

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Πολυτεχνική Σχολή



Πανεπιστήμιο
Θεσσαλίας

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΕΡΓΟ: Θεωρητική - Παραμετρική
Διερεύνηση και Βελτιστοποίηση της
Σεισμικής Ενίσχυσης Συμβατικών
Κτιριακών Κατασκευών με Φέροντα
Οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με
Πυλωτή μέσω μη έκκεντρων Χαλύβδινων
Χιαστών Συνδέσμων Δυσκαμψίας

ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΠΡΟΟΔΟΥ

Επιστημονικός Υπεύθυνος:

Δημήτρης Σ. Σοφιανόπουλος

Επίκουρος Καθηγητής

Κωδικός Έργου (Επιτροπής Ερευνών ΠΘ):

4077

Φορέας Χρηματοδότησης:

Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού
και Προστασίας

Βόλος, Αύγουστος 2012

<u>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</u>	<u>σελίδα</u>
ΕΙΣΑΓΩΓΗ: ΣΚΟΠΟΣ, ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ	3
ΜΕΡΟΣ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	5
1.1. Γενικά – Σημειολογία	5
1.2. Συμπεριφορά μεμονωμένων χαλύβδινων συνδέσμων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση – προσομοιώματα	5
1.3. Σεισμική συμπεριφορά πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με συνδέσμους από χάλυβα	20
1.4. Γενικές πληροφορίες περί σεισμικής ενίσχυσης κτιρίων από ΟΣ	38
1.5. Χρήσιμες εργασίες για χαλύβδινα Χ-ενισχυμένα πλαίσια	41
1.6. Τοιχοπληρωμένα κτίρια με Φ.Ο. από οπλισμένο σκυρόδεμα	44
1.7. Συμπεράσματα	47
ΜΕΡΟΣ 2: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	49
2.1. Συμπεριφορά και προσομοίωση χαλύβδινων Χ-συνδέσμων	49
2.2. Προσομοίωση της Τοιχοπλήρωσης	55
2.3. Γενικές Παρατηρήσεις επί της Παραμετρικής Μελέτης	56
2.4. Απλό Πλαίσιο (μη τοιχοπληρωμένο – «γυμνό»)	58
2.5. Πλήρως Τοιχοπληρωμένο Πλαίσιο	59
2.6. Πλαίσιο με Πυλωτή	59
2.7. Ενισχυμένο Πλαίσιο	59
2.8. Περιγραφή των πλαισιωτών κατασκευών από ΟΣ που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη	63
2.9. Σεισμικές Διεγέρσεις	
2.10. Αποτελέσματα Παραμετρικών Αναλύσεων	66
2.11. Αναλυτική Πρόβλεψη της Πειραματικής Απόκρισης ενός Μοντέλου Απλού Πλαισίου	71
ΜΕΡΟΣ 3: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ – ΥΛΟΠΟΙΗΘΕΝ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	74
3.1. Γενικά Χαρακτηριστικά – Επισημάνσεις	74

3.2.	<i>Δοκιμές Υλικού</i>	76
3.3.	<i>1^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (L20x3 διαγώνια μέλη)</i>	77
3.3.1.	<i>Προκαταρκτικός Σχεδιασμός</i>	77
3.3.2.	<i>Διάταξη Οργάνων Μέτρησης</i>	81
3.3.3.	<i>Πειραματικά Αποτελέσματα</i>	82
3.4.	<i>2^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (2L 20x3/5)</i>	90
3.4.1.	<i>Προκαταρκτικός Σχεδιασμός</i>	90
3.4.2.	<i>Διάταξη Οργάνων Μέτρησης</i>	93
3.4.3.	<i>Πειραματικά Αποτελέσματα</i>	94
3.5.	<i>3^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (L 25x3)</i>	102
3.5.1.	<i>Προκαταρκτικός Σχεδιασμός</i>	102
3.5.2.	<i>Διάταξη Οργάνων Μέτρησης</i>	104
3.5.3.	<i>Πειραματικά Αποτελέσματα</i>	105
3.6.	<i>Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα και σχολιασμός</i>	114
	ΜΕΡΟΣ 4: ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	118
4.1.	<i>Φιλοσοφία προτεινόμενης επέμβασης</i>	119
4.2.	<i>Προτεινόμενες τιμές των δεικτών α και β</i>	119
4.3.	<i>Σχεδιασμός και λεπτομέρειες συνδέσεων του συστήματος</i>	
	<i>Χ-συνδέσμων στην πυλωτή</i>	120
	ΜΕΡΟΣ 5: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	121
5.1.	<i>Κύριες Αναφορές</i>	121
5.2.	<i>Συμπληρωματικές Αναφορές</i>	126

ΕΙΣΑΓΩΓΗ: ΣΚΟΠΟΣ, ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΔΙΑΦΘΡΩΣΗ

Η παρούσα Τελική Έκθεση του Έργου με θέμα «Θεωρητική - Παραμετρική Διερεύνηση και Βελτιστοποίηση της Σεισμικής Ενίσχυσης συμβατικών Κτιριακών Κατασκευών με Φέροντα Οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Πυλωτή μέσω μη έκκεντρων Χαλύβδινων Χιαστών Συνδέσμων Δυσκαμψίας (concentric – X-braces)», αφορά την λεπτομερή παράθεση των ενεργειών και των αποτελεσμάτων της έρευνας, η οποία διεξήχθη στα πλαίσια αυτού.

Πιο συγκεκριμένα, αντικείμενο του εν λόγω προγράμματος – μελέτης είναι η αξιολόγηση μέσω θεωρητικών και παραμετρικών αναλύσεων της επίδρασης και της βιωσιμότητας της χρήσης μη έκκεντρων χαλύβδινων X-συνδέσμων δυσκαμψίας, ώστε να αφαιρεθεί (ή να μειωθεί αισθητά) η σεισμική τρωτότητα πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (ΟΣ) με πυλωτή, κατασκευασμένων κύρια πριν το 1985, τα οποία αποτελούν μεγάλο μέρος του δομικού συστήματος υφιστάμενων κτιρίων από ΟΣ στην Ελλάδα. Προς τούτο, μετά από λεπτομερή βιβλιογραφική ανασκόπηση, το Έργο ουσιαστικά υλοποιήθηκε σε τρία στάδια, που έχουν ως εξής:

(α) Παραμετρική μελέτη με σκοπό τον προσδιορισμό του εύρους δυσκαμψίας και αντοχής που συνεισφέρει η παρουσία X-συνδέσμων από χάλυβα (χωρίς εκκεντρότητα) στη συνολική απόκριση πλαισίων από ΟΣ με πυλωτή. Αυτή πραγματοποιήθηκε μέσω του ειδικού λογισμικού RUAUMOKO, όπως αναλυτικά θα περιγραφεί στη συνέχεια.

(β) Πειραματική διερεύνηση ενός μικρής κλίμακας πλαισίου σχήματος Π από οπλισμένο σκυρόδεμα και τριών ίδιας γεωμετρίας πλαισίων ενισχυμένων με διαφορετικές μεταξύ τους διατάξεις X-συνδέσμων, αλλά με βάση τα αποτελέσματα της παραμετρικής μελέτης αλλά με την ίδια εν γένει φιλοσοφία σχεδιασμού.

(γ) Τεκμηριωμένες προτάσεις προς τον ΟΑΣΠ για αξιοποίηση των αποτελεσμάτων του ερευνητικού Έργου και πιθανή ενσωμάτωση τους στον ΚΑΝΕΠΕ.

Επίσης, εν παραλλήλω, έχει ολοκληρωθεί το μεγαλύτερο μέρος συγγραφής σχετικού άρθρου για δημοσίευση, το οποίο αναμένεται να υποβληθεί για πιθανή δημοσίευση τις αρχές του νέου Ακαδημαϊκού έτους.

Από πλευράς διάρθρωσης, η παρούσα Έκθεση επιμερίζεται σε πέντε Μέρη ως ακολούθως:

Μέρος 1	:	Βιβλιογραφική Ανασκόπηση
Μέρος 2	:	Παραμετρική Μελέτη ¹
Μέρος 3	:	Πειραματική Διερεύνηση – Υλοποιηθέν Πρόγραμμα
Μέρος 4	:	Τελικές Προτάσεις
Μέρος 5	:	Βιβλιογραφία

Σημείωση: Τα Μέρη 1 – 3 αποτελούν κατ’ ουσία τον Επιστημονικό Απολογισμό και τις ενέργειες που έλαβαν χώραν εκ μέρους της Ερευνητικής Ομάδας για την υλοποίηση του Έργου

¹ Μετά την προμήθεια του λογισμικού RUAUMOKO

ΜΕΡΟΣ 1: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

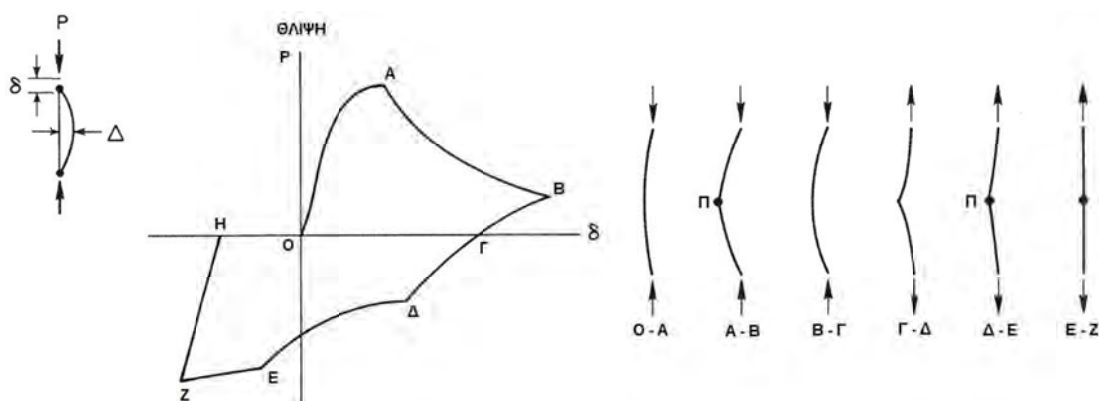
1.1. Γενικά – Σημειολογία

Παρατίθεται λεπτομερής και διεξοδική ανασκόπηση της μέχρι στιγμής υπάρχουσας διεθνούς βιβλιογραφίας, σχετικής με το αντικείμενο του Έργου. Η βιβλιογραφία αυτή δίδεται στο τέλος της παρούσας Έκθεσης και κάθε αναφορά μνημονεύεται αριθμητικά εντός αγκυλών σε μορφή εκθέτη.

1.2. Συμπεριφορά μεμονωμένων χαλύβδινων συνδέσμων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση – προσομοιώματα^[1,8,12,17,26,48]

Η πρώτη συστηματική αναφορά της υφιστάμενης βιβλιογραφίας περί της συμπεριφοράς **χαλύβδινων** πλαισιακών κατασκευών με συνδέσμους (steel braced frame structures) υπό ανακυκλιζόμενη διέγερση οφείλεται στον αείμνηστο **E.Porop** και τους συνεργάτες του^[1]. Πρωτίστως, σε ότι αφορά το αντικείμενο του παρόντος ερευνητικού Έργου, το ενδιαφέρον εστιάζεται στο περιεχόμενο των όσων κατέγραψαν οι **Porop et al** με θέμα την συμπεριφορά μεμονωμένων ευθύγραμμων λυγηρών μελών και δευτερευόντως σε κάποιες χαρακτηριστικές παρατηρήσεις τους περί της απόκρισης των ενισχυμένων πλαισίων, δοθείσας και της χρονολογίας δημοσίευσής τους (1976).

Πιο συγκεκριμένα, μέχρι τη χρονολογία αυτή, η κυκλική συμπεριφορά των μεμονωμένων ως άνω μελών είχε μελετηθεί τόσο αναλυτικά όσο και πειραματικά. Τα αποτελέσματα των μελετών αυτών κατέδειξαν επίμονα μια γενική σχέση δύναμης – παραμόρφωσης του τύπου που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.1.



Σχήμα 1.1. Τυπική καμπύλη φορτίου – παραμόρφωσης λυγηράς ράβδου

Η απόκριση αυτή υποδεικνύει με έμφαση ότι η πλαστική στρόφη είναι συγκεντρωμένη σε μια περιοχή περί το μέσο του μέλους, που ορίζεται ως σημείο Π

στο παραπάνω Σχήμα. Για σκοπούς θεωρητικής ανάλυσης αυτή η γενική απόκριση μπορεί να κατακερματισθεί σε διάφορες ζώνες. Η πρώτη από αυτές, $O - A$, γεννάται μέσω μονοτονικής επιβολής θλιπτικής παραμόρφωσης σε έναν στύλο και η σχετική συμπεριφορά θα εξαρτηθεί από τη λυγηρότητα και τις αρχικές ατέλειες του μέλους. Για ένα ιδεατά ευθύγραμμο λυγηρό μέλος είναι θεωρητικά πιθανό να αποκτηθεί μια γραμμική αύξηση του δ όταν το αξονικό φορτίο αυξάνεται. Λόγω παρουσίας ατελειών όμως, σε πραγματικά μέλη υπάρχει πάντοτε μια μικρή αρχική καμπτική παραμόρφωση, οπότε η αύξηση του δ καθίσταται έντονα μη γραμμική όσο το φορτίο πλησιάζει την τιμή του φορτίου ελαστικού λυγισμού του Euler. Για τέτοιες τιμές του φορτίου, η πλευρική μετατόπιση Δ στο μέσο του μέλους συνεχίζει να αυξάνει ενώ το θλιπτικό φορτίο παραμένει πρακτικά σταθερό. Για ιδεατά ελαστικά μέλη το εύρος της περιοχής σχεδόν σταθερής θλιπτικής αντοχής είναι πολύ μεγάλο. Για όλκιμα όμως μέλη, η αστάθεια λαμβάνει χώρα σε κάποιο σημείο – έστω A – το οποίο εξαρτάται από τη γεωμετρία του μέλους και τις μηχανικές ιδιότητες του υλικού κατασκευής του. Στο σημείο απώλειας της ευστάθειας, το Δ αυξάνει ραγδαία με αποτέλεσμα να διαρρεύσει το μέσο του μέλους λόγω μεγάλων καμπτικών παραμορφώσεων.

Η 2η χαρακτηριστική ζώνη $A - B$ του Σχήματος 1.1, κυριαρχείται από την ανελαστική κάμψη του μέλους λόγω ροπών $P - \Delta$, οι οποίες προκαλούνται από το θλιπτικό φορτίο P . Το μέγεθος του μειώνεται μονοτονικά καθώς αυξάνεται η παραμόρφωση, και τούτο καθόσον οι ροπές $P - \Delta$ δεν είναι δυνατόν να υπερβούν τη πλαστική ροπή αντοχής του μέλους. Η ζώνη $A - B$ χαρακτηρίζεται από πολύ μεγάλες πλευρικές μετατοπίσεις του μέσου του μέλους και από μεγάλη ανελαστική καμπυλότητα στη κεντρική αυτή περιοχή. Η κυκλική αντιστροφή φαίνεται ότι συμβαίνει στο σημείο B , όπου το θλιπτικό φορτίο μειώνεται. Αμέσως μετά τη μείωση του, το μέρος του μέλους που έχει παραμορφωθεί ανελαστικά θα αρχίσει και πάλι να συμπεριφέρεται ελαστικά.

Η 3η ζώνη $B - \Gamma$ αντιστοιχεί σε ελαστική αποφόρτιση του μέλους. Η κλίση της ζώνης αυτής είναι πολύ μικρότερη αυτής της παρθενικής ελαστικής καμπύλης, λόγω της μεγάλης μόνιμης πλευρικής εκτροπής του μέσου του μέλους, με αποτέλεσμα μια μάλλον καμπυλωμένη παρά ευθύγραμμη μορφή του.

Η 4η ζώνη $\Gamma - \Delta$ αναπαριστά συνεχιζόμενη ελαστική κάμψη με το μέλος να επιμηκύνεται ενώ επιβάλλεται μειούμενο εφελκυστικό φορτίο. Η πλευρική εκτροπή Δ μειώνεται σημαντικά στην 3η και 4η ζώνη και η μείωση αυτή είναι κυρίως ελαστική. Οφείλεται δε λόγω μείωσης των ροπών $P - \Delta$, που προκαλείται από τη

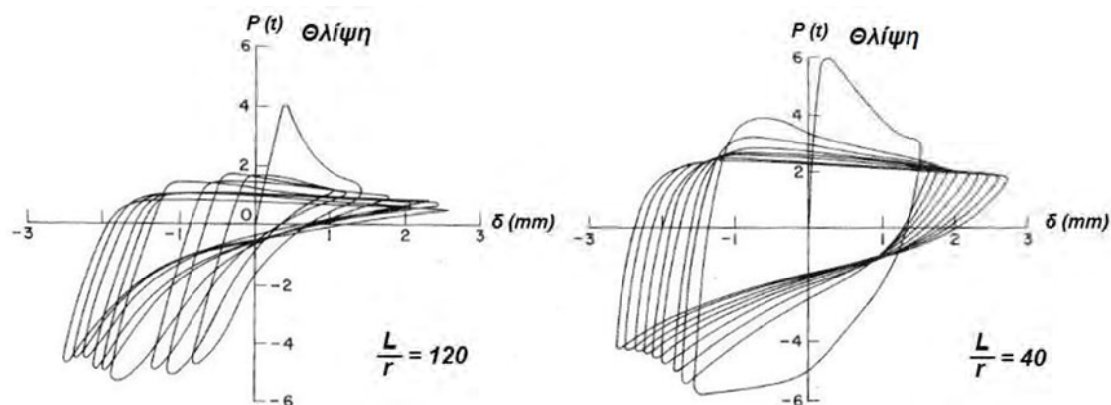
μείωση του θλιπτικού φορτίου, αλλά και από την αλλαγή πρόσημου των ροπών αυτών λόγω επιβολής εφελκυσμού. Λόγω του γεγονότος αυτού η ανελαστική ροπή μερικά επανα - ευθυγραμμίζει το μέλος, ενώ αυτό επιμηκύνεται. Οι εφελκυστικές ροπές $P - \Delta$ σταδιακά μειώνεται καθώς η ράβδος ισιώνει οπότε το εφελκυστικό φορτίο που απαιτείται για τη διαρροή πρέπει να μειώνεται. Κατά συνέπεια, η 5η ζώνη $\Delta - E$ διαθέτει ένα μονοτονικά μειούμενο εφελκυστικό φορτίο καθώς το μέλος επιμηκύνεται.

Στο σημείο E το μέλος έχει καταστεί πλήρως ευθύγραμμο. Αν η εφελκυστική δύναμη αφαιρείτο στο σημείο αυτό, το μέλος θα παρέμενε ουσιαστικά ευθύγραμμο και θα διέθετε λίγο μεγαλύτερο μήκος από το αρχικό του. Οι εσωτερικές πλαστικές ροπές είναι σχεδόν μηδενικές όσο προσεγγίζεται το σημείο E και οποιαδήποτε επιμήκυνση μετά το σημείο αυτό είναι πλήρως πλαστική μονοαξονική, που συνδέεται με την 6η ζώνη $E - Z$. Η εν λόγω ζώνη χαρακτηρίζεται από σχεδόν σταθερό εφελκυστικό φορτίο P με αυξανόμενη την επιμήκυνση δ (για ένα ελαστικό - ιδεατά πλαστικό υλικό) ή από αυξανόμενο εφελκυστικό φορτίο P με αυξανόμενη την επιμήκυνση δ (για ένα υλικό με κράτυνση). Στο σημείο Z πραγματοποιείται εκ νέου αντιστροφή του φορτίου. Έτσι, η τελευταία ζώνη $Z - H$ συνιστά ελαστική αποφόρτιση. Η επιμήκυνση θα μειώνεται γραμμικά με αυξανόμενο το εφελκυστικό φορτίο και η κλίση είναι ουσιαστικά ίδια με αυτή της παρθενικής ελαστικής καμπύλης.

