δεν ενισχύονται από την παρουσία σύμμικτης πλάκας ή για δοκούς στην οροφή που φέρουν ελαφριά επικάλυψη, οι οποίες λόγω της μείωσης της δυσκαμψίας στον ασθενή άξονα υποβάλλονται σε καμπτικό λυγισμό και απαιτούν υψηλή αντοχή ροπής στρέψης στο υποστύλωμα.



Σχήμα 28. Προφίλ σεισμικών ροπών και σταθερού ύψους (ορθογωνικό) ισοδύναμο κυκλικής αποκοπής RBS

#### 6.6. Προσανατολισμός της δοκού σε σχέση με το κύριο άξονα του στύλου

Όλες οι παράμετροι που εξετάστηκαν μέχρι το σημείο αυτό αναφέρονται σε συνδέσεις χαλύβδινων πλαισίων ροπής RBS, όπου η κύρια ροπή που μεταφέρεται στο στύλο δρα περί τον ισχυρό άξονα της διατομής του (πέλμα στύλου–δοκός). Μια ιδιόζουσα αλλά όχι τόσο συνηθισμένη περίπτωση κόμβου δοκών–στύλων με χρήση RBS είναι αυτή προς τον ασθενή άξονα του στύλου. Παρόλο δε που η εν λόγω περίπτωση δεν πρόκειται να μας απασχολήσει περαιτέρω στο περιεχόμενο της παρούσας, κρίνεται καλό να αναφερθούν μερικά συνοπτικά στοιχεία. Η μόνη μελέτη με σκοπό τη διερεύνηση της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση συνδέσεων δοκών–υποστυλωμάτων RBS στον ασθενή άξονα των στύλων είναι αυτή των Gilton

και Uang (2002), οι προέβησαν στη διενέργεια μιας σειράς πειραμάτων, όπου χρησιμοποίησαν δύο διατάξεις πλήρους κλίμακας τέτοιων συνδέσεων.

Πιο συγκεκριμένα, από πειράματα μονοτονικής στατικής φόρτισης που είχαν πραγματοποιηθεί στις αρχές τις δεκαετίας του 80 σε συνδέσεις δοκών–στύλων στον ασθενή άξονα των τελευταίων, διαπιστώθηκε ψαθυρή θραύση κατά μήκος της εγκάρσιας νεύρωσης στο εφελκυτόμενο πέλμα του στύλου πλησίον της ραφής με το πέλμα της δοκού, πολύ πριν την ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών στροφών. Τούτο ερμηνεύτηκε από την επιστημονική κοινότητα λόγω της διαφορετικής κατανομής των τάσεων στο εφελκυτόμενο πέλμα του στύλου σε συνδέσεις ισχυρού έναντι ασθενούς άξονα, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 29, με το μέγιστο να εμφανίζεται στο μέσο και στα άκρα του πέλματος αντίστοιχα. Σε κάποια άλλα πειράματα υπό ανακυκλιζόμενη αυτή τη φορά φόρτιση, πάλι πριν το σεισμό του Northridge, για τον ίδιο τύπο συνδέσεων, απότομη ψαθυρά θραύση έλαβε χώραν στις συγκολλήσεις των πελμάτων της δοκού, ενώ σε κάποια λίγα πειράματα που έγιναν με RBS δοκούς πολυγωνικής απόπτωσης ενισχυμένες με σχεδόν τριγωνικά ελάσματα δεν έλαβε χώρα καμία ψαθυρή θραύση.

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, τα οποία εν πολλοίς επιβεβαιώθηκαν και από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, εξήχθησαν τα ακόλουθα βασικά συμπεράσματα:

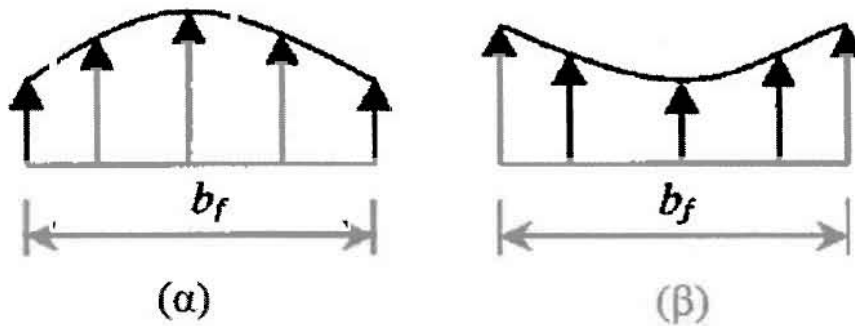
(α) Η RBS κατόρθωσε να αποτρέψει τη ψαθυρή θραύση συγκολλήσεων και στις δύο διατάξεις, ακόμα και αν η μετάβαση από το πέλμα της δοκού στην εγκάρσια νεύρωση ήταν σχετικά οξεία. Μέσω αναλυτικών δε αποτελεσμάτων βρέθηκε ότι η RBS οδήγησε την συγκέντρωση παραμορφώσεων στην άκρη του πέλματος της δοκού (πλησίον της ραφής) σε μείωση τάξης μεγέθους  $1/3$ ,

(β) Αμφότερες οι διατάξεις επέδειξαν την επιθυμητή πλαστική στροφή των  $0.03 \text{ rad}$ . Η συνεισφορά του στύλου, και ειδικά του φατνώματος του κορμού του, στη συνολική πλαστική στροφική ικανότητα της σύνδεσης υπήρξε μηδαμινή, καθώς το μέγιστο μέρος της πλαστικής στροφής παρατηρήθηκε πλησίον της RBS,

(γ) Η συνεχής πλάκα δεν είναι αναγκαία για την άλλη πλευρά του στύλου στην μονόπλευρη σύνδεση,

(δ) Η δύναμη εφελκυσμού του πέλματος της δοκού μπορεί να μειωθεί αποτελεσματικά, επιτρέποντας μία συνεχής κόλληση εξωτερικά για τουλάχιστον 76 χιλιοστά από τις ακμές του πέλματος του στύλου,

(ε) Εάν το πλάτος πέλματος της δοκού είναι τουλάχιστον το 70% του πλάτους της συνεχούς πλάκας, πρέπει η γωνία της πλάκας να περικόπτεται και (στ) Η πλειονότητα της διάτμησης της δοκού έχει ληφθεί από το κορμό της δοκού.



Σχήμα 29. Κατανομή τάσεων κατά μήκος του πέλματος του στύλου (α) για σύνδεση ισχυρού και (β) για σύνδεση ασθενούς άξονα

Τέλος, έγινε καταγραφή του ρόλου των διαστάσεων των εγκάρσιων νευρώσεων σε σχέση με τα πέλματα των δοκών και προτάθηκαν πρακτικοί κανόνες σχεδιασμού της σύνδεσης του είδους αυτού.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. Συνδέσεις RBS στην Ευρώπη

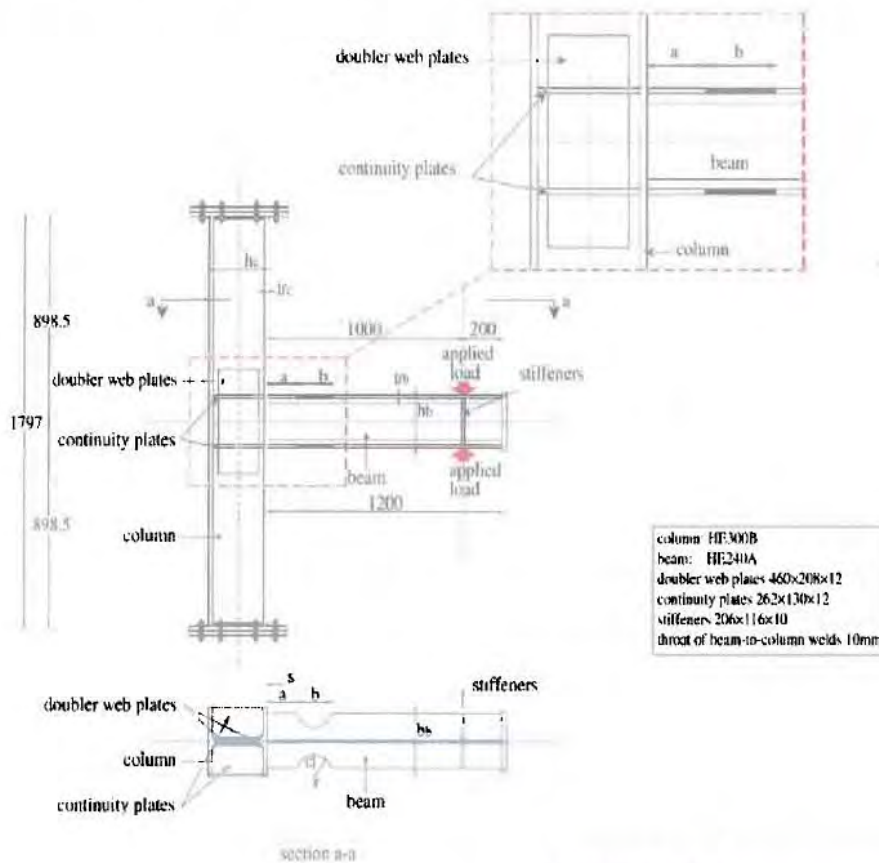
Από τα περιεχόμενα των προηγούμενων Κεφαλαίων και με βάση την υπάρχουσα βιβλιογραφία, παρόλο που η ιδέα της RBS προήλθε από την Ευρώπη (Plumier και Arbed), είναι καταφανέστατο ότι η χρήση της δεν έχει υλοποιηθεί σε πρακτικές Ευρωπαϊών Πολιτικών Μηχανικών, και ότι υπάρχει μόνο μία έρευνα διαθέσιμη και μία μικρή περίληψη με συστάσεις σχεδιασμού στους σχετικούς Ευρωκώδικες. Αντίθετα στις Η.Π.Α, οι συνδέσεις ροπής με απομειωμένα πέλματα δοκού (RBS), συμπεριλαμβάνονται μεταξύ των πλέον οικονομικών και αποτελεσματικών συνδέσεων χαλύβδινων πλαισιωτών κατασκευών, που χρησιμοποιούνται πλέον ευρέως. Μολονότι, η αποτελεσματικότητα αυτού του τύπου συνδέσεων ερευνήθηκε διεξοδικά, χρησιμοποιώντας αμερικάνικες προδιαγραφές και αντίστοιχου τύπου διατομές, ελάχιστα δεδομένα υπάρχουν από την Ευρωπαϊκή πρακτική, με μοναδικά μέχρι πρότινος πειραματικά αποτελέσματα αυτά του Plumier (1996) στο Πολυτεχνείο της Timisoara στη Ρουμανία. Αυτός είναι και ο λόγος που ο Ευρωκώδικας 8 (2005) υιοθέτησε, μέσες τιμές ή αυτούσιες, αυτές της FEMA, για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της απομείωσης πελμάτων με κυκλική απότμηση, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 4 σε συνδυασμό με τη γεωμετρία του Σχήματος 30 ( $c = g$ ).

**Πίνακας 4. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της απομειωμένης διατομής δοκού (RBS) κυκλικής απότμησης**

<i>FEMA 350 / 351</i>	<i>Ευρωκώδικας 8, Μέρος 3</i>
$\alpha = 0.50 - 0.70 b_y$	$\alpha = 0.60 b_y$
$b = 0.65 - 0.85 d_b$	$b = 0.75 d_b$
$c < 0.25 b_f$	$g < 0.25 b_f$
$s = \alpha + b/2$	$s = \alpha + b/2$
$r = (4c^2 + b^2)/8c$	$r = (4c^2 + b^2)/8g$

Έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί σε ευρωπαϊκό επίπεδο καταδεικνύουν την αναγκαιότητα αναπροσαρμογής των γεωμετρικών παραμέτρων, για τη χρήση τους σε διατομές Ευρωπαϊκού τύπου. Στα πλαίσια αυτής της προσπάθειας η ερευνητική ομάδα των Δ. Παχούμη, Γ. Γαλούση, Χ. Κάλφα και Α. Χριστίτσα (2008), από το Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, πραγματοποίησε μια πειραματική μελέτη με πλήρως άκαμπτες συνδέσεις RBS με κυκλική απότμηση (radius cut) συγκολλητής

δοκού σε στύλο με υψηλής ποιότητας συγκόλληση στο μέτωπο των στύλων (όπως προδιαγράφεται στον EC3-1-8) υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Κατά το πειραματικό μέρος της μελέτης αυτής, τα δύο δείγματα που παρουσιάζονται στο σχήμα 30 (διαφέρουν μόνο ως προς τη γεωμετρία της ακτινικής κοπής RBS), σχεδιάστηκαν όσον αφορά την διαστασιολόγηση και τη θέση της RBS και ελέχθηκαν σύμφωνα με τις κατευθυντήριες γραμμές που παρέχονται στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3. Το προφίλ της δοκού που επελέγη ήταν HEA 240 και το προφίλ του στύλου HEB 300.