Το Σχήμα 1.1 αναπαριστά συνεπώς μια γενικευμένη μορφή ενός μεμονωμένου κύκλου φόρτισης επί ενός ενισχυτικού μέλους (brace). Οι επόμενοι κύκλοι θα διαθέτουν τα ίδια γενικά χαρακτηριστικά. Όμως, η αριθμητική σχέση μεταξύ του αξονικού φορτίου P και της αξονικής παραμόρφωσης δ μπορεί να υποστεί σημαντικές αλλαγές σε επόμενους κύκλους φόρτισης. Η πρώτη των αλλαγών αυτών έγκειται στη μετατόπιση της αρχής έναρξης των επόμενων κύκλων σε μια νέα θέση στο επίπεδο $P - \delta$, η οποία οφείλεται σε μόνιμη μονοαξονική επιμήκυνση στο τέλος του προηγούμενου κύκλου. Η δεύτερη αλλαγή έγκειται στο ότι οι μέγιστες απόλυτα τιμές (peak magnitudes) του αξονικού φορτίου P μπορεί να είναι σημαντικά διαφορετική για τις διάφορες ζώνες των επόμενων κύκλων. Ένας λόγος για αυτό είναι ότι η επιρροή Bauschinger μειώνει τη φαινόμενη τάση διαρροής του υλικού σε επόμενους κύκλους. Άλλος ένας λόγος είναι το γεγονός ότι το μέλος πρώτα καμπυλώθηκε πλαστικά και μετά έγινε πάλι ευθύγραμμο εκ νέου πλαστικά. Άρα, λόγω της ιστορίας παραμόρφωσης δεν αναμένεται το μέλος να είναι τόσο

ευθύγραμμο όσο ήταν στο πρώτο κύκλο φόρτισης. Η ιστορία αυτή και το φαινόμενο Bauschinger μπορούν συνεπώς να μειώσουν κατά πολύ τα κρίσιμα φορτία λυγισμού και τη μεταλυγισμική συμπεριφορά του μέλους σε επόμενους κύκλους.

Τα αποτελέσματα πειραμάτων ανακυκλιζόμενης φόρτισης μεμονωμένων ενισχυτικών μελών, που παρατίθενται στην εργασία των Popov et al, κατέδειξαν τα ίδια γενικά χαρακτηριστικά με αυτά που περιγράφηκαν ανωτέρω σε σχέση με το Σχήμα 1.1. Τυπικά τέτοια αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 1.2.



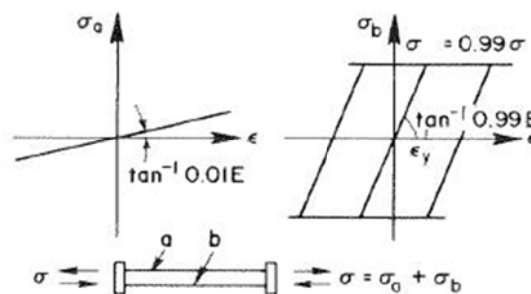
Σχήμα 1.2. Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης ράβδων με διαφορετικές λυγηρότητες

Από τα αποτελέσματα αυτά εξήχθησαν ορισμένα πολύ σημαντικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά των ράβδων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, τα οποία θα ληφθούν υπόψη στο παρόν ερευνητικό Έργο, και έχουν ως εξής:

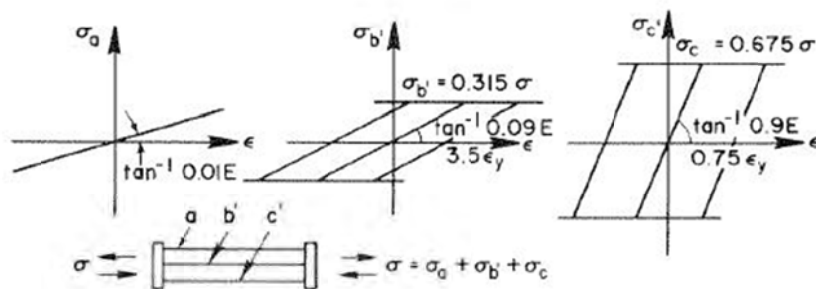
- Μπορούν να αποκτηθούν ευσταθείς βρόγχοι υστέρησης (καμπύλες $P - \delta$) αν η λυγηρότητα του μέλους είναι μικρότερη περίπου από την τιμή 30. Τέτοιοι κύκλοι είναι αυτοί για τους οποίους η μέγιστη θλιπτική αντοχή του μέλους κατά τον πρώτο κύκλο παραμένει ίδια και για τους επόμενους.
- Η παραμένουσα καμπτική παραμόρφωση όντως συσσωρεύεται καθώς οι κύκλοι φόρτισης αυξάνουν, οπότε η μέγιστη θλιπτική αντοχή μειώνεται σταδιακά αν η λυγηρότητα του μέλους υπερβεί την τιμή 40.
- Υπάρχει ταχεία πτώση της μεταλυγισμικής αντοχής για μεμονωμένα μέλη με φορτία λυγισμού περίπου ίσα με το φορτίο ελαστικού λυγισμού του Euler.
- Η δυσκαμψία της ζώνης θλιπτικής αποφόρτισης (δηλαδή η κλίση της ζώνης B – Γ του Σχήματος 1.1) αυξάνεται καθώς η λυγηρότητα μειώνεται, ενώ μειώνεται καθώς αυξάνεται το μέγεθος της αξονικής μετατόπισης δ .

Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζουν και τα δύο αναλυτικά μοντέλα προσομοίωσης που παρατίθενται στην εργασία των Popov et al, καθώς αποτελούν

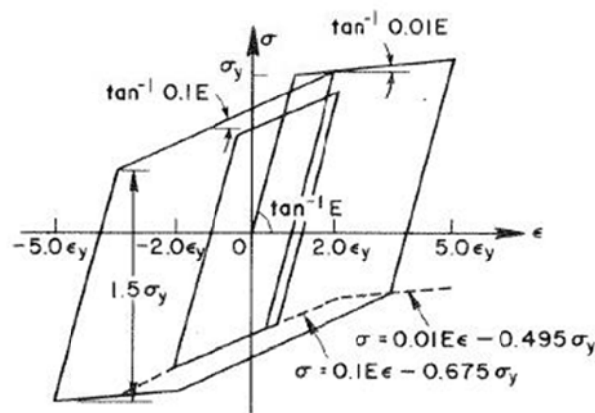
πρωτοπόρες προσεγγίσεις, επί των οποίων βασίστηκαν νεώτερα ευρήματα, τα οποία θα σχολιαστούν στη συνέχεια. Πρόκειται αφ' ενός μεν για το καλούμενο μοντέλο Bauschinger, οι καμπύλες υστέρησης του οποίου παρατίθενται στο Σχήμα 1.3, καθώς και το γνωστό μοντέλο Ramberg – Osgood. Αμφότερα τα μοντέλα, συγκρινόμενα με πειραματικά αποτελέσματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης λυγερών ράβδων, επέδειξαν πολύ καλή δυνατότητα πρόβλεψης της πραγματικής συμπεριφοράς, όπως καταδεικνύεται στο Σχήμα 1.4.



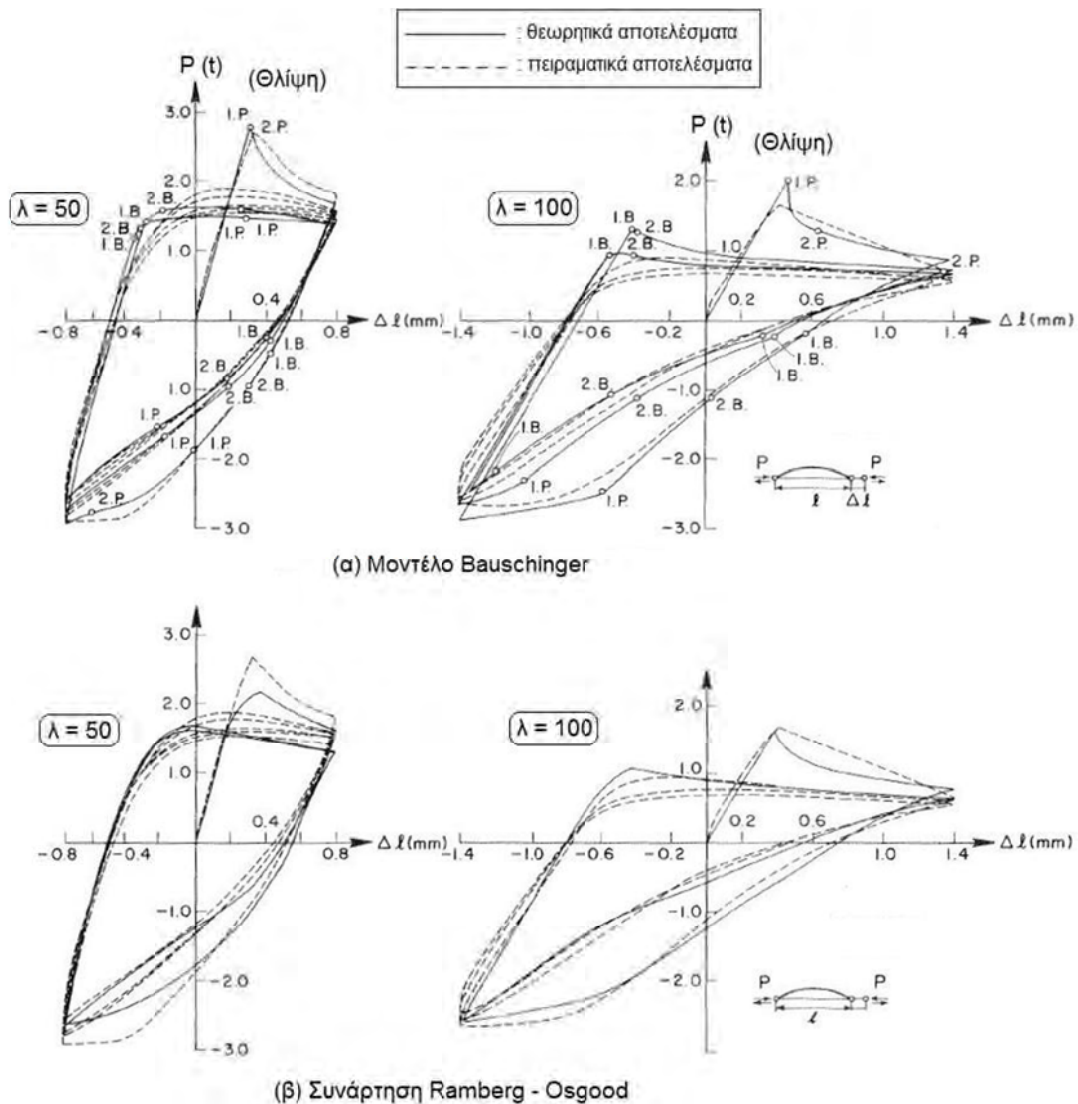
(α) Αρχικό Μοντέλο



(β) Επακόλουθο μοντέλο



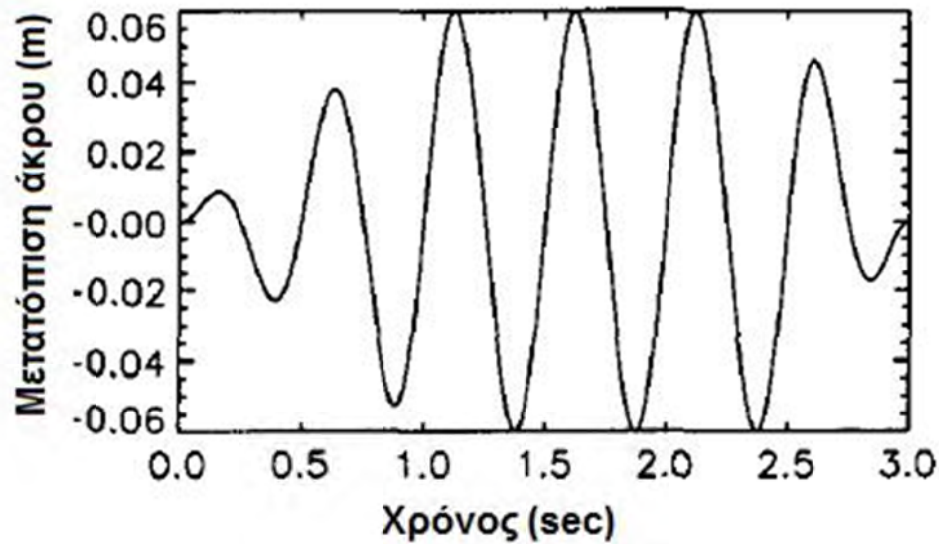
Σχήμα 1.3. Υστερητικοί βρόγχοι του μοντέλου Bauschinger



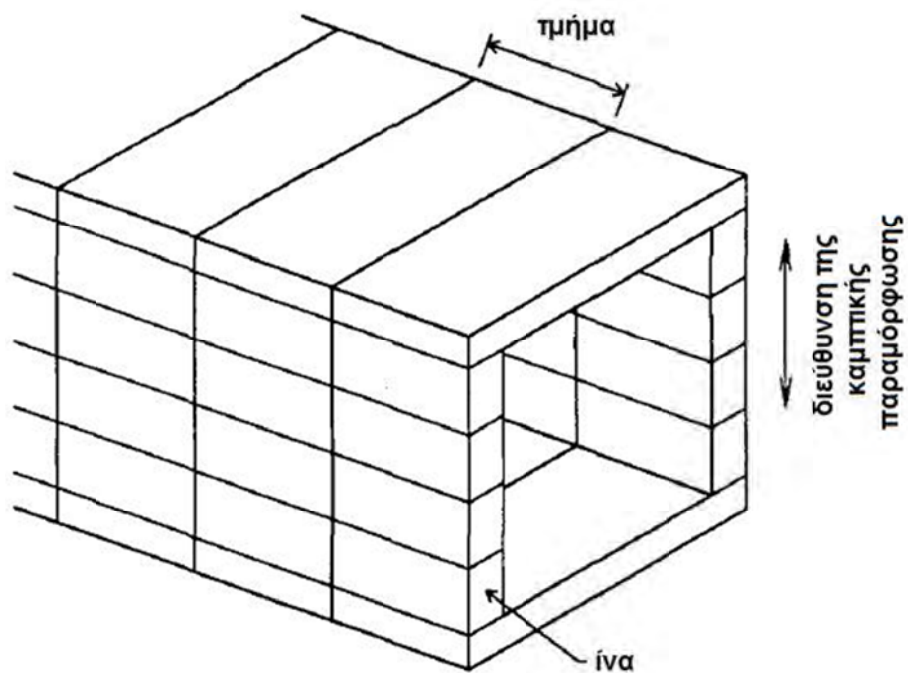
Σχήμα 1.4. Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων για λυγρές ράβδους με τις προβλέψεις του μοντέλου Bauschinger (α) και της συνάρτησης Ramberg – Osgood (β)

Περισσότερο από μια δεκαετία αργότερα (1998) οι **Gan** και **Hall**^[8] μελέτησαν τη μη γραμμική στατική και δυναμική απόκριση μεμονωμένων χαλύβδινων ράβδων ενίσχυσης (individual steel braces) υπό ανακυκλιζόμενη μετατόπιση των άκρων τους μέσω ενός μοντέλου δοκού – στύλου τύπου ίνας (fiber-type beam-column model), το οποίο χρησιμοποιεί έναν ρεαλιστικό νόμο τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων και περιλαμβάνει την επιρροή μεγάλων μετατοπίσεων, κράτυνσης, σταδιακής εξάπλωσης της διαρροής, και κατάλληλης αλληλεπίδρασης μεταξύ αξονικής και καμπτικής διαρροής. Η μελέτη αυτή θεώρησε μέλη με τετραγωνική κοίλη διατομή διαφόρων μεγεθών και συνθηκών στήριξης και εστιάστηκε στην επιρροή της εσωτερικής αδράνειας καθώς και στο μέγεθος και την κατανομή των παραμορφώσεων ίνας (fiber strain) στα μέλη. Η ακολουθία της

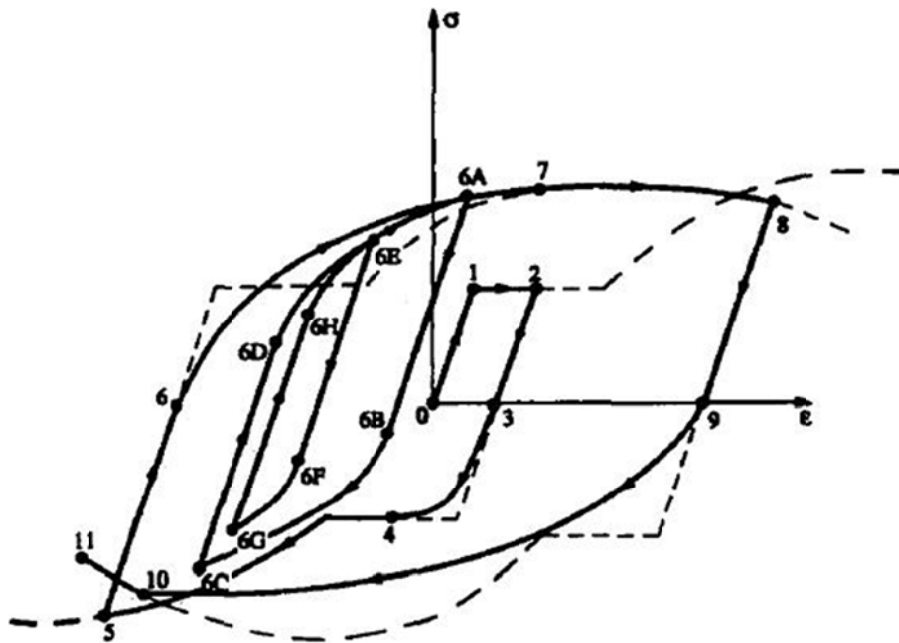
ανακυκλιζόμενης αξονικής μετατόπισης που επιβλήθηκε στο ένα άκρο κάθε μέλους φαίνεται στο Σχήμα 1.5, η αναπαράσταση κατάτμησης και ινών του τετραγωνικού κοίλου μέλους για επίπεδη κάμψη στο Σχήμα 1.6 και η καμπύλη φόρτισης για το μοντέλο ίνας στο Σχήμα 1.7.



Σχήμα 1.5. Ακολουθία ανακυκλιζόμενης αξονικής μετατόπισης του ενός άκρου του μέλους



Σχήμα 1.6. Κατάτμηση και αναπαράσταση μέσω ινών του τετραγωνικού κοίλου μέλους για επίπεδη κάμψη



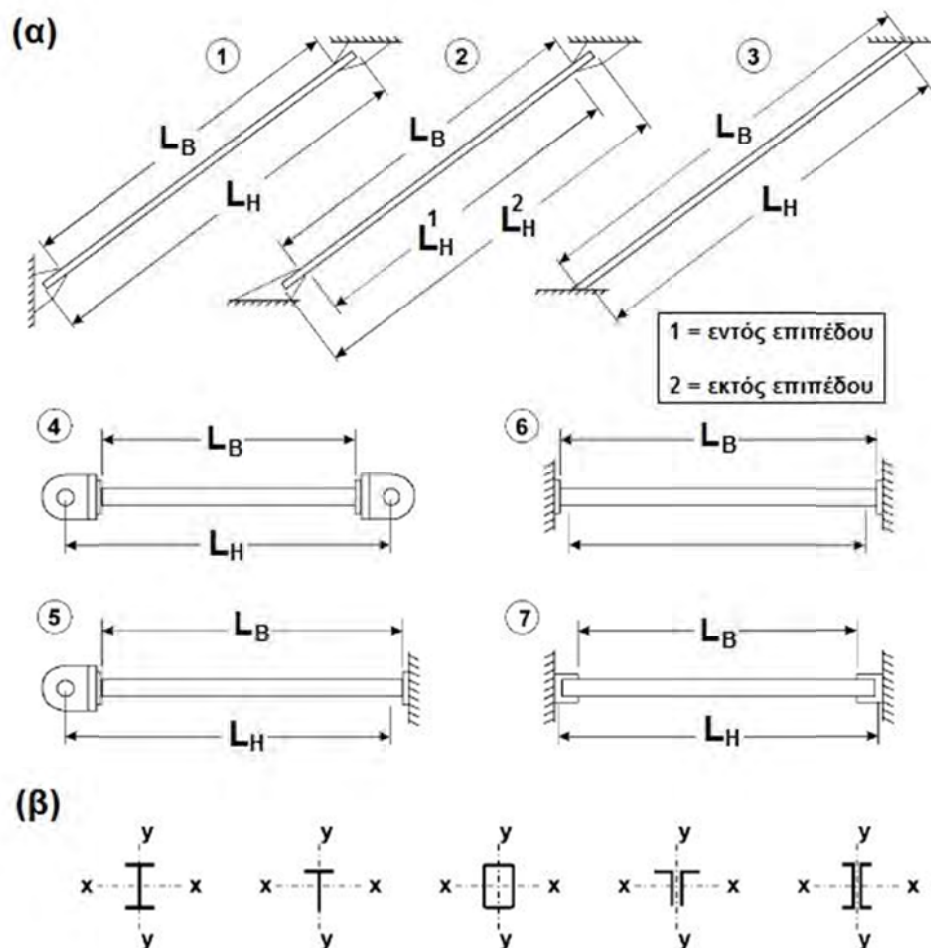
Σχήμα 1.7. Καμπύλη ανακυκλιζόμενης φόρτισης τάσης – παραμόρφωσης για το μοντέλο ίνας

Αφού τονιστεί ότι στην εν λόγω μελέτη δεν λήφθηκαν υπόψη παράγοντες όπως η παραμόρφωση της διατομής, ο τοπικός λυγισμός (που έχουν εργαστηριακά παρατηρηθεί) και ο δείκτης παραμόρφωσης, τα κυριότερα ευρήματα της ήταν:

- Η επιρροή της αδράνειας του μέλους μπορεί να διαδραματίσει σπουδαίο ρόλο στις μέγιστες τιμές των θλιπτικών δυνάμεων, των μέγιστων θλιπτικών τάσεων ίνας αλλά και στην απορρόφηση ενέργειας.
- Όσο πιο λυγηρό είναι το μέλος, τόσο μεγαλύτερη συγκέντρωση τάσεων εμφανίζεται, ενώ η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση, που σχετίζεται με το φαινόμενο τοπικού λυγισμού είναι συχνά μεγαλύτερη σε μη λυγηρά μέλη.

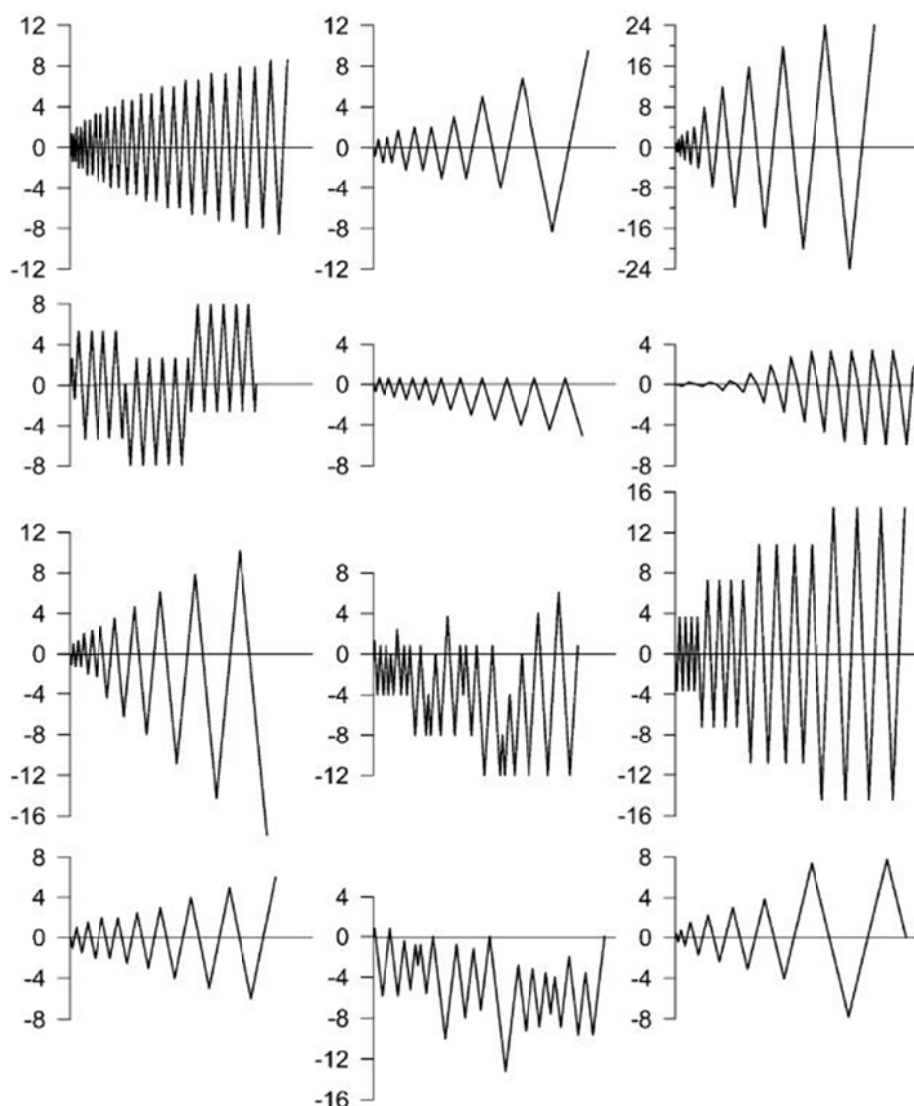
Η ανελαστική σεισμική απόκριση χαλύβδινων ενισχυτικών μελών απασχόλησε λίγο αργότερα (2002) και τον **Tremblay**^[12]. Ο ερευνητής αυτός, αφού πραγματοποίησε εκτεταμένη ανασκόπηση εννέα (9) πειραματικών προγραμμάτων του παρελθόντος (που περιείχαν 76 δοκιμές) επί της ανελαστικής απόκρισης διαγώνιων ενισχυτικών μελών από χάλυβα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, συνέλεξε δεδομένα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χαλύβδινων πλαισίων με κεντρικά συνδεόμενες ενισχύσεις (concentrically braced steel frames), για τα οποία αναμένεται όλκιμη συμπεριφορά υπό σεισμικά φορτία. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν ήταν το μήκος λυγισμού των μελών ενίσχυσης, η μεταλυγισμική θλιπτική αντοχή τους για

διάφορα επίπεδα ολκιμότητας (πλαστιμότητας), η εφελκυστική αντοχή των μελών συμπεριλαμβανόμενης και της επιρροής της κράτυνσης και η πλευρική παραμόρφωση των μελών κατά το λυγισμό. Για κάθε μια από τις παραμέτρους αυτές προτάθηκαν εξισώσεις με βάση στατιστικές αναλύσεις, ενώ επίσης εξετάστηκε η μέγιστη ολκιμότητα που μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση ενισχυτικών μελών τετραγωνικής κοίλης διατομής. Η μεγάλη γκάμα – από πλευράς γεωμετρίας, στηρίξεων και διατομών των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στα προαναφερθέντα πειράματα παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.8, για να καταδειχθεί η πληρότητα της μελέτης αλλά και σαν εισαγωγή για τους πολλούς συνδυασμούς τέτοιων ενισχυτικών μελών που μπορεί να επιλεγούν.



Σχήμα 1.8. Γεωμετρία, στηρίξεις και διατομές των δειγμάτων ενισχυτικών μελών

Επίσης, οι ιστορίες οιονεί ανακυκλιζόμενης φόρτισης, βάσει των οποίων αποκτήθηκαν τα πειραματικά αποτελέσματα, κάλυπταν αρκετά μεγάλο εύρος, μερικές δε τυπικές εξ αυτών παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.9, για εποπτικούς κύρια λόγους.



Σχήμα 1.9. Τυπικές ιστορίες φόρτισης

Τα σπουδαιότερα συμπεράσματα και συστάσεις της μελέτης του Tremblay συνοψίζονται στα κάτωθι:

- Η πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στις πειραματικές διατάξεις βρέθηκε μεγαλύτερη από αυτή της ονομαστικής τιμής της. Ειδικότερα τονίστηκε ότι συνήθως τα ενισχυτικά μέλη κατασκευάζονται από πρότυπες διατομές μικρών διαστάσεων, που μπορούν να διαθέτουν υψηλότερη τάση διαρροής.
- Η θλιπτική αντοχή των ράβδων ενίσχυσης κατά την 1η εμφάνιση λυγισμού, C_u , γενικά βρέθηκε μεγαλύτερη από την τιμή που προβλέπεται μέσω χρήσης καμπύλων σχεδιασμού στύλων (column design curves). Τούτο δε παρατηρήθηκε περισσότερο σε μέλη μεγάλης λυγηρότητας.

- Μέλη με ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda} = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \leq 1$ μπόρεσαν να διατηρήσουν θλιπτική αντοχή ίση με C_u σε ένα τέτοιο επίπεδο παραμόρφωσης που ήταν αρκετό για να αναπτυχθεί εφελκυστική διαρροή. Μη λυγηρά μέλη συνεπώς, που π.χ. ανήκουν σε μια διάταξη X-συνδέσμων μπορούν να εμφανίσουν ταυτόχρονα λυγισμό λόγω θλίψης και διαρροή λόγω εφελκυσμού αντίστοιχα, ενώ για πιο λυγηρά μέλη η εφελκυστική αντοχή εξαντλείται όταν εμφανίζεται στο γειτονικό θλιβόμενο μέλος κρίσιμο θλιπτικό φορτίο περίπου ίσο με $0.80 C_u$.
- Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται σε ένα ενισχυτικό μέλος εξαρτάται από το ιστορικό φόρτισης, τα μέγιστα εφελκυστικά φορτία στους πρώτους κύκλους φόρτισης αλλά και από την κράτυνση, που εμφανίστηκε σε περίπου 66% των πειραμάτων.
- Μέλη RHS και CHS αναμένεται να παρουσιάσουν μεγαλύτερη «ζωή» πριν τη θραύση.

Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να δοθεί στην εργασία του 2003 από τους **Jin** και **El-Tawil**^[17], που πραγματεύεται ένα ανελαστικό «κυκλικό» (cyclic) μοντέλο χαλύβδινων ενισχυτικών μελών (συνδέσμων), καθώς περιέχει πολύ σημαντικές πληροφορίες για τις παραμέτρους που επηρεάζουν τα μέλη αυτά αλλά και για τα μοντέλα ανελαστικού λυγισμού τους, πέραν του προτεινόμενου νέου μοντέλου, περί του οποίου επίσης θα υπάρξει σχετική συνοπτική αναφορά στη συνέχεια αλλά και της περιεκτικότητας γενικού ενδιαφέροντος βιβλιογραφίας.

Εισαγωγικά, οι ανωτέρω ερευνητές τονίζουν ότι η «κυκλική» ανελαστική συμπεριφορά χαλύβδινων συνδέσμων (ενισχυτικών μελών) είναι περίπλοκη, λόγω της επιρροής των ακόλουθων φυσικών φαινομένων: εφελκυστικής διαρροής, θλιπτικού λυγισμού, μεταλυγισμικής μείωσης της θλιπτικής αντοχής, μείωσης της αξονικής δυσκαμψίας λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης, θραύσης λόγω κόπωσης χαμηλών κύκλων σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων, και του φαινομένου Bauschinger. Οι παράμετροι αυτοί δυσκολεύουν τη δημιουργία ικανών αναλυτικών μοντέλων για τη προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών αυτών. Πλην όμως, συνέχισαν οι συγγραφείς, πρακτικά και αξιόπιστα αναλυτικά εργαλεία είναι θεμελιώδη για την μετάβαση από τους σεισμικούς κώδικες της τρέχουσας προσέγγισης σε προδιαγραφές αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την **επιτελεστικότητα**, οι οποίες απαιτούν ακριβείς προβλέψεις των ανελαστικών οριακών καταστάσεων μέχρι τη δομική κατάρρευση.

Σύμφωνα με τους Jin και El-Tawil, τα μοντέλα ανελαστικής ανάλυσης πλαισιωτών κατασκευών μπορούν γενικά αλλά σαφώς να ταξινομηθούν είτε ως μακρο- είτε ως μικρο- μοντέλα, ανάλογα με την ευκρίνεια (resolution) στη προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς δοκών – στύλων. Η έμφαση στο 1^ο είδος μοντέλων δίνεται στη συμπεριφορά γενικευμένων τάσεων – γενικευμένων παραμορφώσεων (π.χ. ροπής – καμπυλότητας) σε αντίθεση με το 2^ο μοντέλο, όπου η έμφαση δίνεται στη βηματική (σημείο – σημείο) απόκριση τάσης – παραμόρφωσης. Κατά συνέπεια, τα μακρο- μοντέλα είναι από υπολογιστικής πλευράς περισσότερο αποδοτικά από τα μικρο- μοντέλα και αποτελούν τη βάση των περισσότερων αναλύσεων μεγάλης κλίμακας δισδιάστατων και τρισδιάστατων πλαισίων. Τα τυπικά μακρο- μοντέλα είναι είτε συγκεντρωμένου είτε κατανεμημένου τύπου. Τα στοιχεία που βασίζονται στο συγκεντρωμένο τύπο συσσωρεύουν όλη την ανελαστικότητα στα άκρα του μέλους, οπότε αντιμετωπίζουν την ανελαστική συμπεριφορά του υλικού μέσω ενός προσεγγιστικού αλλά ταυτόχρονα και υπολογιστικά ικανού τρόπου. Αντίθετα, τα κατανεμημένα μοντέλα είναι περισσότερο ορθολογικά από τα μοντέλα συγκεντρωμένης πλαστικότητας, καθόσον η συμπεριφορά της διατομής παρακολουθείται κατά μήκος του μέλους, αντί μόνο στα άκρα αυτού. Όμως, είναι υπολογιστικά πολύ περισσότερο δαπανηρά.

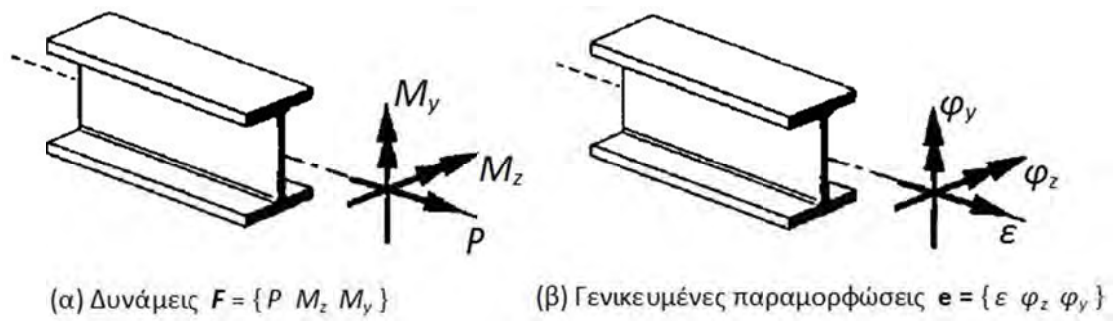
Πέραν των ανωτέρω, και σύμφωνα με τους *Ikeda* και *Mahin*^{*}, τα μοντέλα των μελών πλαισίων, τα οποία έχουν χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς χαλύβδινων συνδέσμων (ενισχυτικών ράβδων) μπορεί εναλλακτικά να ταξινομηθούν ως πεπερασμένων στοιχείων, φαινομενολογικά και φυσικής θεωρίας. Τα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων είναι θεμελιωδώς μικρο- μοντέλα (με τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα αυτών, δηλαδή ενδελεχή και ορθολογικά αλλά υπολογιστικά δαπανηρά) ενώ τα υπόλοιπα δύο κατατάσσονται ως μακρο- μοντέλα. Τα φαινομενολογικά μοντέλα βασίζονται σε απλουστευμένους υστερητικούς κανόνες, οι οποίοι αποτελούν απομιμήσεις της παρατηρηθείσας συμπεριφοράς αξονικής παραμόρφωσης – αξονικού φορτίου ενός συνδέσμου. Τα μοντέλα αυτά γενικά διαθέτουν έναν τοπικό βαθμό ελευθερίας (την αξονική παραμόρφωση) και εκφράζουν τους υστερητικούς κύκλους φορτίου – παραμόρφωσης μέσω ευθυγράμμων τμημάτων. Η χρήση των μοντέλων αυτών απαιτεί τον καθορισμό πολυάριθμων εμπειρικών παραμέτρων εισόδου (input) για το κάθε αναλυόμενο

^{*} Ikeda, K. and Mahin, S. A. (1986). "Cyclic response of steel braces." *J. Struct. Eng.*, 112(2), 342 – 361.