Specifications of specimens

Specimens	Column	Beam	Doubler plate thickness (mm)	Continuity plate thickness (mm)
RBS1	HE300B	HE240A	12	12
RBS2	HE300B	HE240A	12	12

Specimens	RBS region dimensions		a		b		g		s (mm)	r (mm)
	$b_f$ (mm)	$d_b$ (mm)	% $b_f$	(mm)	% $d_b$	(mm)	% $b_f$	(mm)		
RBS1	240	230	65	156	80	184	50	60	248	100.53
RBS2	240	230	65	156	80	184	30	36	248	135.56

Σχήμα 30. Γεωμετρικές λεπτομέρειες των δοκιμών που ελέχθηκαν

Παράλληλα με την πειραματική διαδικασία δημιουργήθηκε και ένα θεωρητικό μοντέλο με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, προσομοιώνοντας τις υπό εξέταση συνδέσεις RBS με στόχο να διερευνηθεί η υιοθέτηση από τον Ευρωκώδικα



8-Μέρος 3 των γεωμετρικών παραμέτρων σχεδιασμού της FEMA 350, με αποτελέσματα που επικυρώνουν σε σημαντικό βαθμό τα συμπεράσματα των προηγούμενων εργασιών που συνοψίζονται στα παρακάτω. Το δείγμα RBS1 επέδειξε άριστη απόδοση υπό κυκλική φόρτιση, δεδομένου ότι η πλαστική άρθρωση είχε αναπτυχθεί στην περιοχή RBS και ξεπεράστηκε η αντικειμενική στροφή (0.03 rad) και εκτενής διαρροή έλαβε χώρα στα πέλματα της δοκού. Αυτό δεν συνέβη όμως για το δείγμα RBS2, στο οποίο χρησιμοποιώντας τις γεωμετρικές παραμέτρους της απομείωσης από τον EC8, παρουσίασε πολύ φτωχή συμπεριφορά, καθώς η διαρροή παρατηρήθηκε στο κάτω πέλμα της δοκού κοντά στο μέτωπο του υποστύλωματος και όχι στην περιοχή της απομείωσης - όπως αναμένονταν - και αν οι συγκολλήσεις δεν ήταν τόσο ισχυρές, θα είχε σημειωθεί θραύση. Η συγκέντρωση τάσεων κοντά στο μέτωπο του στύλου επιβεβαιώθηκε επίσης και από την ανάλυση και οι συγγραφείς πιστεύουν ότι είναι εμφανής η ανάγκη αναπροσαρμογής των τιμών των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της απομείωσης, ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν ασφαλώς σε Ευρωπαϊκού τύπου διατομές, συμβάλλοντας στην ασφαλή και επιδιωκόμενη συμπεριφορά της σύνδεσης RBS.

Η Ευρωπαϊκή συγκολλητή σύνδεση δοκού-στύλου που εξετάζεται στην παρούσα μελέτη, παρόλο που (εκτός από μερικές ακραίες περιπτώσεις) είναι άκαμπτη και λόγω της συμμετρίας της έχει πλεονέκτημα για σεισμικές εφαρμογές, συσχετίζεται με εκτεταμένες συγκολλήσεις, η απόδοση των οποίων μπορεί να είναι ζωτικής σημασίας για την απόκρισή της. Με άλλα λόγια, λαμβάνοντας υπόψη ότι ο σχεδιασμός τέτοιου τύπου σύνδεσης πρέπει να κατανοηθεί καλά ώστε να κατασκευαστεί σωστά στην θέση που απαιτείται, σημαντικά ζητήματα ενδέχεται να προκύψουν λόγω της καθημερινής χρήσης της σύνδεσης αυτής στην πράξη. Από την άλλη πλευρά, η σύνδεση με προεξέχουσα κοχλιωτή μετωπική πλάκα, αρκετά παρόμοια με την ομάδα των ΗΠΑ με ή χωρίς λεπίδες ενίσχυσης χρησιμοποιείται ευρέως στην Ευρώπη για συνδέσεις ροπής μεταλλικών πλαισίων. Αυτό δικαιολογείται επειδή το προεξέχων άκρο της πλάκας είναι συγκολλητό στη δοκό (με την ποιότητα που προδιαγράφεται) και η δοκός είναι κοχλιωτή στο στύλο, έχοντας έτσι μεγαλύτερη ευκολία στην κατασκευή και την διαστασιολόγηση, και το πιο σημαντικό από όλα, στην περίπτωση σοβαρών ζημιών υπό συνθήκες φόρτισης (δηλαδή ισχυροί σεισμοί), θα μπορούσαν μέσω του σχεδιασμού η αστοχία να επέλθει μόνο στις δοκούς και η επισκευή θα γινόταν μέσω αντικατάστασης αυτών των δοκών που είναι κατεστραμμένες με προφανή ευεργετικά αποτελέσματα.

Εστιάζοντας την προσοχή στο συνδυασμό των συνδέσεων με προεξέχουσες κοχλιωτές μετωπικές πλάκες συστημάτων SMF και παρουσία RBS, προτείνεται να ακολουθούνται οι ακόλουθες ενέργειες (όχι αναγκαστικά με δεδομένη αυτή τη σειρά) ώστε να εφαρμόσουν πλήρως την ιδέα της RBS με τα Ευρωπαϊκά πρότυπα και πρακτικές:

α) Πραγματοποίηση μελέτης βελτιστοποίησης για την καλύτερη χρήση των προφίλ HEA ή HEB για στύλους και IPE ή HEA για δοκούς σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής RBS με συνδέσεις προεξέχουσας μετωπικής πλάκας κάτω από συνθήκες μονοτονικής (στατικής) φόρτισης, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο στοιχείου για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής του σχετικού κόμβου, σε συνδυασμό με την ακτινική κοπή RBS.

β) Μετά τη θέσπιση βέλτιστων συνδυασμών για χρήση των ανωτέρω κοινών χρησιμοποιούμενων Ευρωπαϊκών προφίλ I, πραγματοποίηση εκτεταμένης προσομοίωσης μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, προκειμένου να καθοριστεί κατά πόσον εφαρμόζονται αυτοί οι συνδυασμοί για εφαρμογές της κυκλικής φόρτισης, λογαριάζοντας όλες τις παραμέτρους που εμπλέκονται και συζητήθηκαν νωρίτερα.

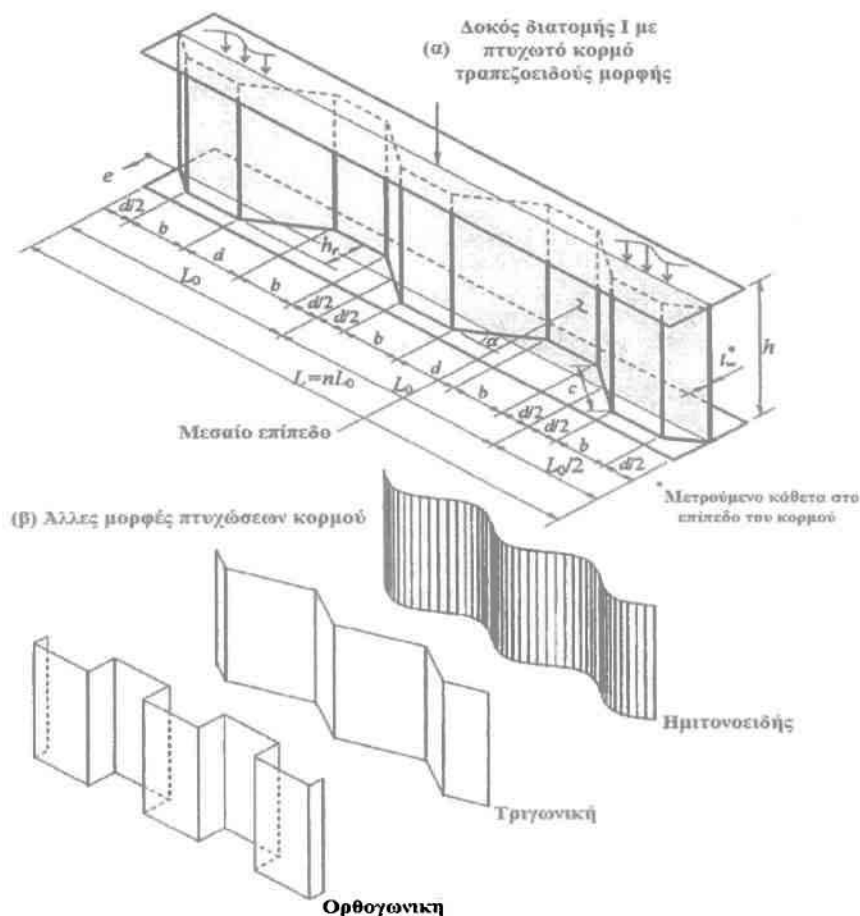
γ) Οργάνωση ενός πλήρους Ευρωπαϊκού πειραματικού προγράμματος προκειμένου να επαληθευτούν και να ρυθμιστούν θεωρητικές διαπιστώσεις και αναζήτηση καλύτερων δυνατών εφαρμογές της σύνδεσης RBS σε αντισεισμικές κατασκευές.

δ) Μέσω των αποτελεσμάτων όλων των προηγούμενων δράσεων, ενσωμάτωση των σχετικών συστάσεων σχεδιασμού στους Ευρωκώδικες (EC3 και EC8) και τεκμηρίωση κατευθυντήριων γραμμών για τη χρήση της σύνδεσης RBS με μετωπική προεξέχουσα κοχλιωτή πλάκα σε χαλύβδινα πλαίσια ροπής με Ευρωπαϊκές διατομές I.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. Εναλλακτικές συνδέσεις «τύπου» RBS και θέματα βελτιστοποίησης

### 8.1 Τοπικά πτυχωτοί κορμοί από λεπτότοιγα ελάσματα

Υπάρχει εκτεταμένη βιβλιογραφία που αφορά τη συμπεριφορά δοκών διατομής διπλού ταυ με κορμό από πτυχωτά ελάσματα (corrugated I – girders) διαφόρων μορφών σύμφωνα με το Σχήμα 31, όπως π.χ. οι εργασίες των Elgaaly κ.α. 1997, Chan κ.α. 2004, Abbas κ.α. 2006 κλπ., και οι σχετικές σε αυτές αναφορές.



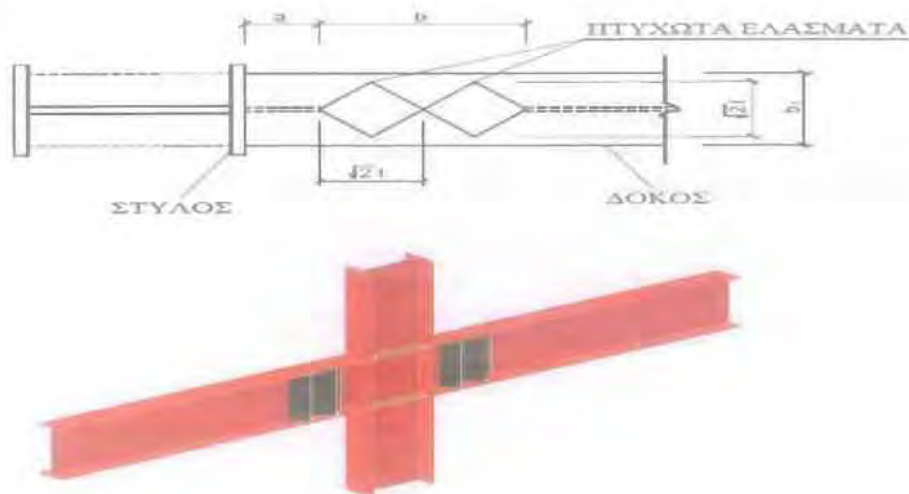
**Σχήμα 31. Διατομές I με κορμό από πτυχωτά ελάσματα**

Πρόέκυψε ότι η συνεισφορά του κορμού στην οριακή καμπτική αντοχή της δοκού με κορμό από πτυχωτά ελάσματα είναι αμελητέα, και ότι η οριακή αντοχή σε ροπή βασίζεται στην τάση διαρροής των πελμάτων. Επίσης, σαν συμπέρασμα των ανωτέρω μελετών, οι τάσεις στον κορμό λόγω κάμψης είναι μηδενικές, με εξαίρεση

για περιοχές πολύ πλησίον των πελμάτων, όπου παρεμποδίζεται ο κορμός, και έτσι η τέμνουσα αναλαμβάνεται πλήρως από τον κορμό με το λυγισμό ως προεξάρχον φαινόμενο. Τα πέλατα προσδίδουν συνοριακές συνθήκες στήριξης για τον κορμό, που βρίσκονται μεταξύ αμφιερίστου και αμφιπάκτου για πέλατα πρακτικών διαστάσεων. Με βάση τις μελέτες αυτές καταδείχτηκε ότι δεν υφίσταται αλληλεπίδραση μεταξύ κάμψης και διάτμησης.