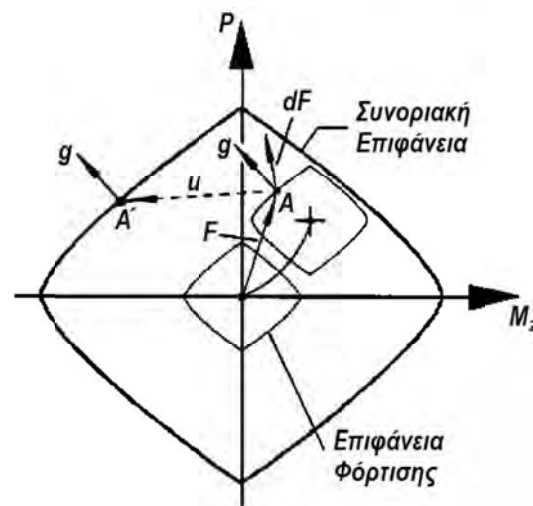
στοιχείο. Τα δεδομένα αυτά γενικά εξάγονται από πειράματα ή από τα αποτελέσματα περισσότερο εξευγενισμένων μοντέλων ανάλυσης. Παρόλη τη δυσκολία αυτή, τα φαινομενολογικά μοντέλα έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως για μη γραμμικές σεισμικές αναλύσεις. Όσον αφορά τα μοντέλα φυσικής θεωρίας, αυτά είναι πιο θεμελιώδη από τα φαινομενολογικά και παράγονται με βάση φυσικά φαινόμενα που επηρεάζουν την ανελαστική συμπεριφορά των χαλύβδινων συνδέσμων. Για παράδειγμα, τα μοντέλα αυτά λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση μεταξύ καμπτικών και αξονικών επιδράσεων και γενικά εφαρμόζονται ως μέρος μιας ανάλυσης μεγάλων παραμορφώσεων. Σε αντίθεση με το προηγούμενο είδος μοντέλων, οι παράμετροι εισόδου βασίζονται σε ιδιότητες του υλικού, όπως η τάση διαρροής και το μέτρο ελαστικότητας, όπως και σε γεωμετρικές ιδιότητες όπως η επιφάνεια και η ροπή αδράνειας της διατομής κλπ. Τα απλούστερα και πιο διαδεδομένα μοντέλα φυσικής θεωρίας ενός συνδέσμου είναι συγκεντρωμένα μακρο- μοντέλα. Τυπικά, τα μοντέλα αυτά αποτελούνται από ελαστικά στοιχεία που συνδέονται μέσω μιας πλαστικής άρθρωσης στο μέσο του μέλους, το οποίο από πλευράς στηρίξεων θεωρείται αμφιαρθρωτό. Αν απαιτείται προσομοίωση αμφίπακτης στήριξης, τότε ένα «ενεργό» μήκος του αμφίπακτου μέλους θεωρείται ως αμφιαρθρωτό.

Η εργασία των Jin και El-Tawil επίσης αναφέρει ότι η πλειοψηφία των μοντέλων φυσικής θεωρίας πάσχουν από έναν αριθμό σημαντικών περιορισμών, με τους πιο σπουδαίους να είναι: (1) η συγκεντρωμένη ανελαστική συμπεριφορά υποτίθεται στη περιοχή της πλαστικής άρθρωσης και ως εκ τούτου η διάδοση της πλαστικότητας κατά μήκος του μέλους δεν λαμβάνεται ρητά υπόψη, (2) η μετάβαση από την ελαστική στην πλαστική συμπεριφορά είναι απότομη χωρίς την επίδραση Bauschinger, (3) η μείωση της αξονικής δυσκαμψίας προϊόντων των κύκλων δεν προσομοιάζεται και (4) οι στηρίξεις του μέλους θεωρούνται αρθρωτές. Πάντως ορισμένα εξευγενισμένα μοντέλα φυσικής θεωρίας δεν διαθέτουν τον 2ο και 3ο ως άνω περιορισμό.

Το προταθέν στη συγκεκριμένη δημοσίευση μοντέλο αντιμετωπίζει με επιτυχία όλους τους παραπάνω περιορισμούς, είναι τύπου κατανεμημένου μακρο-μοντέλου και χρησιμοποιεί ένα προσομοίωμα πλαστικότητας συνοριακής επιφάνειας, το οποίο εφαρμόζεται στο επίπεδο διατομής και συσχετίζει τις επιβαλλόμενες δυνάμεις με τις γενικευμένες παραμορφώσεις της διατομής, δηλαδή παραμορφώσεις του κεντροβαρικού άξονα και καμπυλότητες, σύμφωνα με το Σχήμα 1.10.



Σχήμα 1.10. Φορτία και γενικευμένες μετατοπίσεις

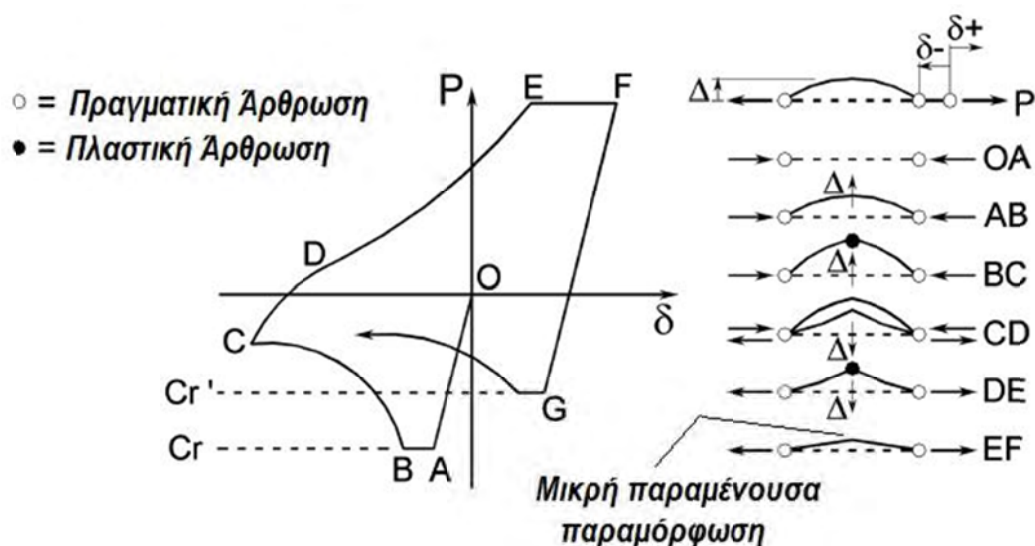


Σχήμα 1.11. Μοντέλο συνοριακής επιφάνειας για χαλύβδινα μέλη

Η κινηματική της εμφάνισης της πλαστικότητας διέπεται από ένα προσομοίωμα συνοριακής επιφάνειας όπως προαναφέρθηκε, μια δισδιάστατη απεικόνιση της οποίας φαίνεται στο Σχήμα 1.11. Το εν λόγω μοντέλο αποδείχτηκε εξαιρετικά επαρκές για τη προσομοίωση της ανελαστικής απόκρισης ανακυκλιζόμενου φορτίου χαλύβδινων συνδέσμων και εισάχθηκε επιτυχώς στο λογισμικό DYNAMIX.

Οι **Lee** και **Bruneau**^[26] το 2005, σε συνέχεια παλαιότερης ανασκόπησης τους για την απορρόφηση ενέργειας θλιβόμενων στοιχείων σε μη έκκεντρα ενισχυμένα πλαίσια (Lee, K. and Bruneau, M., 2002, "Review of energy dissipation of compression members in concentrically braced frames", Report No.MCEER-02-0005, December, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, Buffalo, NY), προέβησαν σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις μονώροφων χαλύβδινων πλαισίων με μη έκκεντρους συνδέσμους, με χρήση του λογισμικού DRAIN-2DX, λαμβάνοντας υπόψη τόσο επιρροές $P - \delta$ όσο και 5% απόσβεση. Η όλη ανάλυση βασίστηκε στο εξευγενισμένο

μοντέλο φυσικής θεωρίας, το οποίο περιγράφεται αναλυτικά στο σύγγραμμα των Bruneau, Uang και Whittaker “Ductile Design of Steel Structures” (McGraw-Hill, NY, 1998), φαίνεται στο Σχήμα 1.12 και αποτελεί εξέλιξη του μοντέλου που έχει ήδη παρουσιαστεί (και αναλυτικά περιγραφεί) στο Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1.12. Ορισμοί ζωνών στο εξευγενισμένο μοντέλο φυσικής θεωρίας των Bruneau et al (1998, 2005)

Το βασικό συμπέρασμα της εργασίας αυτής ήταν ότι οι λυγηροί σύνδεσμοι, παρόλη την ολκιμότητα τους, δεν διαθέτουν ιδιαίτερη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας όταν θλίβονται, καθώς η απώλεια αντοχής μετά τον ελαστικό λυγισμό είναι μεγάλη και η αντοχή σε θλίψη επίσης μειωμένη.

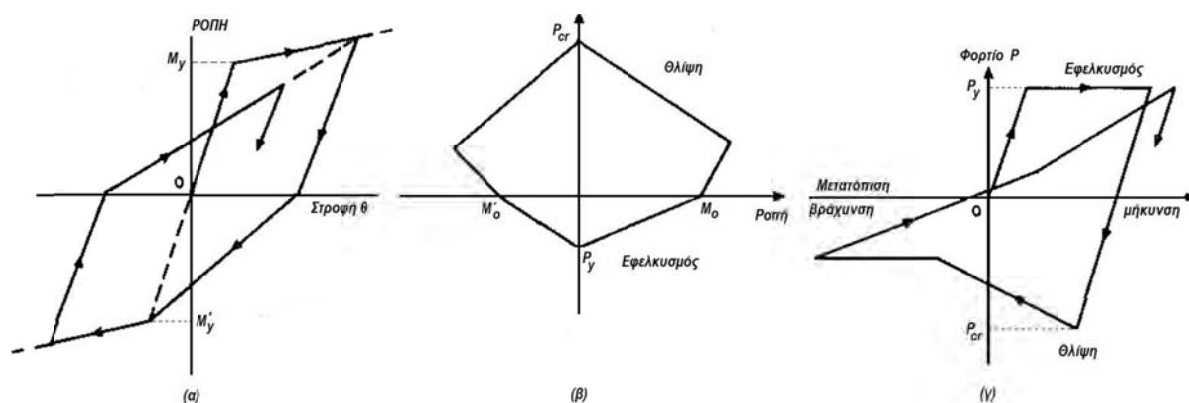
Σε πρόσφατη (2008) εργασία τους οι Fell et al^[48] παρουσίασαν αποτελέσματα από 18 πειράματα μεγάλης κλίμακας σε χαλύβδινα μέλη – συνδέσμους με σκοπό την εξέταση τη συμπεριφορά τους σε ανελαστικό λυγισμό και θραύση. Οι διατομές των μελών ήταν ορθογωνικές κοίλες, σωληνωτές και διπλού ταυ και μελετήθηκε η επιρροή παραμέτρων όπως γεωμετρία διατομής, λυγηρότητα, ιστορία φόρτισης κλπ., αλλά ο σχεδιασμός των πειραμάτων ήταν τέτοιος που να αναπαριστούν τυπικές συνθήκες χαλύβδινων ενισχυμένων πλαισίων. Τα βασικά συμπεράσματα τους ήταν:

- Η ολκιμότητα σε θραύση των συνδέσμων είναι πρωτίστως συνάρτηση του συμπαγούς της διατομής και σε μικρότερο βαθμό της λυγηρότητας του μέλους και της ιστορίας φόρτισης.

- Τα πρωτόκολλα φόρτισης που αναπαριστούν σεισμικές δονήσεις με απομακρυσμένο επίκεντρο είναι πιο βλαπτικά από εκείνα κοντινών σεισμικών κινήσεων μορφής παλμού.
- Ο τοπικός λυγισμός σε μέλη από RHS είναι πιο απότομος και η θραύση λαμβάνει χώρα νωρίτερα.

1.3. Σεισμική συμπεριφορά πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με συνδέσμους από χάλυβα^[2-7,14-16,24,25,28,29,32,33,36,40,41]

Η χρήση χαλύβδινων συνδέσμων σε πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα, με σκοπό την ενίσχυση τους, χρονολογείται από το 1980. Σύμφωνα με την εργασία του **Jain**^[2] τα πρώτα πειράματα σε μονώροφα πλαίσια από ΟΣ με χαλύβδινους συνδέσμους πραγματοποιήθηκαν στην Ιαπωνία, στα οποία παρατηρήθηκε ότι η χρήση κατάλληλων συνδέσμων μπορεί να αυξήσει την αντοχή των πλαισίων μέχρι και τέσσερις φορές. Στην εργασία αυτή επίσης πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές σεισμικές αναλύσεις ενός πλαισίου από ΟΣ με δύο ανοίγματα και έξι ορόφους, είτε γυμνού είτε ενισχυμένου με χαλύβδινους συνδέσμους X ή K σε όλο το ύψος ενός ανοίγματος, με χρήση του προγράμματος DRAIN-2D. Για τις δοκούς από σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε το διγραμμικό μοντέλο του Takeda, που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.13α, για τους στύλους από ΟΣ ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο με καμπύλη αλληλεπίδρασης αξονικής – ροπής που φαίνεται στο Σχήμα 1.13β και για τους χαλύβδινους συνδέσμους ένα απλουστευμένο πολυγραμμικό μοντέλο λυγισμού ως Σχήμα 1.13γ.



Σχήμα 13. Διγραμμικό Μοντέλο Takeda (α) Καμπύλη αλληλεπίδρασης M-P (β) και Μοντέλο Λυγισμού (γ)

Τα σπουδαιότερα συμπεράσματα των αναλύσεων αυτών είναι:

- Η ανελαστική σεισμική απόκριση των ενισχυμένων πλαισίων ήταν γενικά ικανοποιητική
- Παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση των αξονικών δυνάμεων των στύλων παρουσία των χαλύβδινων συνδέσμων
- Υπάρχει ανάγκη μελέτης της συμπεριφοράς υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση των συνδέσεων μεταξύ συνδέσμων και σκελετού από ΟΣ.

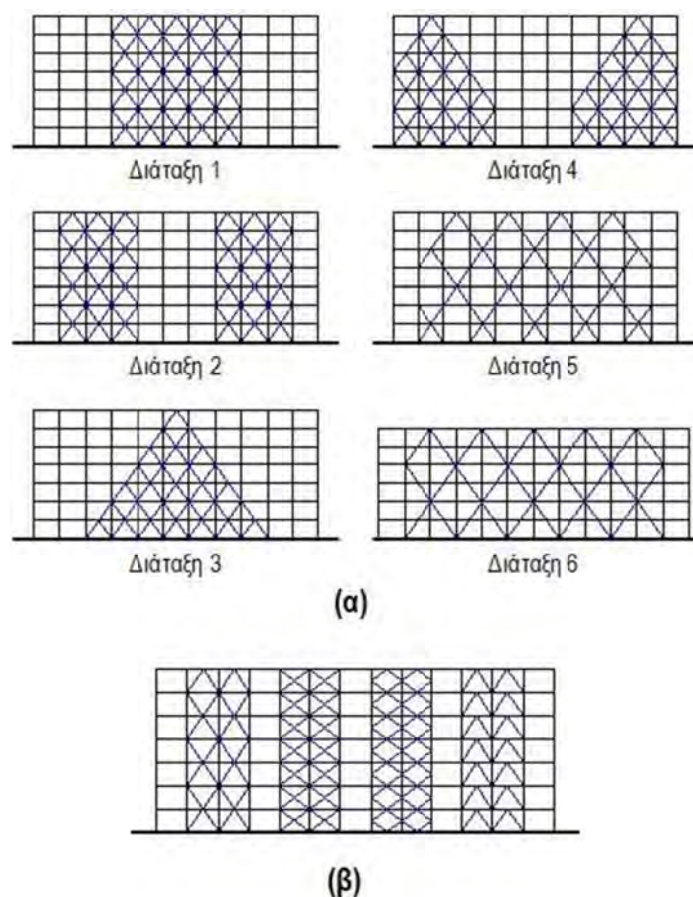
Μια δεκαετία αργότερα οι **Badoux** και **Jirsa**^[3] εξέτασαν τη χρήση χαλύβδινων συνδέσμων για τη μετασκευή (retrofit) σεισμικά ανεπαρκών πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς, όπως στην εργασία των ερευνητών αυτών αναφέρεται, η χρήση διαγωνίων συνδέσμων αποτελεί μια εξαιρετική τεχνική για την ενίσχυση και αύξηση της δυσκαμψίας υφιστάμενων κατασκευών έναντι πλευρικών φορτίων. Πολύ επιτυχημένο είναι το σχετικό διάγραμμα ροής που περιέχεται στην εργασία και αναφέρεται σε μετασκευή με συστήματα συνδέσμων, το οποίο παρατίθεται μεταφρασμένο στο Σχήμα 1.14.



Σχήμα 1.14. Διάγραμμα ροής για μετασκευή με χρήση συστήματος χαλύβδινων συνδέσμων

Επίσης, οι συγκεντρωτικές πληροφορίες που παρατίθενται σε ότι αφορά τις πιθανές διατάξεις και σχήματα ενίσχυσης μέσω συνδέσμων παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και προς τούτο παρατίθενται στο Σχήμα 1.15. Από τις έξι πιθανές διατάξεις προτείνεται η υπ' αριθμόν 5, ενώ από τα σχήματα το 1^ο και το 2^ο.

Της αναλυτικής μελέτης της τρέχουσας εργασίας προηγήθηκε και μια αντίστοιχη πειραματική, στην οποία ένα πλαίσιο από ΟΣ με μεγάλους δοκούς και κοντούς στύλους ενισχύθηκε εξωτερικά των δοκών με χαλύβδινους συνδέσμους και υποβλήθηκε σε δοκιμές. Τα πειράματα κατέδειξαν σημαντική βελτίωση της αντοχής, της δυσκαμψίας αλλά και της πλαστιμότητας του πλαισίου. Οι αναλυτικές μελέτες που επακολούθησαν, βασισμένες σε ένα απλουστευμένο προσομοίωμα, παρήγαγαν αποτελέσματα αρκετά κοντά σε αυτά των πειραματικών, ενώ το σπουδαιότερο συμπέρασμα στη δημοσίευση αυτή υπήρξε ότι η μετασκευή μέσω χαλύβδινων συνδέσμων είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική για πλαίσια από ΟΣ με ισχυρές δοκούς – ασθενείς στύλους καθώς και ότι το βασικό πρόβλημα για την επίτευξη υστερητικής ολκιμότητας (πλαστιμότητας) είναι ο ανελαστικός λυγισμός των συνδέσμων.



Σχήμα 1.15. Διατάξεις (α) και σχήματα (β) ενίσχυσης με χαλύβδινους συνδέσμους

Πολύ πιο περίπλοκη υπήρξε η μέθοδος που προτάθηκε από τους **Bush et al**^[4] για την ενίσχυση πλαισίων από ΟΣ μέσω χαλύβδινων συνδέσμων. Ουσιαστικά, πρόκειται για πειραματική εργασία – τεχνική (επί ενός μοντέλου κλίμακας 2/3) βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός μη πλάστιμου πλαισίου από ΟΣ, το οποίο εν πολλοίς είχε την ίδια διαμόρφωση με αυτή των πλαισίων της προηγούμενης εργασίας, ήτοι δύσκαμπτες μεγάλοι ύψους δοκούς και κοντούς εύκαμπτους στύλους (επιδεκτικούς σε διατμητική αστοχία λόγω πλευρικών φορτίων). Η όλη ενίσχυση αποτελείται από ένα σύνθετο πλαίσιο από χάλυβα με Χ-συνδέσμους και οριζόντιο «συλλεκτήρα» (collector), το οποίο συνδέεται μέσω βλήτρων με εποξειδικές ρητίνες μεταξύ των στύλων από ΟΣ στην εξωτερική παρειά των δοκών. Η όλη διαμόρφωση και οι λεπτομέρειες συνδέσεων απεικονίζονται στο Σχήμα 1.16, που αποτελεί πιστή αντιγραφή των Σχημάτων 2 - 4 του πλήρους κειμένου της δημοσίευσης.