Επίσης, καταδείχτηκε ότι, μέλη διατομής **I** με πτυχωτούς κορμούς σε κάμψη, δεν μπορούν να αναλυθούν με χρήση μόνο συμβατικών θεωριών δοκών, σε ότι αφορά την εκτός επιπέδου στρεπτική απόκριση, η οποία δέον όπως αντιμετωπιστεί σαν ένα πρόβλημα εγκάρσιας κάμψης πελμάτων, το οποίο ομοιάζει με το πρόβλημα συμπεριφοράς δοκού διατομής **I** υπό στρέψη. Η συνολική κατάσταση που διέπει τις τάσεις για δοκούς με πτυχωτής μορφής κορμούς, μπορεί να προσδιοριστεί μέσω επαλληλίας τάσεων λόγω εντός επιπέδου κάμψης και λόγω εγκάρσιας κάμψης των πελμάτων. Η τελευταία δράση διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση δοκών με πτυχωτούς κορμούς, και θα πρέπει να λαμβάνεται οπωσδήποτε υπ' όψη στο σχετικό σχεδιασμό.

Με βάση τα ανωτέρω συνοπτικά εκτεθέντα, έχει περιθωριακά μελετηθεί (Mirghaderi κ.α. 2006, 2008, Imanpour κ.α. 2007) η χρήση απομείωσης της δοκού σε συνδέσεις καμπτικών πλαισίων, όχι μέσω απότμησης των πελμάτων αυτής, αλλά με αντικατάσταση του κορμού, στις θέσεις που αναμένεται ή σχεδιάζεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης, με αμφίπλευρες πτυχώσεις τριγωνικής μορφή σύμφωνα με το Σχήμα 32.



Σχήμα 32. Εναλλακτική μορφή σύνδεσης RBS με πτυχώσεις στο κορμό της δοκού

Τα πλεονεκτήματα της χρήσης πτυχωτών ελασμάτων στη πλαστική ζώνη του κορμού της δοκού είναι περιληπτικά τα ακόλουθα:

(1) Η απομειωμένη διατομή στη ζώνη της πλαστικής άρθρωσης στη δοκό διαθέτει ιδεώδη χαρακτηριστικά, καθόσον η καμπτική αντίσταση των δοκών στη περιοχή αυτή ισούται με τη πλαστική ροπή αντίστασης των πελμάτων, οπότε ο κορμός θα παραλάβει μόνο διατμητικές τάσεις.

(2) Η όλη γεωμετρική διάταξη συντελεί στην αύξηση της εκτός επιπέδου δυσκαμψίας με αποτέλεσμα τη δραστική μείωση της πιθανότητας εμφάνισης φαινομένων στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

(3) Η παρουσία των πτυχώσεων αποτρέπει φαινόμενα τοπικού λυγισμού στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης.

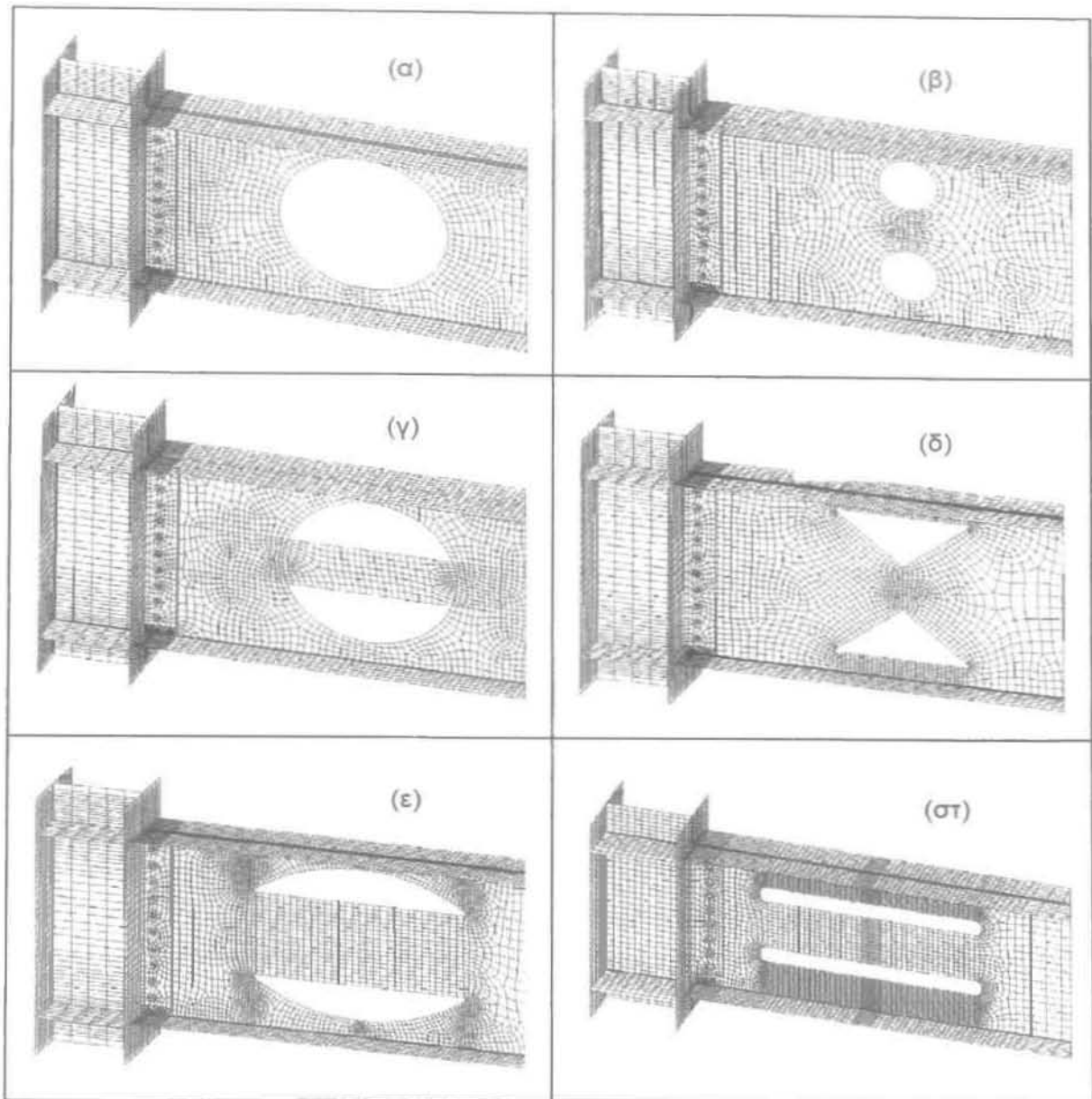
(4) Με χρήση πτυχώσεων, ελαχιστοποιείται η αξονική δυσκαμψία στον κορμό, οπότε οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται εκεί λόγω κάμψης θα μειώνονται σταδιακά, οπότε ο κορμός δεν θα είναι πλέον ευαίσθητος σε λυγισμό.

(5) Από πλευράς κατασκευαστικής ευκολίας και μικρού κόστους, η εφαρμογή των πτυχώσεων υπερέχει.

Η όλη θεώρηση βρίσκεται ακόμα σε προκαταρκτικό στάδιο, δεν έχει τεκμηριωθεί αρκούντως, και δεν πρόκειται να απασχολήσει περαιτέρω το περιεχόμενο της παρούσας.

## **8.2 Διάκενα κορμού**

Μια εναλλακτική λογική μείωσης της διατομής της δοκού, με σκοπό την απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων από την περιοχή της σύνδεσης, είναι και η απομείωση της διατομής του κορμού της δοκού με την πρόβλεψη διακένων σε αυτόν, σε κατάλληλα επιλεγείσες περιοχές και θέσεις πλησίον της σύνδεσης. Μια πρόσφατη ερευνητική εργασία, η οποία βασίστηκε στην ανωτέρω λογική, είναι αυτή των Hedayat και Celikag (2009), όπου προτάθηκε μια διαφορετική διαμόρφωση των άκρων της δοκού με σκοπό την αύξηση αντοχής και ολκιμότητας. Η όλη εργασία, βασισμένη σε αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων μέσω του προγράμματος ANSYS, εξέτασε την απόκριση τριών τυπικών αλλά και τροποποιημένων συνδέσεων του SAC, και με βάση τα σχετικά ευρήματα προτάθηκαν αρχικά έξι (6) τύποι διαμόρφωσης των άκρων της δοκού (με πρόβλεψη διακένων κορμού διαφόρων σχημάτων), οι οποίοι απεικονίζονται στο Σχήμα 33(α-στ).



**Σχήμα 33. Οι τύποι των συνδέσεων απομειωμένου κορμού δοκού που ερευνήθηκαν**

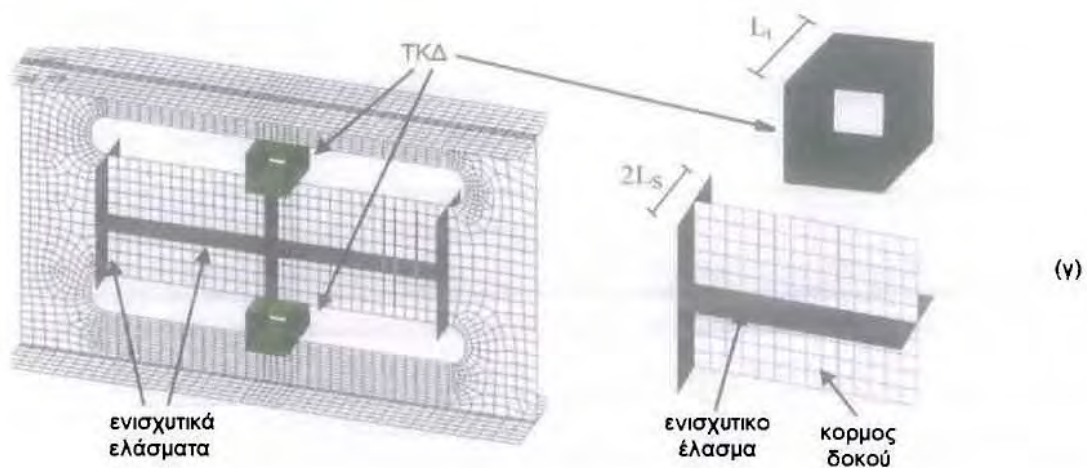
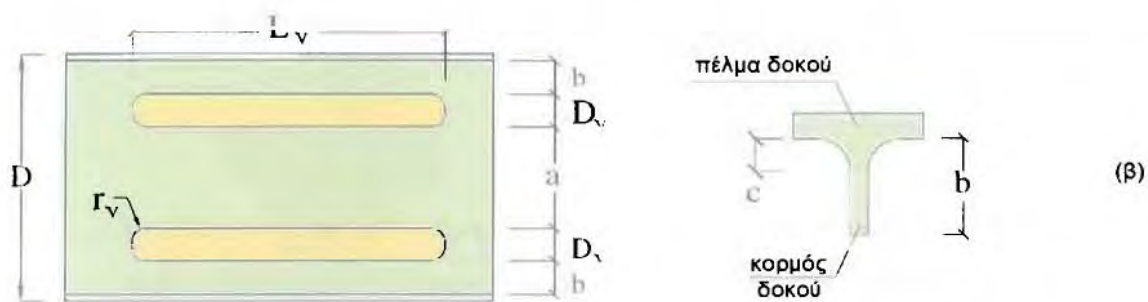
Για την πρόταση (α), ένα μοναδικό κυκλικό διάκενο κορμού διαφόρων διαμέτρων, βρέθηκε ότι για να μειωθούν οι τάσεις που αναπτύσσονται στα πέλματα στην περιοχή των συγκολλήσεων απαιτείται ιδιαίτερα μεγάλο διάκενο. Όμως, στις πλείστες των περιπτώσεων, λόγω σύγχρονης επιρροής κάμψης και διάτμησης στα μέρη σχήματος T πάνω και κάτω από το διάκενο, έλαβε χώρα πρόιμη θραύση του πέλματος της δοκού στις θέσεις που αντιστοιχούσαν στο κέντρο του διακένου. Κατά συνέπεια, για να μειωθούν στο ελάχιστο οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στις διατομές T στο κέντρο του διακένου, αποφασίστηκε περί το μέσο του κορμού να μην υπάρχει διάκενο. Έτσι, μελετήθηκαν αρχικά δύο είδη συμμετρικών ως προς τον

κεντροβαρικό άξονα της δοκού διακένων, κυκλικής και ημικυκλικής μορφής (Σχήμα 33β και γ αντίστοιχα), οι οποίες όμως δεν αποδείχτηκαν αποτελεσματικές στο να μειώσουν τις κύριες τάσεις στην περιοχή της οπής πρόσβασης της συγκόλλησης (στο κάτω πέλμα της δοκού κοντά στο πέλμα του στύλου, τυπική για συνδέσεις πριν το σεισμό του Northridge). Λόγω τούτου, θεωρήθηκε ότι θα ήταν προτιμότερη η χρήση πολλαπλών μικρού μεγέθους διακένων κορμού, και έτσι μελετήθηκαν οι απομειώσεις του Σχήματος 33δ και ε. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι στη σύνδεση του τύπου (δ), παρόλο που αυτή ήταν πιο αποτελεσματική σε ότι αφορά την καθυστέρηση του λυγισμού του κορμού της δοκού, έλαβε χώρα πρόωμη θραύση του πέλματος της δοκού στην περιοχή των διακένων. Οι τοξωτής μορφής διατομές T που δημιουργήθηκαν στον τύπο (ε) αποδείχτηκαν αποτελεσματικές στην αποφυγή λυγισμού κορμού και θραύσης πελμάτων αλλά ανέπτυξαν αυξημένες τάσεις στη περιοχή των συγκολλήσεων. Γενικότερα δε, η παρουσία επιμήκων διακένων είχε σαν αποτέλεσμα οι πλαστικές αρθρώσεις να τείνουν να εμφανιστούν στα άκρα των διακένων αυτών (αρχή – τέλος) και η όλη περιοχή περί το διάκενο πλαστικοποιείται υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και ουσιαστικά αναλαμβάνει την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Όμως, λόγω του σχήματος τους, τα διάκενα των τύπων (δ) και (ε) βρέθηκε ότι δεν διαθέτουν την απαιτούμενη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας, πριν τη θραύση στη περιοχή των συγκολλήσεων ή στα πέλματα πάνω από τα διάκενα), έτσι ώστε να αναπτύσσεται η επιθυμητή πλαστική ροπή της σύνδεσης. Λόγω όλων των ανωτέρω, η έρευνα επικεντρώθηκε στη μορφή διακένου του Σχήματος 33στ.

Ο εν λόγω τύπος αποτελείται από δύο παράλληλα μεταξύ τους επιμήκη ορθογωνικής μορφής διάκενα (με ημικυκλικά άκρα), με τη γεωμετρία του να φαίνεται στο Σχήμα 34α,β. Για περαιτέρω δε αύξηση της αντοχής και της ολκιμότητας της σύνδεσης, προτάθηκε η ενίσχυση τους είτε μόνο με ελάσματα είτε σε συνδυασμό με προσθήκη μικρού μήκους σωλήνων ΤΚΔ στα μέσα των διακένων, σύμφωνα με το Σχήμα 34γ.

Με βάση προηγούμενες έρευνες για δοκούς με διάκενα κορμών αλλά και συστάσεις σχεδιασμού των ΗΠΑ (π.χ. Specification for structural steel beams with web openings, ASCE Standard, SEI/ASCE 23-97 κ.α.) και μετά από πολλές παραμετρικές αναλύσεις, η όλη έρευνα αφ' ενός μεν κατέδειξε την επιρροή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της παραπάνω σύνδεσης αλλά και άλλων παραμέτρων στη σεισμική συμπεριφορά της (συμπεριλαμβανόμενης σημειωτέον και της

στροφικής δυσκαμψίας της σύνδεσης), αφ' ετέρου δε πρότεινε μια πρακτική διαδικασία σχεδιασμού. Η όλη προσπάθεια είναι άκρως ενδιαφέρουσα, και αναμένονται και πειραματικές μελέτες για την τεκμηρίωση της, ενώ δεν υπάρχουν μέχρι στιγμής αναλύσεις σχετικές με την εφαρμοσιμότητα της από πλευράς αυτόματης παραγωγής αλλά και αντίστοιχες συγκριτικές οικονομικές μελέτες.

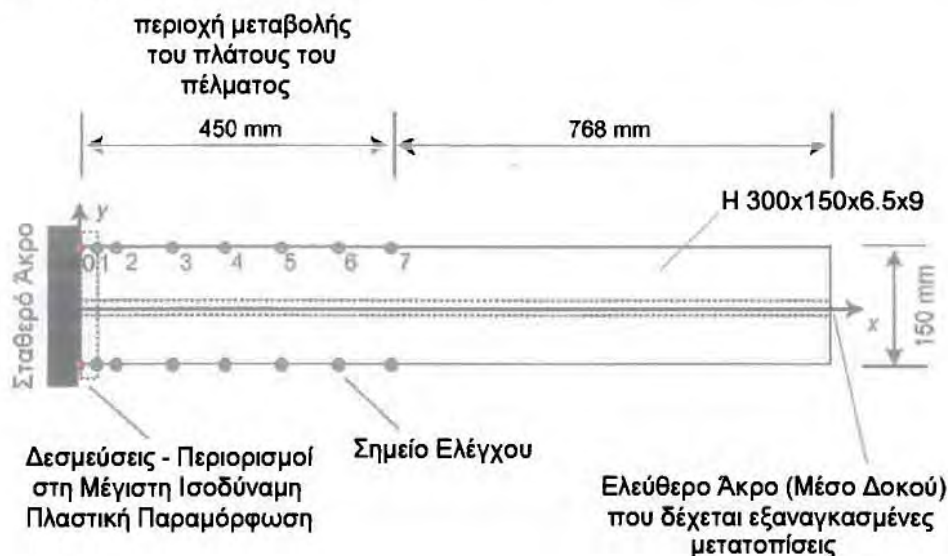


**Σχήμα 34. Λεπτομέρειες της τελικά προταθείσας διαμόρφωσης της δοκού με ενισχυμένα διάκενα κορμού επιμήκους ορθογωνικού σχήματος**



### 8.3. Θέματα Βελτιστοποίησης

Οι Pan κ.α. (2007) και Ohsaki κ.α. (2009) – ουσιαστικά η ίδια ερευνητική ομάδα – ασχολήθηκαν πρόσφατα με τη βελτιστοποίηση του σχήματος RBS υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Σκοπός των ερευνών τους ήταν η εύρεση του βέλτιστου σχήματος κοπής των πελμάτων της δοκού σε μια RBS σύνδεση, με κριτήριο τη μεγιστοποίηση της ενέργειας που απορροφάται καθ' όλο το ιστορικό φόρτισης και με περιορισμό της μέγιστης ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης στη συγκολλημένη περιοχή της σύνδεσης δοκού – στύλου. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 35, το πέλμα θεωρήθηκε ότι ακολουθεί από πλευράς εξωτερικού περιγράμματος μια ομαλή κυβική καμπύλη (cubic spline curve), οι παράμετροι σχεδιασμού ήταν οι θέσεις των σημείων ελέγχου, ως αντικειμενική (προς μεγιστοποίηση) συνάρτηση (objective function) ήταν η απορροφούμενη ενέργεια (dissipated energy) και ως δεσμεύσεις ήταν οι περιορισμοί (constraints) για τη μέγιστη ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση μεταξύ των στοιχείων στο σταθερό άκρο προς αποφυγή της θραύσης των συγκολλήσεων στα πέλματα.



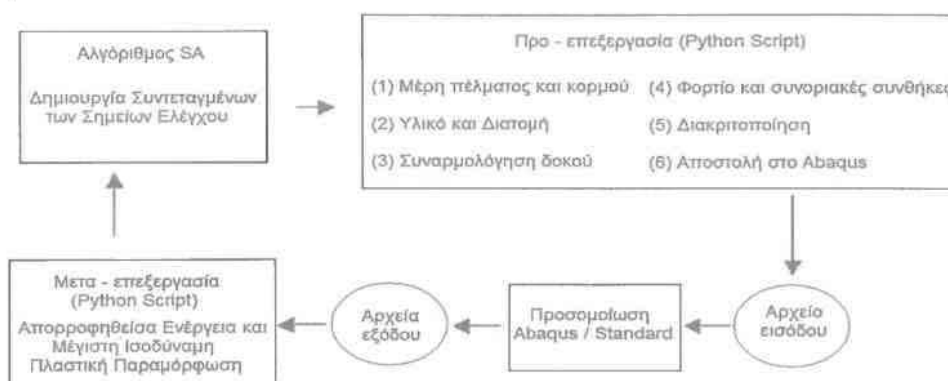
Σχήμα 35. Κανονικό σχήμα πέλματος – αριθμητική εφαρμογή – μοντέλο προβόλου προς βελτιστοποίηση των Ohsaki κ.α.

Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης που χρησιμοποιήθηκε ήταν Simulated Annealing (SA) σε συνδυασμό με γεωμετρικά μη γραμμική ελαστοπλαστική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων (Abaqus), τα δε αποτελέσματα της τελευταίας – πριν την διαδικασία βελτιστοποίησης – επαληθεύτηκαν και από πειράματα.

Το διάγραμμα ροής της συνδυασμένης βελτιστοποίησης - ελαστοπλαστικής ανάλυσης παρατίθεται στο Σχήμα 36, και έχει περιληπτικά ως εξής:

(1) Το πρόγραμμα SA παράγει νέες συντεταγμένες των σημείων ελέγχου, που αποτελούν τις μεταβλητές σχεδιασμού του προβλήματος βελτιστοποίησης. Οι πληροφορίες αυτές μεταδίδονται στη μονάδα προ-επεξεργασίας του Abaqus, όπου δημιουργείται το μοντέλο της δοκού. Η μονάδα αυτή συνολικά ελέγχεται μέσω της γλώσσας script Python, η οποία λειτουργεί σαν το προγραμματικό διασυνδεδετικό στοιχείο του Abaqus. Το script ελέγχου απαρτίζεται από τα ακόλουθα έξι βήματα: (α) δημιουργούνται δύο μέρη, ένα μέρος πέλματος και ένα κορμού και η μορφή απότμησης («κοπής») του πέλματος καθορίζεται από μια ομαλή κυβική καμπύλη σε σχέση με τα σημεία ελέγχου, (β) ορίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες του υλικού για κάθε μέρος, (γ) δύο μέρη πέλματος και ένα κορμού εισάγονται και δημιουργούν μια συναρμολόγηση (assembly), που κατόπιν συνενώνεται σε ένα μοναδικό στοιχείο δοκού, (δ) ορίζονται οι συνοριακές συνθήκες και η φόρτιση για την ανάλυση, (ε) το στοιχείο δοκού διακριτοποιείται μέσω τετράπλευρων στοιχείων κελύφους και (στ) ανατίθεται η ανάλυση στο Abaqus.

(2) Τα αποτελέσματα της ανάλυσης καταγράφονται και μέσω μιας μονάδας μετα – επεξεργασίας (πάλι σε γλώσσα Python) τα απαραίτητα στοιχεία (ενέργεια που απορροφήθηκε και μέγιστη ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση κοντά στη σύνδεση δοκού - στύλου) επιστρέφουν στον αλγόριθμο SA για τον επόμενο κύκλο υπολογισμών.



Σχήμα 36. Διάγραμμα ροής διαδικασίας βελτιστοποίησης

Η όλη θεώρηση – εντός του εύρους εφαρμοσιμότητας της - αποτελεί εξαιρετο αρχικό βήμα βελτιστοποίησης RBS και τα αποτελέσματα που εξήχθησαν ιδιαίτερα χρήσιμα για περαιτέρω εμβάθυνση και επιστημονική ενασχόληση.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9. Διαδικασία σχεδιασμού RBS

### 9.1 Γενικά

Οι επόμενες παράγραφοι περιλαμβάνουν υποδείξεις για τον σχεδιασμό των συνδέσεων ροπής RBS. Βασισμένη στην προτίμηση των μηχανικών να σχεδιάσουν νέες SMF κατασκευές η μεθοδολογία σχεδιασμού παρουσιάζεται εδώ να συγκεντρώνεται στη μορφή σύνδεσης κοπής RBS. Συνολικά σημαντικές παράμετροι σχεδιασμού όπως η συμμετοχή του φατνώματος κορμού στύλου, η διάτμηση της δοκού και η στροφή του πλαισίου απευθύνονται ως τμήμα της υποδειγμένης διαδικασίας. Πολλές σημαντικές απόψεις για το σχεδιασμό συνδέσεων ροπής είναι κατάλληλες και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για το σχεδιασμό συνδέσεων RBS σε συστήματα SMF. Η μεθοδολογία σχεδιασμού συνδέσεων RBS πρέπει να εκτελείται σε συνεργασία με διαθέσιμα αποτελέσματα ελέγχων ως αναπόσπαστο τμήμα της διαδικασίας. Με κατάλληλη καθοδήγηση ο μηχανικός μπορεί να τροφοδοτείται με πληροφορίες και αυτό θα βοηθήσει τον αρχιτέκτονα να αναπτύσσει ένα ορθολογιστικό αποτελεσματικό σχεδιασμό.

Ο μηχανικός μπορεί να αρχίσει το σχεδιασμό της κατασκευής αποφασίζοντας το επίπεδο της φόρτισης και τα όρια μετακίνησης κίνησης της κατασκευής να βρίσκονται στις προδιαγραφές του κώδικα κτιρίων γνωστό ως ΓΟΚ (1997) ή στο μέλλον ως Διεθνής Οικοδομικός Κανονισμός. Πρώτα, το επίπεδο της φόρτισης εξαρτάται από τη θέση, το σύστημα κατασκευής και τη σεισμικότητα της περιοχής, ώστε ο μηχανικός να μπορεί να σχεδιάσει το σεισμικό σύστημα χρησιμοποιώντας την AISC. Βασισμένος στις απαιτούμενες παραμέτρους σχεδιασμού ο μηχανικός αποφασίζει τα μεγέθη των δοκών και στύλων που απαιτούνται ώστε να παρουσιάζει η κατασκευή τα απαιτούμενα όρια μετακίνησης. Μία σημαντική παρατήρηση στον σχεδιασμό είναι ότι το πλαίσιο είναι τουλάχιστον άκαμπτο κατά το σχεδιασμό της RBS. Μετά την κατάλληλη επιλογή μεγεθών στύλων και δοκών για το πλαίσιο, η διαδικασία σχεδιασμού της RBS θα πρέπει στη συνέχεια να αναπτύσσει την κατάλληλη μείωση πέλματος ώστε να εξασφαλίζεται η επιθυμητή λειτουργία. Η αντοχή της δοκού στην ελάχιστη διατομή RBS πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κώδικα κάτω από όλους τους κατάλληλους συνδυασμούς φόρτισης που περιλαμβάνουν βαρύτητα, άνεμο και άλλες φορτίσεις που είναι κατάλληλες για την κατασκευή και μελέτη. Συμπερασματικά η αντοχή των πλαισίων θα είναι συχνά

ικανοποιητική για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης. Σε μερικές περιπτώσεις μία μικρή αύξηση στο μέγεθος της δοκού ίσως είναι απαραίτητη. Η προσθήκη των κοπών RBS θα μειώσει την ακαμψία του πλαισίου ροπής. Αυτή η μείωση παρόλο που είναι γενικά μικρή ίσως να επηρεάσει τα όρια μετακίνησης.