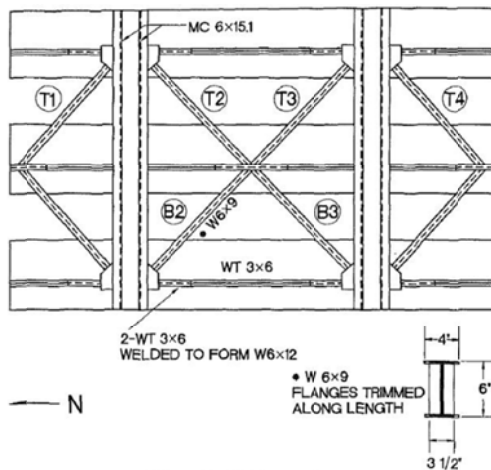


FIG. 2. Model Bracing Scheme

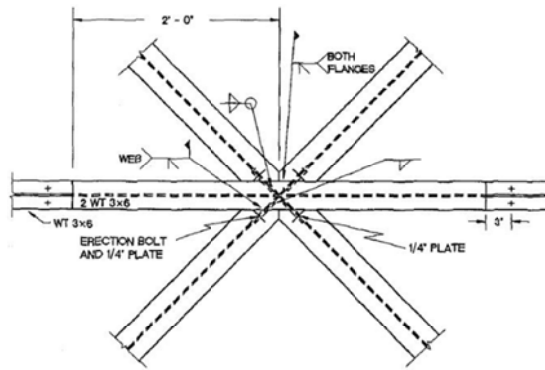


FIG. 3. Brace-to-Collector Connection

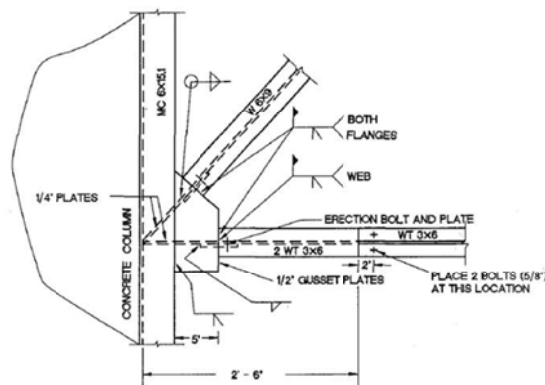


FIG. 4. Brace-to-Column Channel Connection

Σχήμα 16. Σχηματική αναπαράσταση της ενίσχυσης πλαισίου από ΟΣ μέσω χαλύβδινης διάταξης με Χ-συνδέσμους εξωτερικά των δοκών (απόσπασμα από *Bush et al 1991*)

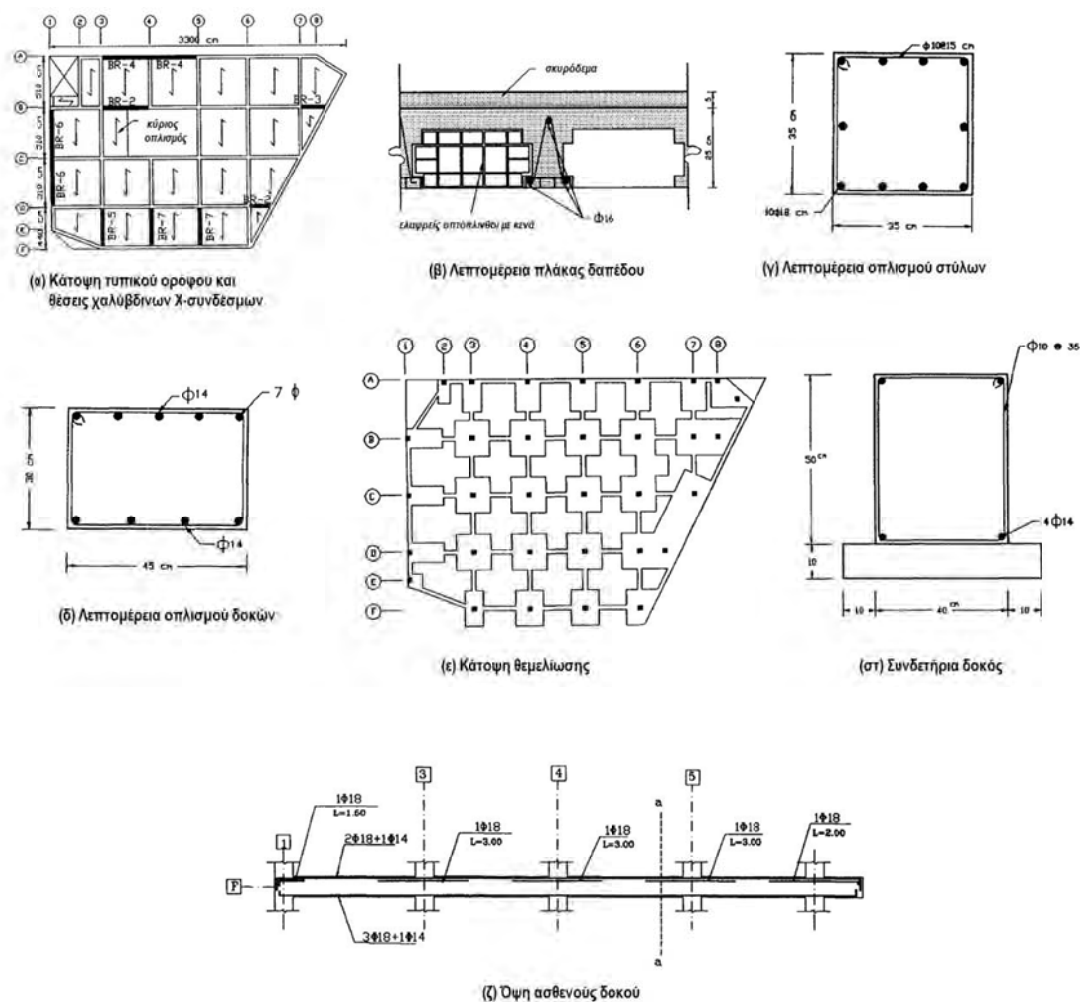
Ως σημαντικά ευρήματα αυτής της εργασίας καταγράφονται (α) η πολύ καλή συμπεριφορά των βλήτρων, (β) η κατά 1.5 φορές αύξηση της δυσκαμψίας με τη χρήση της χαλύβδινης ενισχυτικής διάταξης, συγκρινόμενη με αυτή του αρχικού μη ρηγματωμένου πλαισίου και (γ) ότι οι λεπτομέρειες σύνδεσης των χαλύβδινων ράβδων μέσω κομβοελασμάτων με ραφές επηρέασαν την οριακή αντοχή και τη μορφή αστοχίας της κατασκευής.

Συγκριτική αναλυτική μελέτη, που αφορούσε τη μετασκευή – σεισμική ενίσχυση πολυώροφων πλαισίων από ΟΣ μέσω (α) προεντεταμένων χαλύβδινων συνδέσμων εφελκυσμού, (β) χιαστών χαλύβδινων συνδέσμων και (γ) διατμητικών τοιχωμάτων, σε όλο το ύψος και πλάτος των πλαισίων περιμετρικά, πραγματοποιήθηκε από τους **Pincheira** και **Jirsa**^[6]. Η απόκριση των αρχικών και των ενισχυμένων πλαισίων υπολογίστηκε πραγματοποιώντας δισδιάστατες, στατικές ανελαστικές αναλύσεις και αναλύσεις δυναμικής απόκρισης με χρήση του λογισμικού DRAIN-2D, χωρίς να ληφθούν υπόψη επιρροές 2ης τάξης λόγω αξονικών δυνάμεων στα μέλη. Δείχτηκε ότι η αποτελεσματικότητα ενός εκάστου των τρόπων ενίσχυσης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της αρχικής κατασκευής και των διεγέρσεων, με πιο αποτελεσματική εκείνη τη μέθοδο που μείωσε πλευρικές κινήσεις σε επίπεδα που θα μπορούσαν να προκαλέσουν βλάβες σε φέροντα στοιχεία. Επίσης, για την περίπτωση Χ-συνδέσμων, εκ νέου (όπως και σε προηγούμενες μελέτες) καταδείχτηκε ότι οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στα μέλη από ΟΣ μέσω των Χ-συνδέσμων ήταν σημαντικές, και μερικές φορές επηρέασαν αρνητικά την πλευρική αντοχή των πλαισίων.

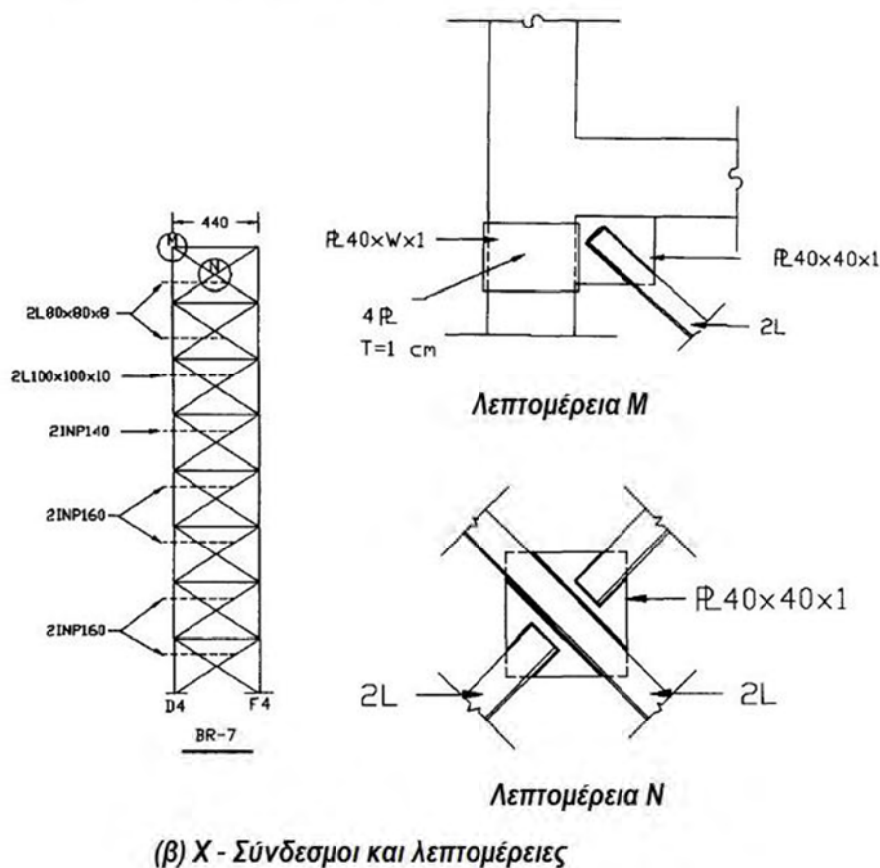
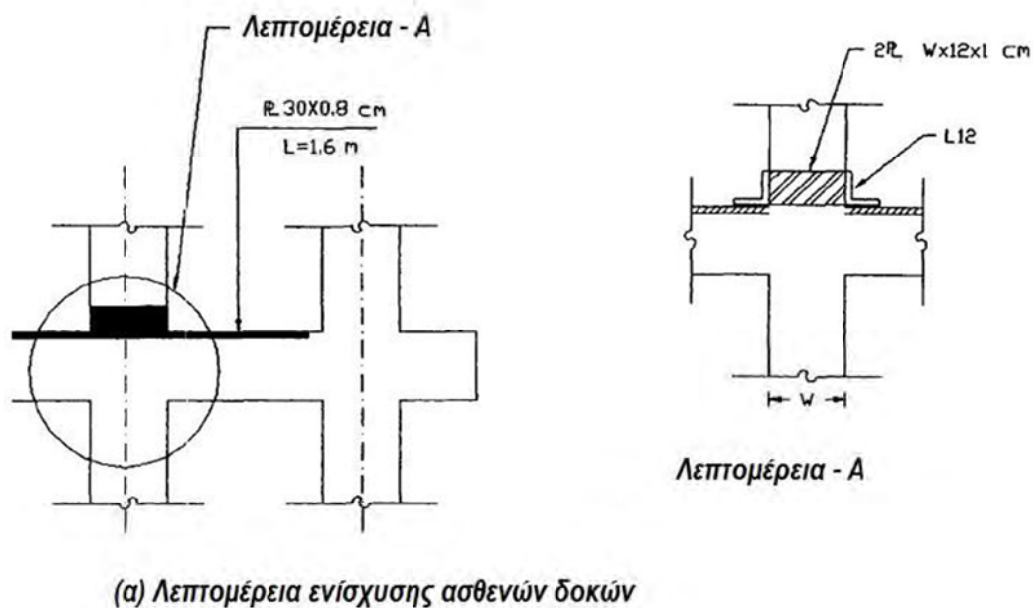
Από τα μέχρι στιγμής εκτεθέντα, η 1^η κατά τεκμήριο δημοσίευση, το περιεχόμενο της οποίας παρουσιάζει τη μεγαλύτερη πρακτικού κυρίως ενδιαφέροντος συνάφεια με το αντικείμενο του παρόντος ερευνητικού Έργου, με την έννοια της χρήσης μη έκκεντρων χαλύβδινων χιαστών συνδέσμων για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα (χωρίς φυσικά να παραγνωριστούν τα ευρήματα των προηγούμενων) είναι αυτή του **Nateghi-A**^[5]. Αναφέρεται στη σεισμική ενίσχυση ενός οκταόροφου κτιρίου διαμερισμάτων στο IPAN – με Φ.Ο. από οπλισμένο σκυρόδεμα – πριν τη τοιχοπλήρωση, μέσω χαλύβδινων συνδέσμων. Παρόλο που πρόκειται για μελέτη εφαρμογής είναι ιδιαίτερα χρήσιμο να παρατεθούν οι σχετικές λεπτομέρειες κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυση, και τούτο πραγματοποιείται στα Σχήματα 1.17 και 1.18. Η συγκεκριμένη δημοσίευση είναι η απαρχή ενός μεγάλου αριθμού εργασιών της από τώρα και στο

εξής καλούμενης *Ιρανικής Σχολής*, η οποία όπως θα φανεί στη συνέχεια έχει διαδραματίσει πρωτεύοντα ρόλο σε ότι αφορά το ευρύτερο επιστημονικό αντικείμενο του παρόντος Ερευνητικού Προγράμματος. Τονίζεται στο σημείο αυτό ότι το IPAN αποτελεί μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, με παρελθόν ιδιαίτερα καταστροφικών σχετικών συμβάντων, οπότε οι εμπειρίες των εντοπίων ερευνητών και οι προβληματισμοί τους μόνο ευεργετικοί μπορεί να είναι στη συνέχεια.

Η λύση που τελικά προκρίθηκε, αποδείχτηκε ικανοποιητική, ακόμα και για τις τοπικές συνθήκες εφαρμογής της, εντός αποδεκτών πλαισίων οικονομικότητας και ευκολίας επισκευών σε περίπτωση μη εξεζητημένης αναμενόμενης σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 1.17. Λεπτομέρειες της υπό ενίσχυση κατασκευής



Σχήμα 1.18. Σχηματική αναπαράσταση της ενίσχυσης πλαισίου από ΟΣ μέσω χαλύβδινων Χ-συνδέσμων

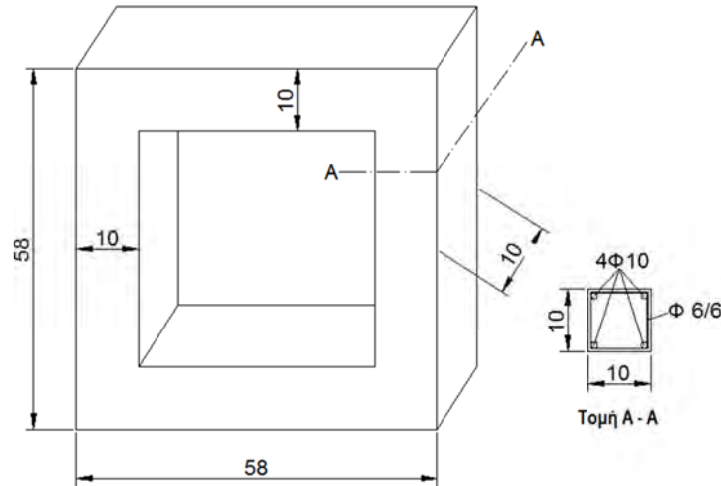
Στη συνέχεια η προαναφερθείσα Ιρανική Σχολή, και πιο συγκεκριμένα ο καθηγητής **M.R. Maheri** και οι συνεργάτες του δημοσίευσαν μια αξιόλογη σειρά εργασιών^[7,14-16,24,29,32,33,36,41] που αφορά τη χρήση χαλύβδινων συνδέσμων σε πλαίσια

από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτές αποτελούν ουσιαστική συνεισφορά στο όλο θέμα, καθώς πειραματικές και θεωρητικές έρευνες που περιέχουν παρήγαγαν σημαντικά νέα ευρήματα, που αφορούν τους τρόπους χρήσης των συνδέσμων, τον υπολογισμό του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς, θέματα ολκιμότητας (πλαστιμότητας), υπεραντοχής και επιτελεστικότητας, σχεδιασμό των συνδέσεων, αλληλεπίδραση μεταξύ αντοχής συνδέσμων και αντοχής πλαισίου, σεισμική συμπεριφορά ειδικά πλαισίων από ΟΣ με εσωτερικούς Χ-συνδέσμους από χάλυβα κ.α., ενώ προτάθηκε και ένα νέο μηχανικό σύστημα απαλλαγής από θλίψη σε τέτοιου είδους συνδέσμους^[33].

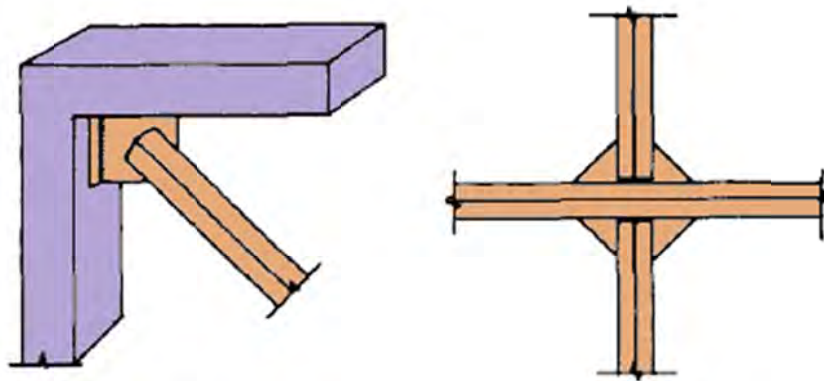
Αναλυτικότερα, στην εισαγωγή αρκετών από τις εργασίες αυτές περιγράφονται για πρώτη φορά με τόση σαφήνεια τα δύο βασικά συστήματα – μεθόδους εφαρμογής χαλύβδινων συνδέσμων, για τη σεισμική ενίσχυση – μετασκευή πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για τη μέθοδο εξωτερικής ενίσχυσης και τη μέθοδο εσωτερικής ενίσχυσης. Στην πρώτη τα υπάρχοντα κτίρια μετασκευάζονται μέσω τοποθέτησης ενός τοπικού ή καθολικού χαλύβδινου συστήματος στα εξωτερικά πλαίσια. Τα δύο βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου αυτής είναι κάποιες ανησυχίες αρχιτεκτονικής φύσης αλλά και δυσκολίες μόρφωσης κατάλληλων συνδέσεων μεταξύ του χαλύβδινου συστήματος και του πλαισίου από ΟΣ. Στη δεύτερη μέθοδο, τα κτίρια μετασκευάζονται ενσωματώνοντας ένα σύστημα ενίσχυσης από χάλυβα μέσα στα ανοίγματα των πλαισίων. Η ενσωμάτωση δε αυτή γίνεται να επιτευχθεί είτε έμμεσα είτε άμεσα. Στην έμμεση εσωτερική ενίσχυση, ένα ενισχυμένο με συνδέσμους χαλύβδινο πλαίσιο τοποθετείται εσωτερικά του πλαισίου από ΟΣ. Ως εκ τούτου, η μεταφορά δυνάμεων μεταξύ του χαλύβδινου πλαισίου και του εξωτερικά ευρισκόμενου πλαισίου από ΟΣ επιτυγχάνεται έμμεσα, η λύση αυτή είναι συνήθως δαπανηρή και τεχνικές δυσκολίες προσαρμογής του ενός πλαισίου εντός του άλλου μπορεί να αποβούν αποτρεπτικές. Στην άμεση εσωτερική μέθοδο όμως, προβλήματα κόστους δεν υφίστανται και η εφαρμογή της είναι εύκολη και απλή, ενώ μπορεί να αποδειχθεί – αν σχεδιαστεί σωστά – και ιδιαίτερα αποτελεσματική.

Η πρώτη των εργασιών^[7] πραγματεύεται τα πειραματικά αποτελέσματα, που προέκυψαν από μια μάλλον απλοϊκή δοκιμή επί ενός μοντέλου τετραγωνικού πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε αφ' εαυτού είτε ενισχυμένο εσωτερικά με (α) μόνο διαγώνιο χαλύβδινο μέλος εφελκόμενο, (β) μόνο διαγώνιο χαλύβδινο μέλος θλιβόμενο και (γ) με χιαστούς συνδέσμους. Οι διαστάσεις και ο

οπλισμός του πλαισίου απεικονίζονται στο Σχήμα 1.19, ενώ οι λεπτομέρειες σύνδεσης των χαλύβδινων μελών στις γωνίες του πλαισίου και μεταξύ τους στο Σχήμα 1.20.

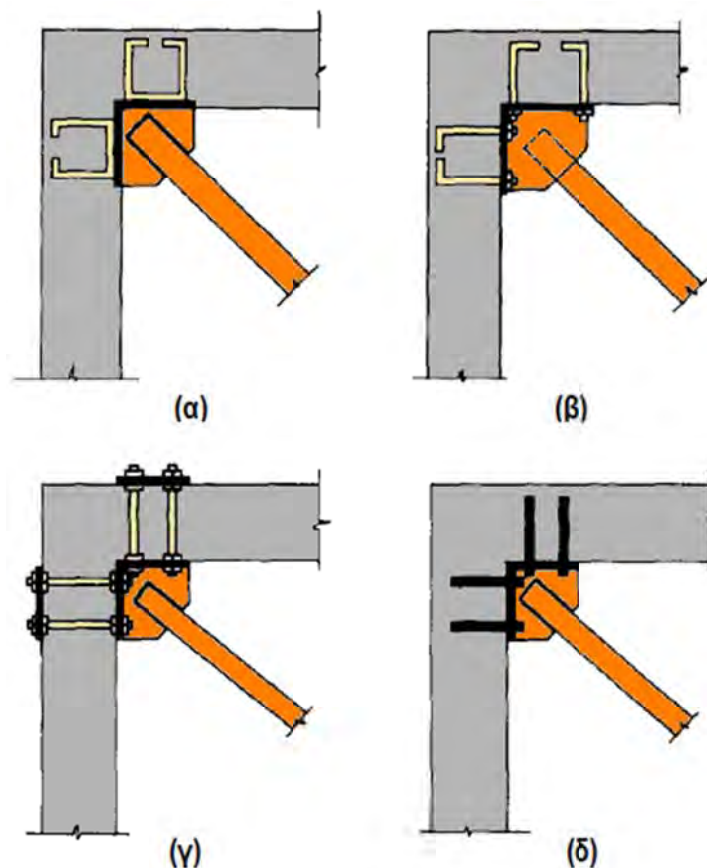


Σχήμα 1.19. Λεπτομέρεια του τυπικού μοντέλου των πειραμάτων των Maheri και Sahebi^[7]



Σχήμα 1.20. Λεπτομέρειες συνδέσεων

Τα χαλύβδινα μέλη ήταν διπλά ισοσκελή γωνιακά πλάτους σκέλους 25mm και συνολικής επιφάνειας διατομής 2.84 cm^2 , ενώ πραγματοποιήθηκαν και πειράματα για δύο τύπους συνδέσεων πλαισίου – χαλύβδινου μέλους μέσω κομβοελάσματος πάχους 1 cm, και πιο συγκεκριμένα των τύπων (α) και (δ) του Σχήματος 1.21, όπου παρατηρήθηκε λυγισμός των κομβοελασμάτων χωρίς όμως βλάβη των αγκυρώσεων, με τον τύπο (α) να αποδεικνύεται πιο ανθεκτικός.



Σχήμα 1.21. Λεπτομέρειες ορισμένων συνδέσεων μεταξύ πλαισίου από ΟΣ και συνδέσμων από χάλυβα: (α), (β) για υπό κατασκευή πλαίσια και (γ), (δ) για υφιστάμενα πλαίσια

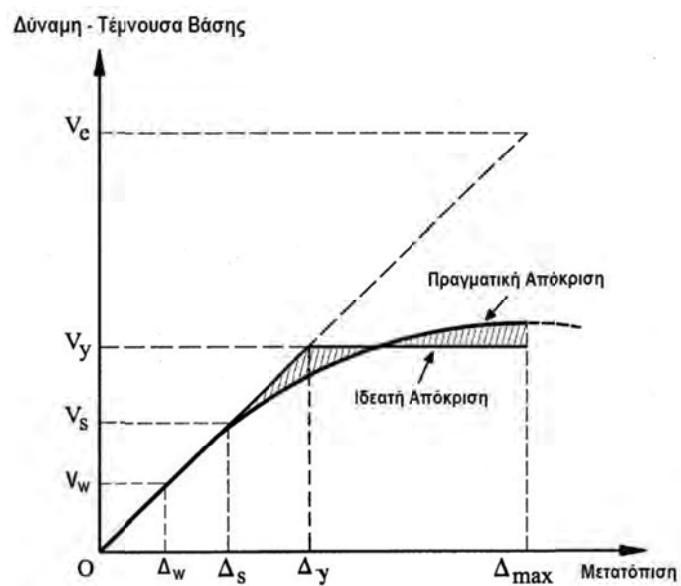
Τα συμπεράσματα της πειραματικής αυτής μελέτης είναι περιληπτικά τα εξής:

- Στα πλαίσια με μόνο έναν χαλύβδινο διαγώνιο σύνδεσμο (είτε εφελκόμενο είτε θλιβόμενο) παρατηρήθηκε μεγάλη αύξηση της εντός επιπέδου διατμητικής αντοχής των πλαισίων.
- Σε πλαίσια ενισχυμένα με ένα μόνο σύνδεσμο, η απόκριση κυριαρχείται από το σκελετό από ΟΣ, που αναλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος της εντός επιπέδου καμπτικής καταπόνησης.
- Μπορεί να αποκτηθεί μια σημαντική αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα πλαισίων από ΟΣ με Χ-διαγώνιους χαλύβδινους συνδέσμους.
- Η συμπεριφορά των πλαισίων με Χ-συνδέσμους καταδεικνύει τη κυριαρχία του εφελκόμενου συνδέσμου, οποίος διαρρέει πρώτα και μετά λυγίζει ο θλιβόμενος.

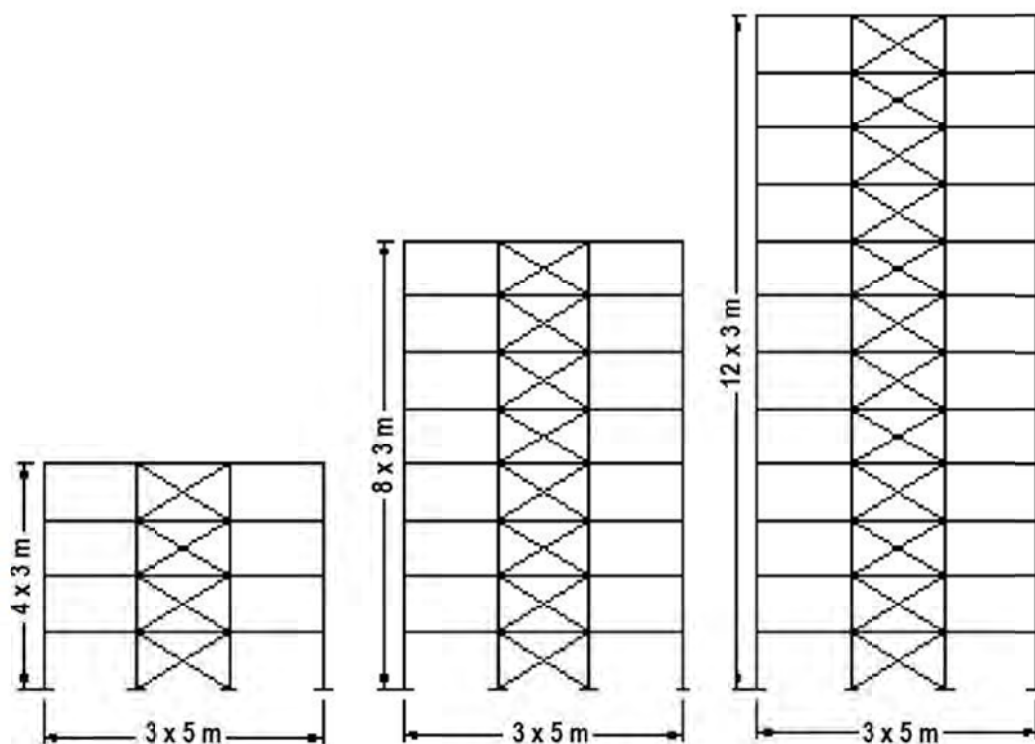
- Η συμπεριφορά των συνδέσεων διαδραματίζει πρωτεύοντα ρόλο και πρέπει να λαμβάνεται εμφατικά υπόψη στη μελέτη και το σχεδιασμό.

Οι επόμενες δύο δημοσιεύσεις της σχετικής ομάδας^[14,15] αφορούσαν τον προσδιορισμό ορισμένων παραγόντων όπως σεισμικής συμπεριφοράς R , ολκιμότητας και υπεραντοχής για κτίρια από ΟΣ ενισχυμένα με κεντρικούς εσωτερικούς χαλύβδινους συνδέσμους κύρια μορφής X αλλά και μορφής γόνατος, τόσο αναλυτικά όσο και πειραματικά. Επικεντρώνοντας τη προσοχή μας στο πρώτο από αυτά είδος ενίσχυσης, ο παράγων R (που απαντάται σε όλους τους αντισεισμικούς κώδικες, με διαφορετικό τρόπο γραφής κατά περίπτωση) είναι ένας παράγων μείωσης της δύναμης με σκοπό τη μείωση του φάσματος ελαστικής απόκρισης προς το φάσμα ανελαστικής απόκρισης. Με άλλα λόγια, πρόκειται για το λόγο της αντοχής που απαιτείται για να παραμείνει η κατασκευή στην ελαστική περιοχή προς την ανελαστική αντοχή σχεδιασμού αυτής. Άρα, ο παράγων αυτός λαμβάνει υπόψη του την εγγενή πλαστιμότητα (ολκιμότητα) και υπεραντοχή μιας κατασκευής και τη διαφορά στις τιμές των τάσεων που θεωρούνται κατά το σχεδιασμό της, και γενικά δίνεται με τη μορφή της εξίσωσης $R = R_\mu R_s Y$, όπου R_μ το μέρος το εξαρτώμενο από τη πλαστιμότητα (παράγων μείωσης πλαστιμότητας), R_s ο παράγων υπεραντοχής και Y ο παράγων επιτρεπόμενων τάσεων. Σύμφωνα δε με το Σχήμα 1.22, όπου η πραγματική συμπεριφορά φορτίου – μετατόπισης εξιδανικεύεται μέσω μιας διγραμμικής καμπύλης ελαστικής – πλήρως πλαστικής συμπεριφοράς, οι παράγοντες που προαναφέρθηκαν μπορούν να γραφούν υπό τη μορφή: $R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$, $R_s = \frac{V_y}{V_s}$, $Y = \frac{V_s}{V_w}$, και ο συντελεστής συμπεριφοράς ορίζεται τελικά ως: $R(R_w) = V_e/V_w$. Στις εκφράσεις αυτές οι ποσότητες V_e , V_y , V_s και V_w αντιστοιχούν με την αντοχή ελαστικής απόκρισης της κατασκευής, την ιδεατή αντοχή διαρροής, την 1^η χαρακτηριστική αντοχή διαρροής και την αντοχή σχεδιασμού με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις. Επιπρόσθετα, η πλαστιμότητα μ της κατασκευής ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης της κατασκευής Δ_{max} προς τη μετατόπιση Δ_y που αντιστοιχεί στην ιδεατή αντοχή διαρροής, ήτοι $\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$.

Με βάση τους παραπάνω ορισμούς, μελετήθηκαν τρία είδη πλαισίων^[14], τα οποία απεικονίζονται στο Σχήμα 1.23, μέσω ανελαστικής υπερωθητικής ανάλυσης με το λογισμικό DRAIN – 2DX.

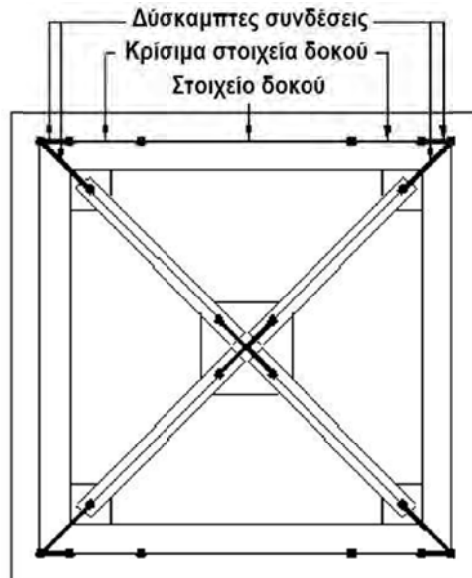


Σχήμα 1.22. Τυπική υπερωθητική καμπύλη απόκρισης για τον υπολογισμό του παράγοντα συμπεριφοράς R



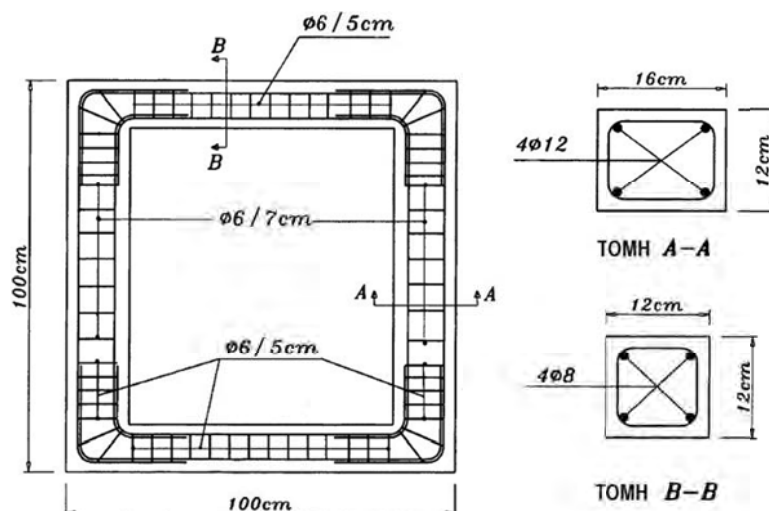
Σχήμα 1.23. Γεωμετρία των πλαισίων που μελετήθηκαν

Κατ' ουσία, η όλη ανάλυση πραγματοποιήθηκε μέσω προσομοίωσης της βασικής κατασκευαστικής μονάδας είτε απλού είτε ενισχυμένου πλαισίου μέσω πεπερασμένων στοιχείων του ως άνω λογισμικού, σύμφωνα με το Σχήμα 1.24.

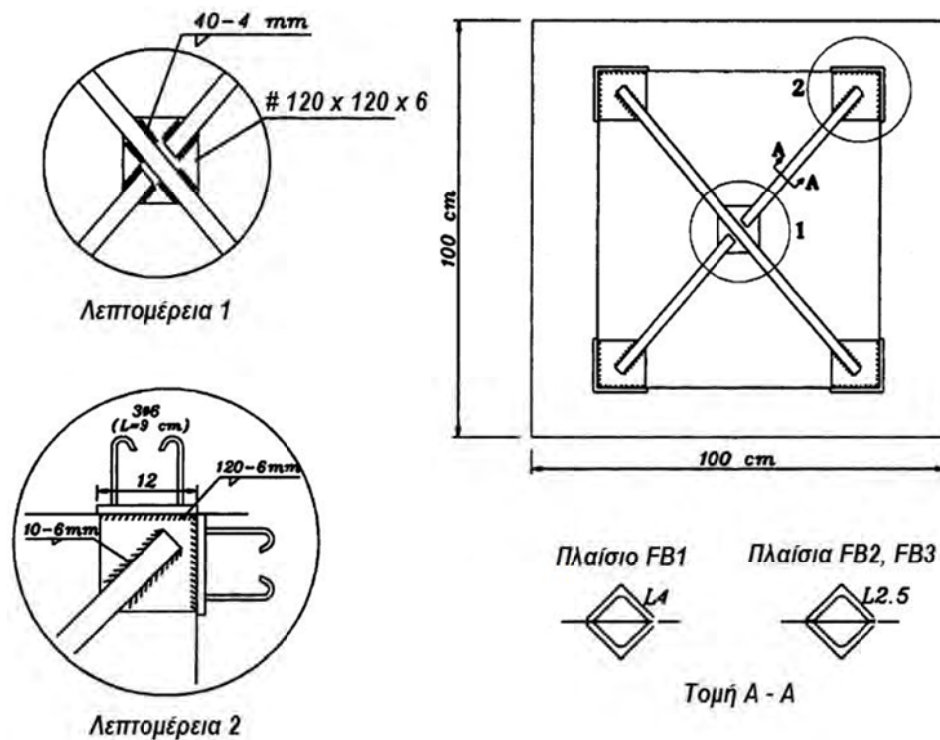


Σχήμα 1.24. Αναπαράσταση μέσω πεπερασμένων του συστήματος πλαίσιο ΟΣ – χιαστί χαλύβδινοι σύνδεσμοι

Η ως άνω διάταξη μελετήθηκε και πειραματικά^[15] για ένα υπό κλίμακα 1/3 μοντέλο για οριζόντιο φορτίο πάνω αριστερά κορυφής ίσο με 33 kN για το μη ενισχυμένο πλαίσιο και 79 kN για το πλαίσιο με χαλύβδινους Χ-συνδέσμους, σύμφωνα με τις λεπτομέρειες των Σχημάτων 1.25 και 1.26.