## **9.2 Μέγεθος RBS**

Η θέση και το μέγεθος των κοπών RBS επηρεάζουν το επίπεδο αντοχής στην σύνδεση πελμάτων δοκού–στύλου. Ο γενικός σκοπός στο μέγεθος της κοπής RBS είναι να οριοθετήσει την μέγιστη ροπή της δοκού που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέτωπο του στύλου και ποικίλει μεταξύ του 85 και 100% της πραγματικής πλαστικής ροπής της δοκού. Πειράματα έχουν δείξει ότι τέτοιες συνδέσεις είναι ικανές να αντιστέκονται με ασφάλεια σε αυτό το επίπεδο της ροπής. Οι διαστάσεις που πρέπει να επιλεγούν από τον μελετητή είναι: α). Η απόσταση από το πέλμα του στύλου ως την αρχή της κοπής RBS. β). Το μήκος της κοπής RBS και γ). Το βάθος της κοπής RBS στην μικρότερη διατομή. Το ποσό του υλικού ενός πέλματος που αποκόπτεται στην μικρότερη διατομή της RBS υπολογίζεται ως  $(2c/bf)*100$  όπου bf είναι το κανονικό πλάτος πέλματος της δοκού. Σε προηγούμενα ερευνητικά τεστ οι διαστάσεις a και b έχουν γενικά επιλεγεί βασισμένες στην ετυμηγορία των ερευνητών. Γενικά αυτές οι διαστάσεις θα πρέπει να διατηρούνται όσο μικρότερες είναι δυνατόν για να αυξάνουν την ροπή μεταξύ της πλαστικής άρθρωσης στην RBS και στο μέτωπο του στύλου. Η διάσταση a θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη για να επιτρέπει την τάση στη μειωμένη διατομή της δοκού να εξαπλώνεται ομοιόμορφα κατά μήκος του πλάτους του πέλματος στο μέτωπο του στύλου. Παρομοίως η διάσταση b θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη για να αποφεύγεται η υπερβολική ανελαστική τάση μέσα στην RBS. Η τιμή του c ελέγχει την μέγιστη ροπή που εξελίσσεται μέσα στην RBS και επομένως θα ελέγχει την μέγιστη ροπή που θα δημιουργείται στο πρόσωπο του στύλου.

Εξετάσεις των δεδομένων των ελέγχων υποδεικνύουν ότι επιτυχημένη λειτουργία της σύνδεσης έχει εξασφαλιστεί για μία ευρεία τάξη τιμών των a και b. Όπως σημειώνουμε πιο πάνω οι τελικές διαστάσεις θα πρέπει να επιλεγούν έτσι ώστε η μέγιστη ροπή στο πρόσωπο του στύλου να είναι της τάξης του 85-100% της πραγματικής πλαστικής ροπής της δοκού. Προτείνεται να αποφεύγεται να χρησιμοποιείται μείωση στο πέλμα μεγαλύτερη του 50%. Έτσι η τιμή του c θα πρέπει

να επιλέγεται να είναι μικρότερη ή ίση με  $0.25 \cdot b_f$ . Η βασική προσέγγιση που λαμβάνεται σε αυτή τη διαδικασία είναι να επιλέγονται προκαταρκτικά τιμές για τα  $a$ ,  $b$  και  $c$  και μετά υπολογίζουμε την ροπή στο πρόσωπο του στύλου και ελέγχουμε αυτή τη ροπή απέναντι στα όρια που σημειώθηκαν πιο πάνω. Μερικές αλλαγές στις διαστάσεις της RBS ίσως χρειάζονται για να φτάσουμε σε έναν επιτυχημένο σχεδιασμό. Η επιλογή του συνδυασμού στύλου-δοκού που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό SMF και η θέση, η μορφή και το μέγεθος της RBS και οι περαιτέρω έλεγχοι σχεδιασμού της σύνδεσης απαιτούνται για να εξασφαλίσουν τον σχεδιασμό που θα εκπληρώνεται. Ο πρώτος έλεγχος θα πρέπει να είναι η επιβεβαίωση <<Ισχυρού στύλου-Ασθενής δοκού>> και προορίζεται να ορίζει τις ανελαστικές παραμορφώσεις των στύλων εξωτερικά από τις περιοχές των τοιχωμάτων. Γενικά αναγνωρίζεται ότι η διαρροή του στύλου είναι ένας ανεπιθύμητος τρόπος εξαιτίας της πιθανής στροφής που μπορεί να προκαλέσει στο στύλο και απώλεια της ολικής ευστάθειας του πλαισίου. Η AISC ορίζει τη σχέση για αποδεκτό σχεδιασμό δοκού-στύλου. Ο σχεδιασμός της σύνδεσης RBS πρέπει επίσης να λαμβάνει υπόψη και το φάτνωμα κορμού του στύλου. Αυτό υπόκειται σε μεγάλες διατμητικές δυνάμεις. Βασισμένη στη FEMA267A το φάτνωμα θα πρέπει να είναι αρκετά δυνατό ώστε να αναπτύξει τουλάχιστον 80% της διάτμησης που συσχετίζεται με την  $M_f$ . Οι απαιτήσεις του φάτνωματος κορμού στύλου μπορεί να συναντώνται με ένα ή δύο τρόπους. Ο ένας τρόπος είναι να ορίζει ένα στύλο με αρκετά χοντρό κορμό ώστε να αντέχει στην απαιτούμενη διάτμηση σε συμφωνία με τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Ο άλλος τρόπος είναι να εφοδιάζεται με επαρκή διατμητική αντοχή το φάτνωμα κορμού στύλου με την τοποθέτηση πρόσθετων διπλών πλακών. Οι διπλές πλάκες θα έχουν το απαιτούμενο πρόσθετο πάχος προστίθεται σε μία ή και στις δύο πλευρές το κορμού του στύλου. Οι κατασκευαστές υποδηλώνουν ότι η χρήση μίας βαριάς διατομής στύλου αντίθετα με τις διπλές πλάκες και άλλες λεπτομέρειες ενίσχυσης ίσως συντελούν σε ένα περισσότερο οικονομικό πλαίσιο. Ο τελικός σχεδιασμός ελέγχει να εκπληρώνει στον επιλεγμένο συνδυασμό στύλου-δοκού την διάτμηση της δοκού. Η μέγιστη διάτμηση της δοκού αναπτύσσεται στην διατομή της δοκού μεταξύ της RBS και του μετωπικού πέλματος του στύλου όπου η διάτμηση λόγω ιδίου βάρους και σεισμού συμπίπτουν. Σε αυτή τη περιοχή η διατμητική ικανότητα της διατομής της δοκού χρειάζεται να ελεγχθεί για να επιβεβαιωθεί ότι η δοκός θα έχει επαρκής διατμητική ικανότητα μετά την πλαστική άρθρωση που αναπτύσσεται κατά τη

διάρκεια της εφαρμογής των πλευρικών φορτίων. Η αναλυτική διαδικασία σχεδιασμού μίας απότμησης RBS ακολουθεί:

*Βήμα 1:* Επιλέγουμε αρχικές δοκιμαστικές τιμές για τις διατομές δοκού, στύλου και διαστάσεις RBS,  $a$ ,  $b$  και  $c$  που υπόκεινται στους περιορισμούς που αναφέρθηκαν προηγουμένως (Σχήμα 12). Επιβεβαιώνουμε φυσικά ότι όλοι οι δοκοί και οι στύλοι είναι επαρκείς για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης σύμφωνα με τον οικοδομικό κανονισμό περιλαμβάνοντας την μειωμένη διατομή της δοκού και ότι ο σχεδιασμός μετατόπισης του πλαισίου συμμορφώνεται με τα κατάλληλα όρια που καθορίζονται από τον οικοδομικό κανονισμό. Ο υπολογισμός της ελαστικής μετατόπισης θα δείξει το αποτέλεσμα της μειωμένης διατομής δοκού. Αντί του ειδικού υπολογισμού αποτελεσματικές ελαστικές μετακινήσεις μπορούν να υπολογιστούν με πολλαπλασιασμό της ελαστικής μετακίνησης της ολόκληρης διατομής δοκού με το συντελεστή 1.1 για μειωμένα πέλαματά πάνω από το 50% του πλάτους πέλματος της δοκού. Γραμμική παρεμβολή ίσως χρησιμοποιείται για μικρότερες τιμές μείωσης του πλάτους της δοκού.

*Βήμα 2:* Υπολογίζουμε την πλαστική διατομή στο κέντρο της μειωμένης διατομής από την σχέση:

$$Z_e = Z_x - 2 \cdot c \cdot t_{bf} \cdot (d - t_{bf}) \quad (28)$$

Όπου η  $Z_e$  είναι η πλαστική διατομή στο κέντρο της απομειωμένης διατομής δοκού σε  $\text{mm}^3$ ,  $Z_x$  είναι η πλαστική διατομή για ολόκληρη την διατομή της δοκού σε  $\text{mm}^3$  και  $t_{bf}$  είναι το πάχος πέλματος της δοκού σε  $\text{mm}$ .

*Βήμα 3:* Υπολογίζουμε την πιθανή μέγιστη ροπή στο κέντρο της μειωμένης διατομής δοκού από την σχέση:

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e \quad (29)$$

Όπου η  $M_{pr}$  είναι η πιθανή μέγιστη ροπή στο κέντρο της μειωμένης διατομής δοκού σε  $\text{N} \cdot \text{mm}$ .

*Βήμα 4:* Υπολογίζουμε την διατμητική δύναμη στο κέντρο της απομειωμένης διατομής της δοκού σε κάθε πέρασ της δοκού. Η διατμητική δύναμη στο κέντρο της απομειωμένης διατομής της δοκού θα καθορίζεται από ένα Δ.Ε.Σ. στο τμήμα της δοκού μεταξύ των κέντρων των μειωμένων διατομών της δοκού. Αυτός ο

υπολογισμός θα θεωρεί την ροπή στο κέντρο της κάθε μειωμένης διατομής δοκού ότι είναι η  $M_{pr}$  και θα συμπεριλαμβάνει τα φορτία του ίδιου βάρους που δρουν στη δοκό βασισμένα στο συνδυασμό  $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$ , όπου  $f_1$  είναι ο συντελεστής φορτίου που καθορίζεται από τον κατάλληλο οικοδομικό κανονισμό για κινητά φορτία αλλά όχι μικρότερος του 0.5.

*Βήμα 5:* Υπολογίζουμε την πιθανή μέγιστη ροπή στο μέτωπο του στύλου. Η ροπή αυτή στο μέτωπο του στύλου θα υπολογιστεί από το Δ.Ε.Σ. της δοκού μεταξύ του κέντρου της μειωμένης διατομής δοκού και του μετώπου του στύλου (σχήμα 30).

Βασισμένη σε ένα Δ.Ε.Σ. η ροπή στο μέτωπο του στύλου υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} \cdot Sh \quad (30)$$

Όπου η  $M_f$  είναι η πιθανή μέγιστη ροπή στο μέτωπο του στύλου σε  $N \cdot mm$ , η  $V_{RBS}$  είναι η μεγαλύτερη από τις δύο τιμές διατμητικής δύναμης στο κέντρο της μειωμένης διατομής και σε κάθε πέρασ της δοκού σε  $N$  και  $Sh = a + b/2$  σε  $mm$ .

Η εξίσωση αυτή παραλείπει το φορτίο του I.B. στο τμήμα της δοκού μεταξύ του κέντρου της μειωμένης διατομής δοκού και του μετώπου του στύλου. Αυτό απλοποιεί την εξίσωση και συνιστά μικρά λάθη.

*Βήμα 6:* Υπολογίζουμε την πλαστική ροπή της δοκού βασισμένη στην προσδοκώμενη τάση διαρροής σύμφωνα με την σχέση:

$$M_{pe} = Z_b \cdot R_y \cdot F_y, \quad (31)$$

Όπου η  $M_{pe}$  είναι η πλαστική ροπή της δοκού βασισμένη στην προσδοκώμενη τάση διαρροής σε  $N \cdot mm$ .

*Βήμα 7:* Έλεγχος ότι η  $M_f$  δεν υπερβαίνει τον όρο  $\Phi_d \cdot M_{pe}$  ως ακολούθως:

$$M_f \leq \Phi_d \cdot M_{pe} \quad (32)$$

Όπου ο συντελεστής  $\Phi_d$  είναι ίσος με 0.85 ως 1.0.

Εάν η ανίσωση 32 δεν ικανοποιείται αυξάνουμε την τιμή του  $c$  και μειώνουμε τις τιμές των  $a$  και  $b$  αν χρειάζεται και επαναλαμβάνουμε τα βήματα 2 ως 7.

Σημειώνουμε ότι αυτός ο έλεγχος της ροπής στο μέτωπο του στύλου απλοποιείται για λόγους σχεδιασμού βασιζόμενοι σε πολλές αναλύσεις και αποτελέσματα προηγούμενων ελέγχων.

*Βήμα 8:* Καθορίζουμε την απαιτούμενη διατμητική αντοχή  $V_u$ , της δοκού και της σύνδεσης κορμού δοκού με στύλο από την σχέση:

$$V_u = (2 * M_{pr} / L') + V_{gravity} \quad (33)$$

Όπου η  $V_u$  είναι η απαιτούμενη διατμητική αντοχή της δοκού και της σύνδεσης κορμού δοκού με στύλο σε N,  $L'$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των απομειωμένων διατομών της δοκού σε mm,  $V_{gravity}$  είναι η διατμητική δύναμη της δοκού από την εξίσωση:  $1.2 * D + \phi * L + 0.2 * S$  σε N, όπου  $\phi$  είναι ο συντελεστής φορτίου που καθορίζεται από τον κατάλληλο οικοδομικό κανονισμό για κινητά φορτία αλλά όχι μικρότερος του 0.5.

*Βήμα 9:* Σχεδιασμός της σύνδεσης κορμού δοκού με στύλο σύμφωνα με τις απαιτήσεις της AISC.

*Βήμα 10:* Έλεγχος απαιτήσεων συνεχών πλακών σύμφωνα με τις απαιτήσεις της AISC.

*Βήμα 11:* Έλεγχος τοιχωμάτων στύλων σύμφωνα με τα ανωτέρω.

*Βήμα 12:* Έλεγχος αναλογίας ροπής στύλου / δοκού σύμφωνα με τα ανωτέρω.

### **9.3 Κατασκευή της κοπής του πέλματος**

Διάφορες μορφές κοπής των πελμάτων της δοκού είναι δυνατές για τις συνδέσεις RBS. Η πλειοψηφία των ελέγχων που αναφέρθηκαν χρησιμοποίησε διατομές ακτινικής κοπής RBS. Συνεπώς μόνο η μορφή ακτινικής κοπής RBS είναι προεπιλεγμένη. Ένα θέμα στην κατασκευή συνδέσεων RBS είναι το τελείωμα της απαιτητής επιφάνειας και η ομαλότητα των κομμένων πελμάτων RBS. Κανένα ερευνητικό στοιχείο δεν βρέθηκε που αντιμετώπισε συγκεκριμένα αυτό το θέμα. Συνεπώς οι τελικές απαιτήσεις για κοπές RBS επιλέχθηκαν βασισμένες σε κρίση και είναι σύμφωνες με αυτές που διευκρινίζονται στη FEMA350,2000a.

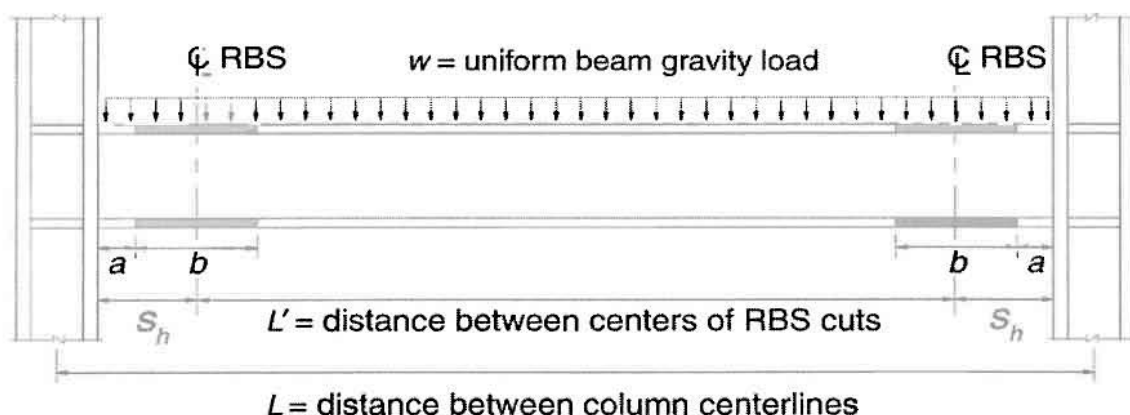
Η απότμηση της διατομής θα γίνεται χρησιμοποιώντας θερμική κοπή στο εργοστάσιο ώστε να παράγεται μία λεία καμπύλη. Η μέγιστη τραχύτητα της επιφάνειας της θερμαινόμενης ομαλής επιφάνειας κοπής θα είναι 13 $\mu$ m σύμφωνα με το ANSI B46. Το κόψιμο θα πρέπει να κατασκευαστεί έτσι ώστε να αποφευχθούν τυχόν εγκοπές, χαρακιές και άλλες ασυνέχειες. Όλες οι μεταβάσεις μεταξύ της



απομειωμένης διατομής δοκού και το ολόκληρο πέλμα της δοκού θα στρογγυλεύονται στην κατεύθυνση του μήκους του πέλματος. Τυχόν εγκοπές σε διεύθυνση κάθετη στο πέλμα της δοκού πρέπει να αποφεύγονται γιατί δημιουργούν συγκέντρωση τάσεων με συνέπεια να επηρεάζεται η απόδοση της σύνδεσης. Μετά την κατασκευή της κοπής η επιφάνεια θα πρέπει να είναι λεία ώστε να μην επιβαρύνει την δημιουργία θραύσης που μπορεί να λάβει χώρα στην απομειωμένη διατομή της δοκού σε συνθήκες χαμηλών κύκλων κόπωσης. Οι γωνίες μεταξύ της απομειωμένης διατομής και του πάνω και κάτω πέλματος θα λειαίνονται ώστε να μην υπάρχουν κοφτερές ακμές χωρίς να απαιτείται μικρότερη άμβλυνση της ακτίνας κοπής. Οι θερμικές ανοχές κοπής θα είναι  $\pm 6$  mm από την θεωρητική γραμμή κοπής. Το ουσιαστικό πλάτος του πέλματος της δοκού σε κάθε διατομή θα έχει ανοχές  $\pm 10$  mm. Νύχια και εγχοπές που απαντώνται στην επιφάνεια θερμικής κοπής RBS ίσως μπορούν να επιδιορθωθούν με τρόχισμα εάν έχουν βάθος όχι περισσότερο των 6 mm. Η επιδιορθωμένη περιοχή θα προθερμαίνεται σε μία θερμοκρασία των 150° F ή σε τιμή σύμφωνα με την AWS D και οποιαδήποτε τιμή είναι μεγαλύτερη μετριέται στην περιοχή της συγκόλλησης επιδιόρθωσης. Νύχια και εγχοπές που υπερβαίνουν τα 12 mm σε βάθος θα επιδιορθώνονται μόνο με μία μέθοδο που εγκρίνεται από το μηχανικό.

Οι διαστάσεις των αποτμήσεων RBS για τα δείγματα που ελέγχθηκαν και που αναφέρονται στη λογοτεχνία ποικίλουν μέσα σε μία μικρή τάξη. Όπως είδαμε προηγουμένως και στο σχήμα 11, η απόσταση (a) από το μέτωπο του στύλου ως την αρχή της κοπής RBS κυμαίνεται από 50% ως 75% του πλάτους πέλματος της δοκού. Το μήκος της κοπής (b) ποικίλει από 65% ως 85% του ύψους διατομής της δοκού. Το συνολικό ποσό του πλάτους του πέλματος ( $2 \cdot c$ ) που αφαιρείται στην μικρότερη διατομή της RBS ποικίλει από 40% ως 50%, για να αποφύγει την υπερβολική απώλεια αντοχής ή δυσκαμψίας. Η διαδικασία σχεδιασμού που παρουσιάζεται εδώ για προεπιλεγμένες συνδέσεις RBS είναι παρόμοια με αυτή που παρουσιάζεται στη FEMA350,2000a. Η γενική βάση για το μέγεθος της κοπής RBS είναι η διαδικασία σχεδιασμού να περιορίσει την μέγιστη ροπή της δοκού που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέτωπο του στύλου, όταν η ελάχιστη διατομή της RBS έχει πλήρως διαρρεύσει. Το βήμα 4 της διαδικασίας σχεδιασμού απαιτεί τον υπολογισμό της διατμητικής δύναμης στο κέντρο της κοπής RBS. Αυτή η διατμητική δύναμη οφείλεται στο φορτίο βαρύτητας στη δοκό και η ικανότητα πλαστικής ροπής στην RBS. Ένα παράδειγμα υπολογισμών δείχνεται στο σχήμα 28 για την περίπτωση δοκού με ομοιόμορφο

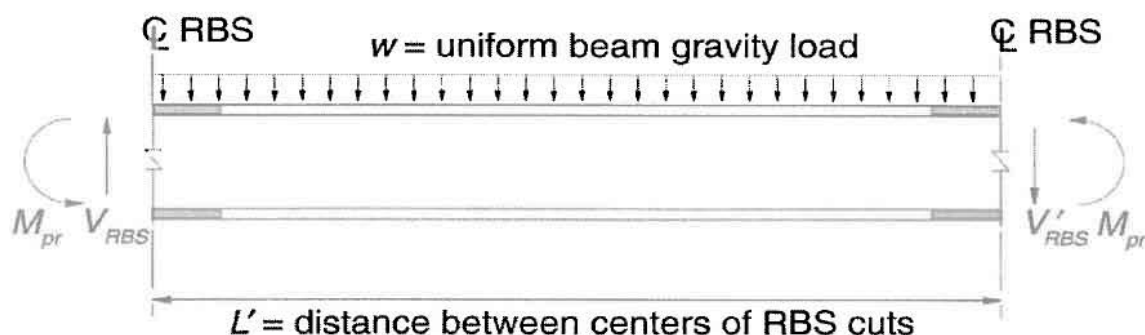
κατανεμημένο φορτίο βαρύτητας. Για συνθήκες φορτίου βαρύτητας εκτός από την ομοιόμορφη φόρτιση, κατάλληλη ρύθμιση πρέπει να γίνει με ένα Δ.Ε.Σ. όπως φαίνεται στο σχήμα 28 σύμφωνα και με τις εξισώσεις C-5-8-1 και C-5-8-2. Οι εξισώσεις αυτές υποθέτουν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα σχηματιστούν στην RBS σε κάθε πέρασ της δοκού. Εάν το φορτίο βαρύτητας της δοκού είναι πολύ μεγάλο η πλαστική άρθρωση στο ένα πέρασ της δοκού μπορεί να κινηθεί προς το εσωτερικό τμήμα του ανοίγματος της δοκού. Εάν αυτό συμβεί το Δ.Ε.Σ. στο σχήμα 37 πρέπει να τροποποιηθεί για να επεκταθεί μεταξύ των πραγματικών θέσεων πλαστικής άρθρωσης. Για να καθορίσουμε εάν οι εξισώσεις αυτές ισχύουν σχεδιάζουμε το διάγραμμα των ροπών για το τμήμα της δοκού που φαίνεται στο σχήμα 38 δηλαδή για το τμήμα της δοκού μεταξύ των κέντρων των κοπών RBS. Εάν η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στα άκρα του ανοίγματος τότε οι εξισώσεις αυτές ισχύουν. Εάν η μέγιστη ροπή εμφανίζεται μέσα στο άνοιγμα και υπερβεί την  $M_{pe}$  της δοκού τότε η τροποποίηση που περιγράφηκε ανωτέρω θα απαιτηθεί.



**Σχήμα 37. Δοκός με απότμηση RBS και ομοιόμορφο φορτίο βαρύτητας**

Άλλες μελέτες για τον σχεδιασμό συνδέσεων ροπής RBS είναι με συγκόλληση. Έρευνα που διεξήχθη μετά τον σεισμό του Northridge έδειξε την σπουδαιότητα της σκληρότητας του υλικού συγκόλλησης στις εξωραφές σε συνδέσεις ροπής. Η AISC συστήνει την χρήση ενός μετάλλου με αντοχή μικρότερη των 70 Ksi και μία σκληρότητα μικρότερη των 20 Ib σε -20 βαθμούς F. Προηγούμενα ερευνητικά τεστ σε συνδέσεις RBS έχουν γενικά χρησιμοποιήσει το αυτοπροστατευόμενο τόξο πυρήνα ροής μίας συγκόλλησης χρησιμοποιώντας ηλεκτρόδια E70TG-K2 και E71T-

8. Όλα αυτά τα ηλεκτρόδια εξασφαλίζουν την επιθυμητή σκληρότητα. Η τελική επιλογή της διαδικασίας συγκόλλησης και του ηλεκτροδίου καλύτερα πρέπει να αφήνεται στον κατασκευαστή.