Σχήμα 1.25. Διαστάσεις και λεπτομέρειες οπλισμού του μοντέλου πλαισίου από ΟΣ



Σχήμα 1.25. Λεπτομέρεια των X-συνδέσμων και της σύνδεσης τους με το πλαίσιο από ΟΣ

Τα σπουδαιότερα αποτελέσματα που εξήχθησαν ήταν για μεν την αναλυτική μελέτη,

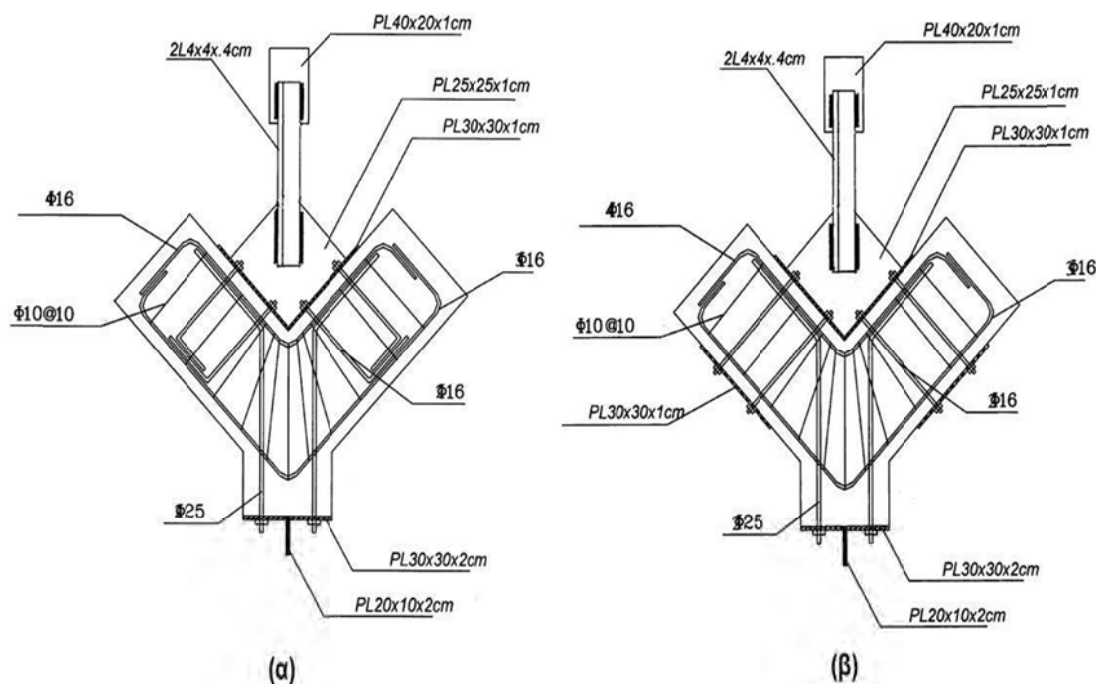
- Εφόσον τα ενισχυμένα πλαίσια από ΟΣ έχουν σχεδιαστεί για μια συγκεκριμένη τέμνουσα βάσης, διαθέτουν πολύ μεγαλύτερη πλαστιμότητα από αυτή του μη ενισχυμένου πλαισίου.
- Σε ότι αφορά το συντελεστή R , προτείνεται όπως η τέμνουσα βάσης με ομοιομορφία μεταξύ του σκελετού από ΟΣ και του συστήματος X-συνδέσμων από χάλυβα.
- Η πλαστιμότητα ενός πλαισίου ροπής από ΟΣ επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό από το ύψος του, γεγονός που μεγεθύνεται σε περίπτωση χιαστών συνδέσμων.

για δε την πειραματική μελέτη:

- Η αντοχή ενός πλαισίου από ΟΣ μπορεί να αυξηθεί σημαντικά αν προστεθούν X-σύνδεσμοι από χάλυβα, καθόσον η παρουσία τους – αλλά και η παρουσία των συνδέσεων μεταξύ τους – αυξάνει την αντοχή διαρροής του πλαισίου.
- Οι καθολικές μετατοπίσεις ενός τέτοιου πλαισίου μειώνονται σημαντικά παρουσία των X-συνδέσμων, η οποία ενισχύει σημαντικά και την πλευρική του δυσκαμψία.

- Η αστοχία των μελών ενίσχυσης θα πρέπει να προηγείται αυτής των συνδέσεων, για τις οποίες θα πρέπει να υπάρξει ενδελεχής έλεγχος και ανάλυση.

Ακολούθησε μια σημαντική πειραματική μελέτη που αφορούσε το σχεδιασμό συνδέσεων εσωτερικών κεντρικών Χ-συνδέσμων από χάλυβα με πλαίσια από ΟΣ^[16]. Τα πειράματα έλαβαν χώραν για να ελεγχθεί η εφαρμοσιμότητα υφιστάμενων κανόνων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, σε ότι αφορά τις συνδέσεις αυτές. Εξετάστηκαν τριών ειδών συνδέσεις, από τις οποίες παρατίθενται στοιχεία των δύο εξ αυτών, στο Σχήμα 1.26 (τύποι (α) και (β)), που αφορούν το παρόν Ερευνητικό Έργο (καθόσον πρόκειται περί συνδέσεων που μπορούν να υλοποιηθούν σε υφιστάμενα πλαίσια), οι οποίες υποβλήθηκαν σε δοκιμές απ' ευθείας εφελκυσμού.

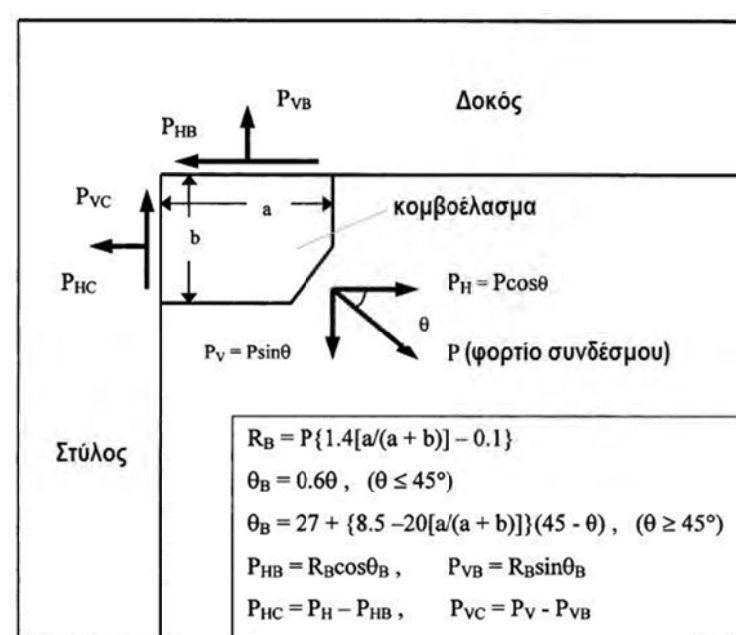


Σχήμα 1.26. Λεπτομέρειες των συνδέσεων του πειράματος εφελκυσμού^[16]

Όπως καθαρά φαίνεται στο ανωτέρω Σχήμα, η μόνη διαφορά μεταξύ των δύο αυτών τύπων σύνδεσης είναι ο τρόπος με τον οποίο οι πλάκες, στις οποίες είναι συγκολλημένο το κομβόελασμα, είναι αγκυρωμένες στο σκυρόδεμα. Στον τύπο (α) τούτο επιτυγχάνεται με βλήτρα επαρκούς μήκους, που αγκυρώνονται στον κόμβο μέσω εποξειδικών ρητινών (σε μη διαμπερείς οπές που διανοίγονται σε κατάλληλες θέσεις), ενώ στον τύπο (β) διανοίγονται διαμπερείς οπές και πλάκες συνδέονται μέσω κοχλιών, που στερεώνονται στην πίσω παρειά με περικόχλια και χρήση επιπρόσθετων

πλακών. Για λόγους συμμετρίας η διατομή των δύο πλευρών της γωνίας από σκυρόδεμα ήταν τετραγωνική 30 x 30 cm και οι συγκολλήσεις πάχους λαιμού 8mm.

Οι τύποι αυτοί των συνδέσεων είναι κατ' αρχήν παρεμφερείς με τις συνδέσεις X-συνδέσμων σε κόμβους πλαισίων από χάλυβα. Εξαίρεση αποτελεί στη διαμόρφωση τους ο τρόπος σύνδεσης του κομβοελάσματος με το σκυρόδεμα, μέσω εδράσεων χαλύβδινων στύλων. Κρίθηκε κατά συνέπεια λογικό να εξεταστεί η δυνατότητα σχεδιασμού των συνδέσεων αυτών με βάση υφιστάμενους κανόνες σε Κώδικες χαλύβδινων κατασκευών και οπλισμένου σκυροδέματος, λόγω της ως άνω ομοιότητας. Επειδή κατά κοινή ομολογία οι συνδέσεις αυτές είναι περισσότερο ευάλωτες σε εφελκυσμό παρά σε θλίψη, ο σχεδιασμός τους (για τις πειραματικές διατάξεις) έγινε με τρόπο ώστε κατά σειρά μεγέθους τα αγκύρια, οι πλάκες σύνδεσης, οι ραφές, το κομβοέλασμα και οι σύνδεσμοι να διαθέτουν την απαιτούμενη αντοχή, σύμφωνα με την ανάλυση δυνάμεων του Σχήματος 1.27.

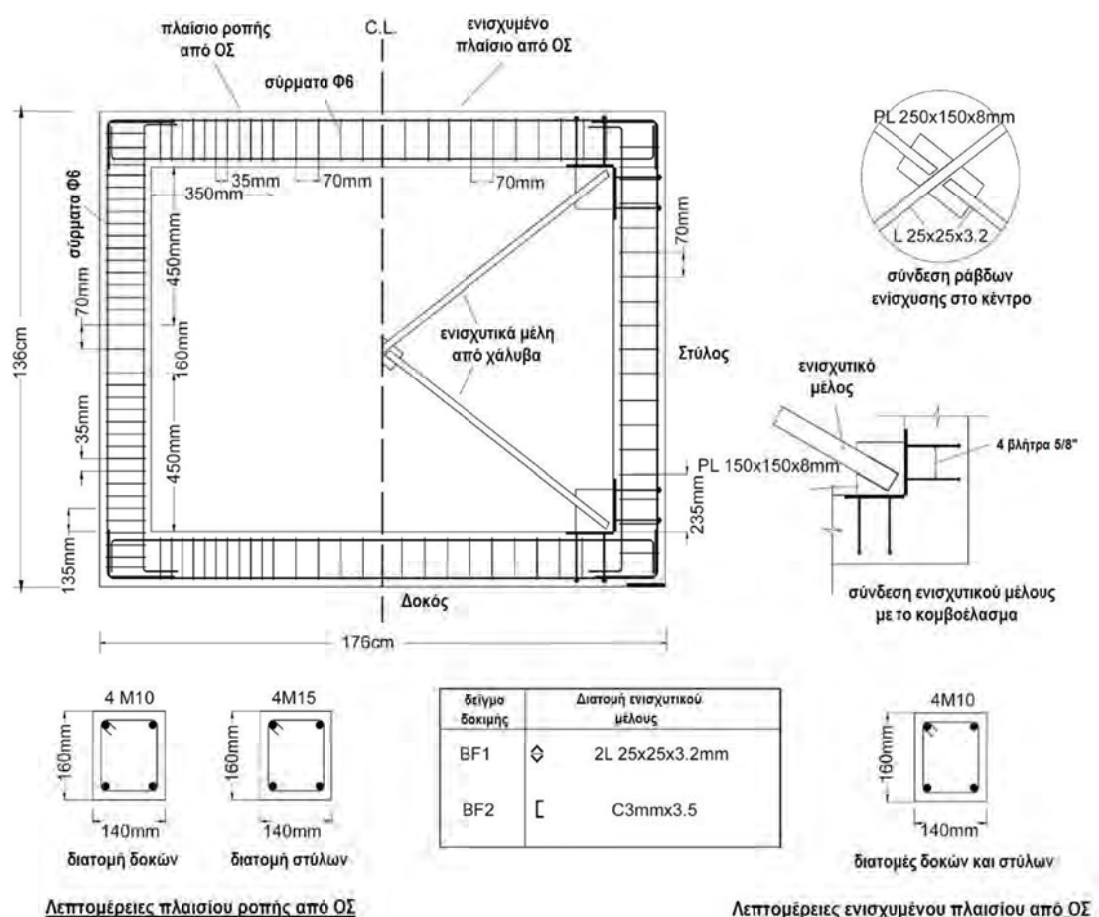


Σχήμα 1.27. Δυνάμεις δράσεις στη σύνδεση^[16]

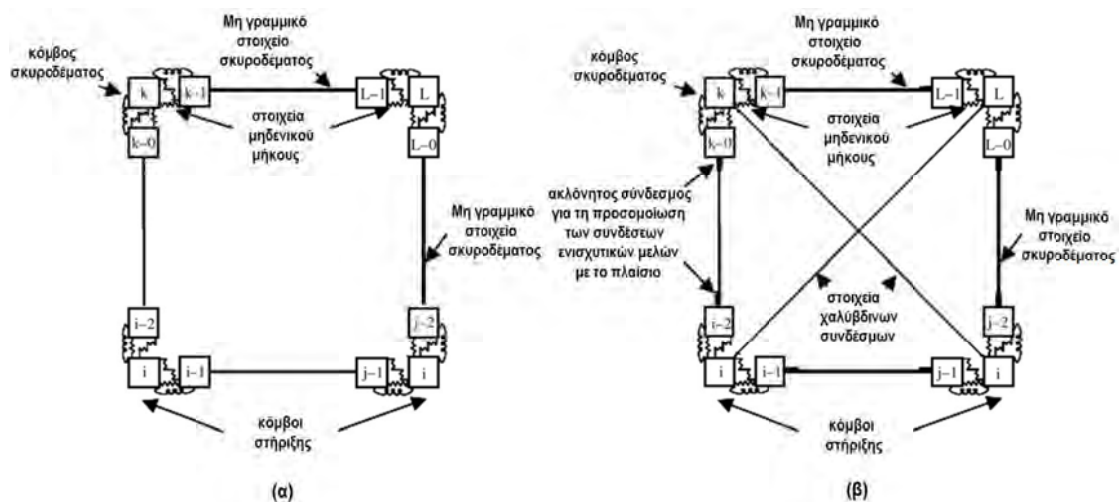
Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τις δοκιμές κατέδειξαν ότι οι συνδέσεις μπορούν όντως να σχεδιαστούν με βάση υφιστάμενους Κώδικες, καθώς και ότι η εκτός επιπέδου κάμψη των πλακών σύνδεσης δεν διαδραματίζει σημαντικό ρόλο, οπότε τα βασικά μέρη μπορούν κάλλιστα να θεωρηθούν έτσι ώστε να δύναται να

αναλάβουν εντός επιπέδου εφελκυστικές και τέμνουσες δυνάμεις, ενώ τονίστηκε ότι δεν συνεισφέρουν ιδιαίτερα σε αύξηση της πλαστιμότητας.

Στο ίδιο μήκος κύματος κινήθηκαν άλλες δύο πιο πρόσφατες εργασίες της Ιρανικής Σχολής^[33,41], που αφορούσαν πειράματα και αναλυτικές προσεγγίσεις της αλληλεπίδρασης αντοχών των πλαισίων από ΟΣ και του συστήματος εσωτερικών κεντρικών Χ-συνδέσμων από χάλυβα. Τα πειράματα αφορούσαν υπό κλίμακα 2/5 τετραγωνική μονάδα πλαισίου από ΟΣ («αποκοπείσα» από συνήθους γεωμετρίας πολύστυλο πλαίσιο ροπής μέτριας πλαστιμότητας), λεπτομέρειες της οποίας απεικονίζονται στο Σχήμα 1.28, ενώ οι θεωρητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με βάση τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων μέσω του ελεύθερου λογισμικού OpenSEES του Πανεπιστημίου του Berkeley (Open System for Earthquake Engineering Simulation), σύμφωνα με το Σχήμα 1.29.



Σχήμα 1.28. Λεπτομέρειες της μονάδας πλαισίου των δοκιμών^[33,41]



Σχήμα 1.29. Αναπαράσταση μοντέλου μέσω πεπερασμένων στοιχείων^[41]

Τα αποτελέσματα των εργασιών αυτών εξήγαν ως βασικά συμπεράσματα ότι η υπεραντοχή των ενισχυμένων πλαισίων οφείλεται στη δυσκαμψία των συνδέσεων καθώς και ότι η αλληλεπίδραση αντοχών οφείλεται κυρίως στον αριθμό των ενισχυμένων ανοιγμάτων σε πλάτος και ύψος.

Μια συγκριτική μελέτη της αποτελεσματικότητας χρήσης είτε χαλύβδινων Χ-συνδέσμων (από κοίλες κυκλικές διατομές) είτε FRP για τη σεισμική ενίσχυση πλαισίων από ΟΣ πραγματοποιήθηκε από τους **El-Amouri** και **Ghobarah**^[25]. Η όλη ανάλυση βασίστηκε σε μακρο- μοντέλα και δόθηκε έμφαση στην επιρροή της παραμόρφωσης των κόμβων στη καθολική δυναμική απόκριση. Το σπουδαίο συμπέρασμα ήταν ότι **η χρήση Χ-συνδέσμων είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική στην αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος, με τον κίνδυνο όμως εμφάνισης μη όλκιμων μορφών αστοχίας όπως διατμητικής.**

Το πλεονέκτημα χρήσης μη έκκεντρων Χ-συνδέσμων για την ενίσχυση πλαισίων από ΟΣ, σε ότι αφορά την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, αλλά και η μικρή σχετικά δυνατότητα αύξησης της απορροφούμενης ενέργειας με ανελαστική δράση λόγω λυγισμού των θλιβόμενων συνδέσμων, καταδείχτηκε και στην εργασία των **Farraioili et al**^[28]. Αυτή, παρόλο που πραγματεύεται έκκεντρους χαλύβδινους συνδέσμους μορφής γόνατος, περιέχει μια πολύ ενδιαφέρουσα ανάλυση με βάση την επιτελεσματικότητα και τη μέθοδο ICSM (Inelastic Demand and Capacity Spectra Method) καθώς και εξευγενισμένα μοντέλα υστερητικής συμπεριφοράς τόσο του σκυροδέματος όσο και των χαλύβδινων στοιχείων.

Παρόμοια συμπεράσματα αντλήθηκαν και στην εργασία των *Gorji et al*^[40], πάλι με βάση την επιτελεσματικότητα, όπου τονίστηκε ότι η σεισμική ενίσχυση πλαισίων από ΟΣ μέσω χαλύβδινων Χ-συνδέσμων μειονεκτεί λόγω ταχείας εμφάνισης λυγισμού, που αν για την αποφυγή του χρησιμοποιηθούν ισχυρότεροι σύνδεσμοι, τούτο μπορεί να οδηγήσει το μηχανισμό κατάρρευσης σε δοκούς και στύλους (λόγω αύξησης του αξονικού φορτίου).

1.4. Γενικότερες πληροφορίες περί σεισμικής ενίσχυσης κτιρίων από ΟΣ^[11,13,18,21,23,27,34,37,43]

Σημαντικές γενικότερου ενδιαφέροντος πληροφορίες μπορούν να αντληθούν και από τις εργασίες των *Moehle*^[11], *Bouvier*^[13], *Bai*^[18], *Besing*^[21], *Mazzolani et al*^[23], *Thermou* και *Elnashai*^[27], *Di Ludovico*^[34], *Aydin* και *Boduroglou*^[37], *Caterino et al*^[30,39], *Mazzolani*^[43], όπου εν πολλοίς τα πλεονεκτήματα της χρήσης κεντρικών χαλύβδινων Χ-συνδέσμων που παρατίθενται σε αυτές έχουν ήδη αναφερθεί. Χαρακτηριστικά, χωρίς μετάφραση δίδονται σε ότι ακολουθεί συγκεντρωτικοί πίνακες από την εργασία των *Thermou* και *Elnashai*^[27], ιδιαίτερα χρήσιμοι για συγκριτικούς λόγους.