**Σχήμα 38. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκού μεταξύ των αποτμήσεων RBS και υπολογισμός διατμητικής δύναμης στην RBS.**

Στη δοκό προτείνεται η συγκόλληση να μετακινείται στο πάνω και κάτω πέλμα και ότι τα κέντρα των συγκολλήσεων να είναι λεία. Το προαναφερόμενο τελικό προφίλ της συγκόλλησης θα πρέπει να είναι καμπύλο για να μειώνει την πιθανότητα θραύσης σε αυτές τις περιοχές. Έτσι ελαχιστοποιείται κάθε ενδεχόμενο σχηματισμού εγχοπής που παρουσιάζεται από την παρουσία των λωρίδων συγκολλήσεων ή από ασυνέχειες που περιέχονται στο υλικό συγκόλλησης. Ως εκτούτου είναι αναγκαίο η συγκόλληση για αυτό το τύπο σύνδεσης να είναι υψηλής ποιότητας για να παράγεται μία σύνδεση η οποία θα αποδίδει όπως σχεδιάστηκε. Οι περισσότεροι κατασκευαστές παρουσιάζονται να χρησιμοποιούν αέριο ακολουθώντας μεθόδους της FCAW για συγκόλληση δοκών με στύλους. Το συνεργείο ανέγερσης ειδικά όταν η συγκόλληση ολοκληρώνεται με διεισδυτική ραφή τυπικά χρησιμοποιεί την ίδια διαδικασία. Παράμετροι θα πρέπει να θέτονται για ποιότητα ελέγχου σε συγκολλήσεις και κατασκευή. Ο κατασκευαστής θα πρέπει να έχει μία αποδεκτή ποιότητα που παράγεται σε ένα μέρος καθ'ολοκληρία στην κατασκευή του έργου. Πρόσθετα η ασφάλεια ποιότητας θα πρέπει να πάρει μέτρα για να βοηθήσει με βεβαιότητα ότι η ποιότητα παραγωγής θα ακολουθηθεί και θα εφαρμοστεί. Τυπικά η επαλήθευση επιθεώρησης προάγεται από εξειδικευμένους επιθεωρητές που προσλαμβάνονται από τον ιδιοκτήτη. Είναι υπευθυνότητα του μηχανικού να εγκαθιστά πρωτόκολλο επιθεώρησης αιτώντας μία συνάντηση πριν τη κατασκευή και

την ανέγερση και αποτυπώνει στον κατασκευαστή και τον ανεγέρτη τις σημαντικές εκδόσεις σχετικά με τις λεπτομέρειες σύνδεσης της RBS και την κατασκευή. Ολοκληρωμένα σημεία διείσδυσης συγκόλλησης θα πρέπει να επιθεωρούνται από το επίπεδο ΙΙ κατάλληλος επιθεωρητής όπως ορίζεται στην AWS D1.1. Κάθε σημείο θα πρέπει να ελεγχθεί υπερηχητικά και όλες οι συγκολλήσεις θα συσχετίζονται με την σύνδεση και θα λαμβάνουν συνεχής εξειδικευμένη επιθεώρηση. Οι επιθεωρητές θα ορίσουν ένα αποδεκτό πρωτόκολλο για ελέγχους και αναφορές και απόψεις για συγκόλληση και ολοκλήρωση σύνδεσης.

Άλλη σπουδαία άποψη για συγκολλητή σύνδεση ροπής είναι η τοποθέτηση συνεχών πλακών μεταξύ των πελμάτων του στύλου. Όλα τα επιτυχημένα τεστ σε συνδέσεις RBS για νέες κατασκευές έχουν χρησιμοποιήσει συνεχείς πλάκες. Πάντως πρόσφατα τεστ για συνδέσεις RBS έχουν παραλείψει συνεχείς πλάκες, οπότε δεν είναι ξεκάθαρο κάτω από ποιες συνθήκες οι συνεχείς πλάκες απαιτούνται πραγματικά να χρησιμοποιούνται. Συστήνεται οι συνεχείς πλάκες που τοποθετούνται σε όλες τις συνδέσεις RBS να έχουν πάχος κοινό με το πέλμα της δοκού. Η τοποθέτησή τους γίνεται με συγκόλληση στο πέλμα και τον κορμό του στύλου με ηλεκτρόδιο όμοιο με τα προαναφερόμενα. Όταν συγκολλάμε τις συνεχείς πλάκες στο στύλο η συγκόλληση στην <<K-περιοχή>> του στύλου πρέπει να αποφεύγεται.

Άλλα πρόσφατα τεστ έχουν δείξει ότι οι συνδέσεις RBS με κοχλιωτό κορμό μπορούν να ικανοποιήσουν την συνιστώμενη απαίτηση πλαστικής στροφής της FEMA267. Πρέπει να σημειωθεί ότι σε απαίτηση για μεγάλης περιστροφής η κοχλιωτή λεπτομέρεια φαίνεται να είναι περισσότερο ευαίσθητη σε θραύση που αρχίζει κοντά στη συγκολλητή οπή.

Ο κύριος όγκος ελέγχων συνδέσεων συγκολλητού κορμού δείχνει την χρησιμότητα μίας κοινής εξωραφής συγκόλλησης μεταξύ του κορμού της δοκού και του πέλματος του στύλου. Η διατμητική πλάκα η οποία συγκολλείται στο στύλο και κοχλιώνεται στο κορμό της δοκού επίσης προάγεται. Αυτή η διατμητική πλάκα εξυπηρετεί διάφορους σκοπούς. Πρώτα αυτή δρα ως υποβοήθηση για την εξωραφή. Κατά δεύτερον μεταφέρει φορτία ανέγερσης και βοηθάει σημαντικά το πλαίσιο σε μία γυρτή στάση ως ότου η συγκόλληση στην σύνδεση ολοκληρωθεί. Επειδή η διατμητική πλάκα προάγεται για σκοπούς ανέγερσης, προτείνεται ο σχεδιασμός της διατμητικής πλάκας να αφήνεται στον κατασκευαστή.

Παραδοσιακά η διατμητική πλάκα θα πρέπει να συγκολλείται και στις δύο πλευρές. Ως εναλλακτική λύση στην εξωραφή συγκόλλησης, η σύνδεση του κορμού

της δοκού μπορεί επίσης να γίνει χρησιμοποιώντας μία βαριά συγκολλητή διατμητική πλάκα. Η διατμητική πλάκα θα συγκολληθεί στο στύλο με εξωραφή.

Εάν ο μηχανικός επιλέξει να χρησιμοποιήσει κοχλιωτή σύνδεση κορμού η σύνδεση θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να αντιστέκεται σε πλήρη διάτμηση που εφαρμόζεται στον κορμό λόγω φορτίων βαρύτητας και σεισμού. Μικρές οπές ίσως είναι χρήσιμες σε περεταίρω προστασία της διατμητικής πλάκας και του κορμού της δοκού από πιθανές υπερβολικές εκτροπές όταν η σύνδεση υπόκεινται σε μεγάλες στροφές λόγω ανελαστικής δράσης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ανεγέρτες μεταλλικών κατασκευών προτιμούν συνήθεις οπές που βοηθούν στην ανέγερση.

Μία από τις περισσότερες συζητημένες απόψεις για την μελέτη συνδέσεων RBS είναι και η τοποθέτηση συμπληρωματικού πλευρικού συνδέσμου. Η FEMA267A προτείνει ότι ένας πλευρικός κατακόρυφος σύνδεσμος μπορεί να προβλέπεται κοντά στην RBS. Παρακάτω παρουσιάζεται μία ανάλυση αποτελεσμάτων τεστ τα οποία δεν έχουν πλευρικούς συνδέσμους κοντά στην RBS.

Ουσιαστικά όλες οι συνδέσεις ροπής που διαχέουν ενέργεια λόγω διαρροής της δοκού υπόκεινται στο να παρουσιάζουν αστάθεια της δοκού σε μεγάλα επίπεδα ανελαστικής στροφής. Αυτό παρουσιάζεται τόσο σε συνδέσεις με πλευρικούς συνδέσμους όσο και σε συνδέσεις RBS. Αυτής της αστάθειας συνεπάγεται ένας συνδυασμός λυγισμού πέλματος, λυγισμού κορμού και πλευρικού στρεπτικού λυγισμού με αποτελέσματα να χειροτερεύει η καμπτική αντοχή της με αυξημένες ανελαστικές στροφές.

Από τέστ που έγιναν στο εργαστήριο διαπιστώθηκε ότι η αντοχή της σύνδεση RBS είναι μικρότερη από ότι της σύνδεσης με πλάκες κάλυψης. Αυτό φυσικά είναι αναμενόμενο και είναι στην πραγματικότητα ένα ενδεχόμενο πλεονέκτημα από την RBS, το οποίο μειώνει την ροπή που γεννάται στην σύνδεση και την ροπή που παραλαμβάνεται από το στύλο. Μετά από έρευνα της αντοχής τους και οι δύο συνδέσεις επιδεικνύουν μερική χειροτέρευση της αντοχής τους οφειλόμενη στον συνδυασμό πέλματος κορμού και πλευρικού στρεπτικού λυγισμού στη δοκό. Σημειώνουμε ότι η χειροτέρευση είναι μικρότερη για το δείγμα RBS. Στην πραγματικότητα σε μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις η RBS εκθέτει την ίδια αντοχή όπως η σύνδεση με πλάκες κάλυψης.

Επίσης δεν υπάρχει παράδειγμα όπου ένας ερευνητής ανέφερε ασυνήθιστα σοβαρή ή αναπόδειχτη χειροτέρευση αντοχής της σύνδεσης οφειλόμενη στην

απουσία πλευρικής στήριξης κοντά στην RBS. Περαιτέρω όπως συζητήθηκε παραπάνω ο υποβιβασμός της αντοχής στην RBS είναι συγκρίσιμος με ότι φάνηκε σε πολλούς άλλους τύπος σύνδεσης για τους οποίους δεν απαιτούνταν η παρουσία πρόσθετων πλευρικών κατακόρυφων συνδέσμων. Συμπερασματικά βασισμένα σε πρόσφατα διαθέσιμα στοιχεία ένας πρόσθετος πλευρικός κατακόρυφος σύνδεσμος στην RBS δεν επιτυγχάνει απαραίτητα αποδεκτή λειτουργία. Οι πλευρικοί κατακόρυφοι σύνδεσμοι για δοκούς στα SMF θα έπρεπε να προβλέπονται για μέγιστο άνοιγμα των 2500 gy/fy όπως απαιτείται από την παράγραφο 9.8 της AISC.

Εάν ένας σχεδιαστής θα επιλέξει να ορίσει ένα πλευρικό κατακόρυφο σύνδεσμο στην RBS, ο κατακόρυφος σύνδεσμος δεν πρέπει να τοποθετείται μέσα στην μειωμένη διατομή της δοκού. Συγκολλητή ή κοχλιωτή σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου σε αυτή την υψηλής αντοχής περιοχή της δοκού ίσως λειτουργήσει ως θέση έναρξης θραύσης. Συμπερασματικά εάν ένας πλευρικός κατακόρυφος σύνδεσμος επιλεγεί θα πρέπει να τοποθετηθεί πέρα από το πέρας της RBS αυτό που είναι πιο μακριά από το μέτωπο του στύλου. Εάν ο κατακόρυφος σύνδεσμος λαμβάνεται ως τμήμα του σχεδιασμού, απαιτήσεις και συστάσεις μπορεί να λαμβάνονται από τη FEMA267A.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10. Συμπεράσματα - Προτάσεις

Ένα μείζον πρόβλημα που απασχολεί τους μηχανικούς σχεδιασμού φορέων μεταλλικών κατασκευών είναι η αξιόπιστη συμπεριφορά της σύνδεσης δοκού – υποστύλωματος κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών συμβάντων. Με βάση τα σύγχρονα κριτήρια αντισεισμικής συμπεριφοράς των μεταλλικών κατασκευών, οι νέοι κώδικες, Ευρωπαϊκοί και Αμερικάνικοι, υπαγορεύουν σχεδιασμό με κριτήριο αρχής την μη κατάρρευση. Ο κόμβος της σύνδεσης δοκού – υποστύλωματος σε μια κατασκευή αποτελεί κρίσιμη περιοχή καθόσον εκεί αναπτύσσεται το υψηλό εντατικό και παραμορφωσιακό πεδίο. Η απομείωση των πελμάτων της δοκού έχει θετικά αποτελέσματα αφού οι επικίνδυνες τάσεις και παραμορφώσεις ωθούνται στην περιοχή της απομείωσης αφήνοντας την σύνδεση ανεπηρέαστη. Η μελέτη της ερευνητικής βιβλιογραφίας δείχνει ότι ένας μεγάλος αριθμός συνδέσεων RBS έχει εξεταστεί κάτω από ποικιλία συνθηκών από διαφορετικούς ερευνητές και φορείς ειδικά στη Β. Αμερική

Πιστεύεται ότι η εφαρμογή της RBS σύνδεσης μπορεί κάλλιστα να ενταχθεί στη πρακτική των Ευρωπαίων Μηχανικών, καθώς υπάρχει επαρκής πλέον τυποποίηση πρότυπων διατομών I. Απαιτείται προς τούτο εκτενής θεωρητική και πειραματική έρευνα με τη χρήση Ευρωπαϊκών Προτύπων, που όμως μπορεί κάλλιστα να βασιστεί – χωρίς όμως απλά να αντιγράψει – αντίστοιχα Αμερικανικά.

## 11. Βιβλιογραφία

ANSI/AISC 358-05, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction, 2005, Chicago, Illinois, USA.

AISC (2005a), AISC/ANSI 360-05, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

AISC (2005b), AISC/ANSI 341-05, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

ATC (1992), *Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures*, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

AWS (2004), AWS/ANSI D1.1, *Structural Welding Code — Steel*, American Welding Society, Miami, FL.

Barsom, J. and Korvink, S. (1998), "Effects of Strain Hardening and Strain Aging on the K-Region of Structural Shapes," Report No. SAC/BD-98/02, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Bartley, T. C. and Chambers, J. J. (2008). "State-of-the-art analysis of frames with reduced beam section connections." *Proc. Structures 2008: Crossing Borders*, ASCE, Canada, pp. 1-10.

Bertero, V. V., Krawinkler, H. and Popov, E. P. (1973). "*Further studies on seismic behavior of steel beam-to-column subassemblages.*" Report UCB/EERC-73-27, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, USA.

Canadian Institute of Steel Construction (CISC/ICCA, 2008, *Moment Connections for Seismic Applications*, Markham, Ontario, Canada.

Carter, C.J. (1999), "Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications," AISC Design Guide No. 13, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Carter, C. J. and Iwankiw, N. R. (1998). "Improved ductility in seismic steel moment frames with dogbone connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1-3), Paper Number 253.

Castellani, A., Castiglioni, C.A., Chesi, C., and Plumier, A. (1998), "A European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded Beam to Column Connections," Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on



the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, Vol. III-B, pp. 510–517, National Earthquake Hazards Reduction Program, Washington, DC.

Chambers, J. J., Almudhafar, S. and Stenger, F. (2003). “Effect of reduced beam section frame elements on stiffness of moment frames.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129(3), pp. 383-398.

Chan, S. L. and Chui, P.P.T. (2000). Non-Linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections, Elsevier Science Ltd., Kidlington, UK.

Chen, S.-J., Yeh, C. H. and Chu, J. M. (1996). “Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122(11), pp. 1292-1299.

Chen, S.-J. (1998). “Effects of floor slabs on the seismic behavior of steel beam-to-column connections with reduced beam section.” *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1-3), Paper Number 218.

Chen S.-J. and Chao, Y. C. (2001). “Effect of composite action on seismic performance of steel moment connections with reduced beam sections.” *Journal of Constructional Steel Research*, 57(4), pp. 417-434.

Chen, S.-J. and Tu, C.-T. (2004). “Experimental study of jumbo size reduced beam section connections using high-strength steel.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(4), pp. 582-587.

Chi, W.M., Deierlein, G. and Ingrassia, A. (1997), “Finite Element Fracture Mechanics Investigation of Welded Beam-Column Connections,” Report No. SAC/BD-97/05, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Chi, B. and Uang, C.-M. (2002). “Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(4), pp. 464-473.

Dumonteil, P. (2006). “In-Plane Properties and Modeling of Reduced Beam Sections.” *Engineering Journal*, AISC, 43(2), pp. 103-109.

Engelhardt, M.D. (1999), “The 1999 T.R. Higgins Lecture: Design of Reduced Beam Section Moment Connections,” Proceedings 1999 North American Steel Construction Conference, Toronto, Canada, pp. 1–1 to 1–29, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

Engelhardt, M.D., Fry, G., Jones, S., Venti, M. and Holliday, S. (2000), "Behavior and Design of Radius-Cut Reduced Beam Section Connections," Report No. SAC/BD-00/17, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Engelhardt, M. D. and Husain, A. S. (1993). "Cyclic-loading performance of welded flange – bolted web connections." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(12), pp. 3537-3550.

Engelhardt, M. D., Winnerberger, T., Zekany, A. I. and Potyraj, T. J. (1996). "The dogbone connection: Part II." *Modern Steel Construction*, AISC, 36(8), pp. 46-55.

Engelhardt, M. D., Winnerberger, T., Zekany, A. I. and Potyraj, T. J. (1998). "Experimental investigation of dogbone moment connections." *Engineering Journal*, AISC, 4<sup>th</sup> Quarter, pp. 128-139.

Eurocode 3 (Design of Steel Structures), Part 1.8 (EN 1993-1-8:2005). *Design of joints*. European Committee for Standardizations, Brussels.

FEMA 302 (1997), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 302, Part 1 — Provisions, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 350 (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 351 (2000), Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 352 (2000), Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 353 (2000), Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 355C (2000), State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 355D (2000), State of the Art Report on Connection Performance, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

- Gilton, C., Chi, B. and Uang, C.M. (2000), "Cyclic Response of RBS Moment Connections: Weak Axis Configuration and Deep Column Effects," Report No. SAC/BD-00/23, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- Gilton, C. S. and Uang, C.-M. (2002). "Cyclic response and design recommendations of weak-axis reduced beam section moment connections." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(4), pp. 452-463.
- Grubbs, K. V. (1997). "The Effect of the Dogebone Connection on the Elastic Stiffness of Steel Moment Frames." *MSc Thesis*, University of Texas at Austin.
- Han, S.-W., Moon, K.-H. and Stojadinovic, B. (2009). "Design equations for moment strength of RBS-B connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5), pp. 1087-1095.
- Hedayat, A. A. and Celikag, M. (2009). "Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), pp. 1413-1430.
- Iwankiw, R. N. and Carter, C. J. (1996). "The Dogbone: A new idea to chew on." *Modern Steel Construction*, AISC, 36(4), pp. 18-23.
- Iwankiw, R. N. (1997). "Ultimate strength considerations for seismic design of the reduced beam section (internal plastic hinge)." *Engineering Journal*, AISC, 34(1), pp. 3-16.
- Iwankiw, N. and Mohamadi, J. (2004). "Elastic In-Plane Stiffness for a Circular Cut Reduced Beam Section." *Engineering Journal*, ASIC, 41(1), pp. 23-36.
- Iwankiw, N. and Zoruba, S. (2002). "Steel moment frames: resolution of recent seismic detailing and material shape issues." *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), pp. 495-510.
- Iwankiw, N. (2004). "Seismic design enhancements and the reduced beam section detail for steel moment frames." *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, ASCE, 9(2), pp. 87-92.
- Jin, J. and El-Tawil, S. (2005). "Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 61(4), pp. 453-471.
- Jones, S. L., Fry, G. T. and Engelhardt, M. D. (2002). "Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(4), pp. 441-451.

- Kim, K.-D. and Engelhardt, M. D. (2007). "Nonprismatic beam element for beams with RBS connections in steel moment frames." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 133(2), pp. 176-184.
- Kitjasateanphun, T., Shen, J., Srivanich, W. and Hao, H. (2001). "Inelastic analysis of steel frames with reduced beam sections." *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(4), pp. 231-244.
- Kochalski, G. and Ericksen, J. (2007). "Prequalified seismic moment connections." *Modern Steel Construction*, AISC, January, pp. 52-57.
- Lee, C.-H., Jeon, S.-W., Kim, J.-H. and Uang, C.-M. (2005). "Effects of panel zone strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(12), pp. 1854-1865.
- Lee, C.-H. and Kim, J.-H. (2007). "Seismic design of reduced beam section steel moment connections with bolted web attachment." *Journal of Constructional Steel Research*, 63(4), pp. 522-531.
- Lee, C.H., Kim, J.H., Jeon, S.W., and Kim, J.H. (2004), "Influence of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections," Proceedings of the CTBUH 2004 Seoul Conference — Tall Buildings for Historical Cities, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Bethlehem, PA.
- Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010). "Seismic performance of the Accordion-Web RBS Connection." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), pp. 277-288.
- Moore, K.S., Malley, J.O., and Engelhardt, M.D. (1999). "Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections." *Steel TIPS, Structural Steel Educational Council*, Moraga, CA.
- Mortensen, B., Chambers, J., and Bartley, T. (2008). "Reduced Beam Section Spring Constants." *Engineering Journal*, AISC, 45(2), pp. 107-116.
- Moslehi Tabar, A. and Deylami, A. (2005). "Instability of beams with reduced beam section moment connections emphasizing the effect of column panel zone ductility." *Journal of Constructional Steel Research*, 61(11), pp. 1475-1491.
- Okahashi, Y. (2003), "Reduced Beam Section Connection without Continuity Plates," M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Utah.

- Pahoumis, D. T., Galoussis, E. G., Kalfas, C. N. and Christitsas, A. D. (2009). "Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation." *Engineering Structures*, 21(1), pp. 216-223.
- Plumier, A. (1990). "New Idea for Safe Structures in Seismic Zones." *Proc. IABSE Symposium – Mixed Structures Including New Materials*, Brussels, Belgium, pp. 431-436.
- Plumier, A. (1997). "The Dogbone: Back to the Future." *Engineering Journal*, AISC, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 61-67.
- Popov, E. P., Bertero, V. V. and Chandramouli, S. (1975). "Hysteretic Behavior of steel beam-to-column subassemblages." *Report UCB/EECR-75-11*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, USA.
- Popov, E.P., Yang, T.S. and Chang, S.P. (1998), "Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake," International Conference on Advances in Steel Structures, Hong Kong, December 11–14, 1996. Also in: *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 12, pp.1030–1038, Elsevier Science Publishers, London, England.
- Popov, E. and Tsai, K.C. (1989), "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads," *Engineering Journal*, Vol. 12, pp. 51–60, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- Ricles, J. M., Zhang, X., Fisher, J. W. and Lu, L. W. (2004). "Seismic performance of deep column-to-beam welded reduced beam section moment connections." *Proc. 5<sup>th</sup> International Workshop Connections in Steel Structures V: Behaviour, Strength and Design*, Amsterdam, The Netherlands, 2-4 June, pp. 211-222.
- Ricles, J.M., Zhang, X., Lu, L.W., and Fisher, J. (2004), "Development of Seismic Guidelines for Deep Column Steel Moment Connections," ATLSS Report No. 04-13, Lehigh University, Bethlehem, PA. RSSC (2004), Specification for Structural Joints Using ASTM A325 and A490 Bolts, Research Council on Structural Connections, Chicago, IL.
- Shen, J., Kitjasateanphun, T. and Srivanich, W. (2000). "Seismic performance of steel moment frames with reduced beam sections." *Engineering Structures*, 22(8), pp. 968-983.

- Shen, J., Astaneh-Asl, A. and McCallen, D. B. (2002). "Use of deep columns in special steel moment frames." *Steel Tips, Structural Steel Education Council*, American Institute for Steel Construction, Inc.
- Shen, J., Kitjasateanphun, T. and Srivanich, W. (2000), "Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 22, Elsevier Science Publishers, London, England.
- Suita, K., Tamura, T., Morita, S., Nakashima, M. and Engelhardt, M.D. (1999), "Plastic Rotation Capacity of Steel Beam-to-Column Connections Using a Reduced Beam Section and No Weld Access Hole Design — Full Scale Tests for Improved Steel Beam-to-Column Subassemblies — Part 1," *Structural Journal*, Architectural Institute of Japan, No. 526, pp. 177–184, December 1999 (in Japanese).
- Tremblay, R., Tchegotarev, N. and Filiatrault, A. (1997). "Seismic Performance of RBS Connections for Steel Moment Resisting Frames: Influence of Loading Rate and Floor Slab." *Proc. Stessa 97*, August 4-7, Kyoto, Japan, pp. 664-671.
- Tsai, K.C., Chen, W.Z. and Lin, K.C. (1999), "Steel Reduced Beam Section to Weak Panel Zone Moment Connections," *Proceedings: Workshop on Design Technologies of Earthquake- Resistant Moment-Resisting Connections in Steel Buildings*, May 17–18, 1999, Taipei, Taiwan (in Chinese).
- Uang, C.-M. and Chi, B. (2000). "Cyclic response and design recommendations of RBS moment connections with deep columns." *Proc. 4<sup>th</sup> International Workshop on Connections in Steel Structures (Connections IV)*, Raonake, VA, USA, 22-25 October, pp. 287-296.
- Uang, C.-M. and Fan, C.-C. (2001). "Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam sections." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(9), pp. 1021-1027.
- Uang, C.M. and Richards, P. (2002), "Cyclic Testing of Steel Moment Connections for East Tower of Hoag Memorial Hospital Presbyterian," *Third Progress Report*, University of California, San Diego, CA.
- Yu, Q.S., Gilton, C. and Uang, C.M. (2000), "Cyclic Response of RBS Moment Connections: Loading Sequence and Lateral Bracing Effects," *Report No. SAC/BD-00/22*, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, 2000.
- Zekioglu, A., Mozaffarian, H., Chang, K.L., Uang, C.M. and Noel, S. (1997), "Designing after Northridge," *Modern Steel Construction*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

Zekioglu, A., Mozaffarian, H. and Uang, C.M. (1997), "Moment Frame Connection Development and Testing for the City of Hope National Medical Center," Building to Last — Proceedings of Structures Congress XV, ASCE, Portland, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Zhang, X. and Ricles, J. M. (2006a). "Experimental evaluation of reduced beam section connections to deep columns." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(3), pp. 346-357.

Zhang, X. and Ricles, J. M. (2006b). "Seismic behavior of reduced beam section moment connections to deep columns." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(3), pp. 358-367.