Table A1 Summary of the effect of retrofit on local and global response

Method	Deficiency type	Local effect	Global effect	Technology considerations	Design considerations
Injection of cracks	Shear or shear-flexural cracks	Flexural strength and stiffness restoration. Shear strength is regained in concrete-to-concrete joints	Repair method—no modification of the response of the original structure	The quality and the environmental durability of the materials used play an important role. The adhesive material should penetrate into the fine cracks of the damaged concrete and infill all the voids	Reduction factors for concrete strength may be used to take into account any uncertainty regarding the effectiveness of the method and quality of materials
Shotcrete (Gunité)	Extensive crack patterns at concrete members or masonry; converting non-structural to structural walls	Reinstatement of the original characteristics of the element for repair; increase in force demand if applied as a retrofitting option	Minimum effect when applied as a repair method if layer is very thick and with wire mesh only. Complete change of response when applied otherwise	Judicious attention to surface cleanliness. Mix design is critical. Experienced personnel are necessary	The applied layer of concrete provides adequate strength. It is used often in combination with other retrofit schemes (e.g. RC jacketing). Amount of reinforcement and thickness of layer dictates local and global effects
Steel jacketing—plate adhesion	Insufficient shear strength and ductility due to old type of detailing (sparse confinement reinforcement, insufficient lap splicing)	Jacketing: Deformation capacity is increased Plate adhesion: Shear and flexural strength enhancement	Deformation capacity is enhanced. Strength capacity may be increased or remain the same depending on the effect of the retrofit scheme at local level	The effectiveness of the method is related to the type of grouts used for infilling the gap between the steel jacket and the existing member. The bonding work is of great importance to achieve a composite action between the adherents	Before deciding for steel jacketing premature failure due to other mechanisms (e.g. pull-out of the longitudinal reinforcement of the existing member) should be prevented. Steel jacket should be considered as additional confinement reinforcement, while steel plates adhered at the bottom flange of beams as additional bottom reinforcement
FRP jacketing	Insufficient shear strength and ductility due to old type of detailing (sparse confinement reinforcement, insufficient lap splicing)	Columns: Deformation capacity is enhanced Beams: Shear and flexural strengthening Beam-column joints: Shear failure is eliminated in connections	Ductility and shear strength at structural level are improved	Exposure to a variety of environmental conditions can dramatically change failure modes of the composites, even in cases where performance levels remain unchanged. High quality control is required. The bonding work is very important	The effectiveness depends on the anchorage conditions of the longitudinal reinforcement of the existing member. Limitations due to stress concentrations should be considered in the design phase. FRP layers are equivalent to additional confinement
Selective intervention methods	The damage pattern varies depending on the deficient parameter	Increase of stiffness, strength or ductility	Structural response can be tuned to meet the performance objectives	Experienced personnel are required in the execution phase	Refined modeling is required in order to take into account the increase of the specific parameter. Specialized design expressions necessary
RC jacketing	Insufficient lateral strength, insufficient deformation	If the jacket is applied at floor level, both axial and shear	If the jacket continues between successive floors,	The uncertainty with regard to bond between the jacket	The response is modified to strong-column weak-beam

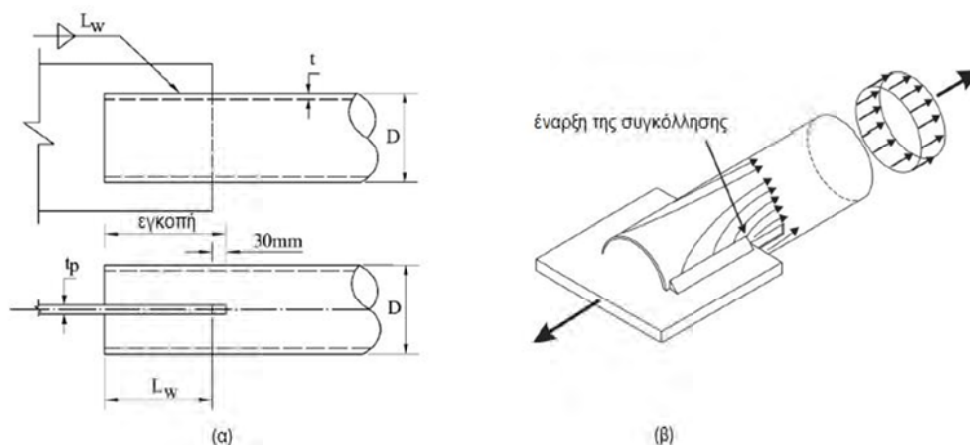
capacity and stiffness discontinuity between successive floors	strength of the column are improved, while flexural strength and strength of the beam-column joints remain the same	stiffness, strength and ductility are enhanced	and the original member is accommodated by the use of monolithic factors for the estimation of the deformation and strength capacity of the composite member	mechanism with distinct plastic hinge regions. The seismic demand is increased due to shift of the period. Uniform distribution of strength and deformation capacity is attained. Extension of jacketing to foundation level may be necessary
Addition of walls or external buttresses	Deformation demand at member level is decreased, while strength demand may be increased. High demand at connection between existing structure and walls or buttresses is generated	Global lateral drifts are controlled. Considerable strength and stiffness are added to the existing structural system. Resulting system is totally different from the original structure requiring full reassessment	In the case of infill walls, the interface between the existing and the new element should be checked. A new foundation system is necessary if walls (usually I-shaped in the perimeter of the building) or buttresses are added. In any case, the existing foundation system needs to be strengthened to resist the increased overturning moment and the larger weight of the structure	A critical aspect in the design phase is to insure full interaction and load sharing between the existing structural system and the new one (infill, external walls or buttresses). Connectors should be placed at floor level and behave elastically for the design earthquake. Strengthening of existing horizontal members may be required. Response modification of the system from shear to cantilever type is attained with a shift in period. Strategic distribution of walls may accommodate any system-level deficiencies
Steel bracing	High levels of force may be introduced at brace ends and connections between brace members and existing structure	Lateral stiffness and strength of the existing structure are increased. Additional energy dissipation is provided	Installation of post-tensioned bars can significantly modify the distribution of internal forces of existing RC members. Bracing members should be designed to behave in a ductile manner	The lateral strength of the existing members may be adversely affected by the level of axial forces induced by the steel braces. Strengthening of columns, beams and beam-column joints of braced bays needed for the adequate performance of the bracing system. Foundation system should withstand the increased strength and stiffness effects
Base isolation	The seismic impact on structural and non-structural components is reduced	The seismic energy is absorbed by isolation devices inserted at the bottom or at the top of the first floor columns	Specialized engineering expertise is necessary	There is no need for retrofitting the upper part of the structure. The equipment should be provided with capabilities to withstand the expected large horizontal displacement between the foundation and the super-structure

1.5. Χρήσιμες εργασίες για χαλύβδινα Χ-ενισχυμένα πλαίσια

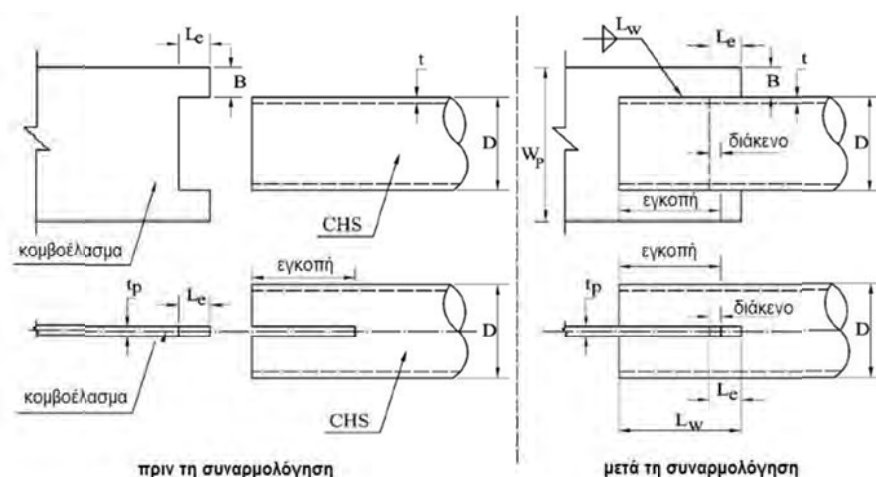
[19,20,22,35,38,42,45,46,47]

Στην παρούσα Έκθεση κρίνεται σκόπιμη η αναφορά σε ορισμένες εργασίες που αφορούν τη σεισμική ενίσχυση – μετασκευή χαλύβδινων πλαισίων μέσω Χ-συνδέσμων, τα συμπεράσματα των οποίων μπορούν κάλλιστα να χρησιμοποιηθούν σαν οδηγός για το Ερευνητικό Έργο. Πρόκειται κατά χρονολογική σειρά για τις δημοσιεύσεις των **MacRae et al**^[19], **Higgins** και **Newell**^[20], **Bartera** και **Giacchetti**^[22], **Karavasilis et al**^[35], **Broderick et al**^[38], **Martinez-Saucedo et al**^[42], **Yoo et al**^[44,45], **Lehman et al**^[46] και **Di Sarno** και **Elnashai**^[47].

Ορισμένες από αυτές, και πιο συγκεκριμένα οι υπ' αριθμ. 42, 44 και 45 αναφέρονται στις συνδέσεις χαλύβδινων συνδέσμων με κομβοελάσματα, και το περιεχόμενο τους δέον όπως προσεχθεί. Αναλυτικότερα, στην υπ' αριθμ. 42 παρατίθενται αποτελέσματα πειραμάτων, που αφορούσαν συνδέσεις μελών CHS με κομβοελάσματα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, τόσο με βάση συμβατικό σχεδιασμό (μέσω εγκοπής) όσο και με έναν προτεινόμενο νέο, ο οποίος τιτλοφορείται ως MHD (Modified Hidden Gap, τροποποιημένος κρυφού διακένου). Στις συμβατικές τέτοιου είδους συνδέσεις, που φαίνονται στο Σχήμα 1.30α, έχει αναφερθεί εμφάνιση φαινομένων διατμητικής υστέρησης, ως Σχήμα 1.30β, ενώ η διαμόρφωση του προτεινόμενου νέου τύπου απεικονίζεται στο Σχήμα 1.31. Αποδείχτηκε ότι η σύνδεση MHG μπορεί αποτελεσματικά να μετριάσει την παρουσία διατμητικής υστέρησης (που μπορεί να οδηγήσει σε περιφερειακή αστοχία του CHS μέλους κοντά στη σύνδεση) και σε συνδυασμό με την υψηλή της δυσκαμψία μετακινεί τις ανελαστικές παραμορφώσεις μακριά από τη κρίσιμη διατομή της σύνδεσης.

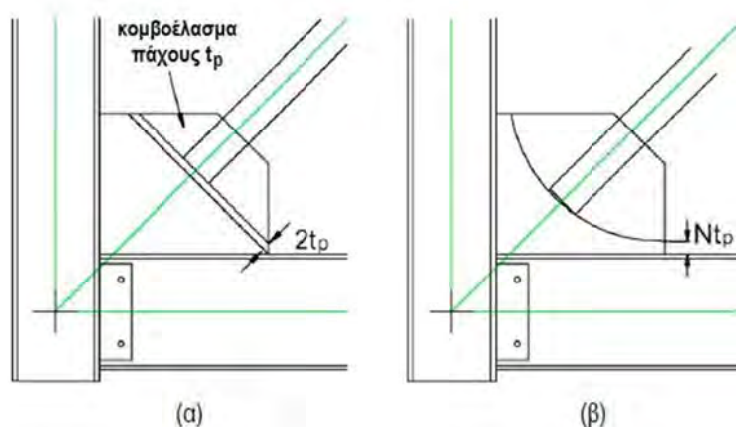


Σχήμα 1.30. Τυπική σύνδεση CHS με κομβοέλασμα μέσω εγκοπής (α) και φαινόμενο διατμητικής υστέρησης (β)



Σχήμα 1.31. Σύνδεση MHG^[42]

Επίσης, οι εργασίες των **Yoo et al** περιέχουν πειραματικές και αναλυτικές μελέτες χαλύβδινων πλαισίων με Χ-συνδέσμους από ορθογωνικές κοίλες διατομές, που συνδέονται με τον κόμβο του πλαισίου συγκολλητά μέσω κομβοελασμάτων. Προτάθηκε δε μια διαφορετική διαμόρφωση, που υπαγορεύει διαφορετικό μήκος επαφής του μέλους με το κομβοέλασμα (ώστε να επιτρέπεται η στροφή της άκρης του μέλους), η οποία καθορίζεται από έλλειψη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.32.

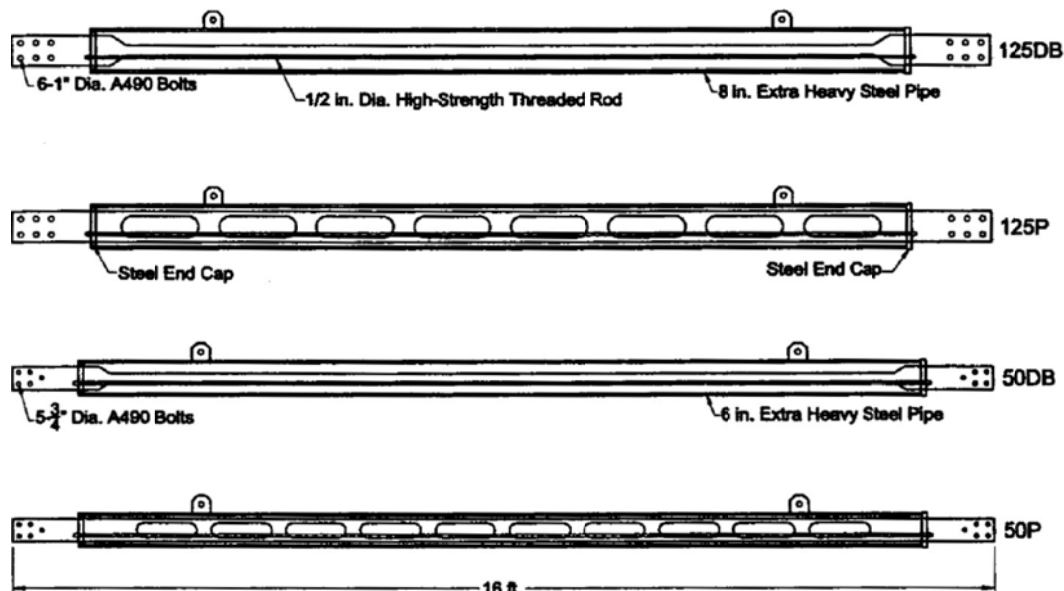


Σχήμα 1.32. Κλασσικός (α) και προτεινόμενος (β) τρόπος διαμόρφωσης σύνδεσης ενισχυτικού μέλους με κομβοέλασμα

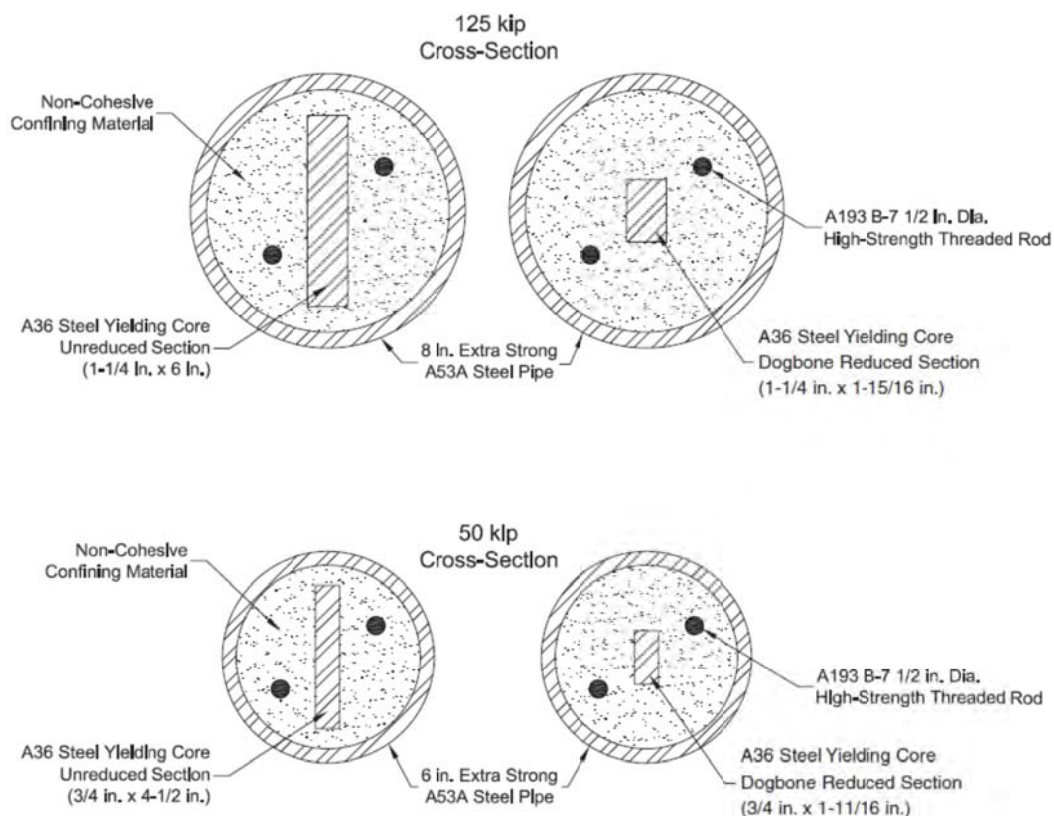
Εξήχθησαν μεγάλης σπουδαιότητας συμπεράσματα, σχετικά με την αναγνώριση του κύριου μηχανισμού διαρροής (του συνδέσμου) σε σχέση με δευτερεύοντες μηχανισμούς (διαρροή κομβοελασματος, αστοχία συγκολλήσεων

κλπ.), με σκοπό τη βελτίωση της ανελαστικής σεισμικής συμπεριφοράς του όλου συστήματος, τα οποία συνοψίζονται ως εξής: Το κομβοέλασμα θα πρέπει να είναι αρκετά ισχυρό για να αναλάβει τις δυνάμεις που του ασκούνται από τον σύνδεσμο, πλην όμως επιπρόσθετη αντοχή και δυσκαμψία (πέραν της απαιτούμενης για την ανάληψη των δυνάμεων αυτών) μειώνει την πλαστιμότητα (ολκιμότητα) του συστήματος. Οι ραφές σύνδεσης του κομβοελάσματος με τους στύλους και τις δοκούς του πλαισίου θα πρέπει να υπολογίζονται με βάση την πλαστική αντοχή του κομβοελάσματος παρά με βάση την αναμενόμενη αντοχή του συνδέσμου. Η ελλειπτική καθαρή απόσταση ίση με $8t_p$ οδηγεί σε βέλτιστα αποτελέσματα και απομακρύνει το ενδεχόμενο πρόωρης βλάβης. Σημειώνεται emphatically ότι σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξαν οι *Lehman et al*^[46].

Μια εναλλακτική μορφή συνδέσμων (Confined Steel Braces, CYB), που αποδείχτηκε ότι συνεισφέρει αποτελεσματικά στη σεισμική απόκριση κεντρικά ενισχυμένων με Χ-συνδέσμους πλαισίων προτάθηκε στην εργασία 20. Πρόκειται για μια μάλλον εξεζητημένη λύση, η οποία εντάσσεται στην κατηγορία των BRB (buckling restrained braces), που λόγους καθαρά πληροφοριακούς παρατίθεται στο Σχήμα 1.33 χωρίς περαιτέρω σχόλια. Σε παρόμοια λογική κινείται και η εργασία υπ' αριθμ. 22.



Σχήμα 1.33 (συνεχίζεται)



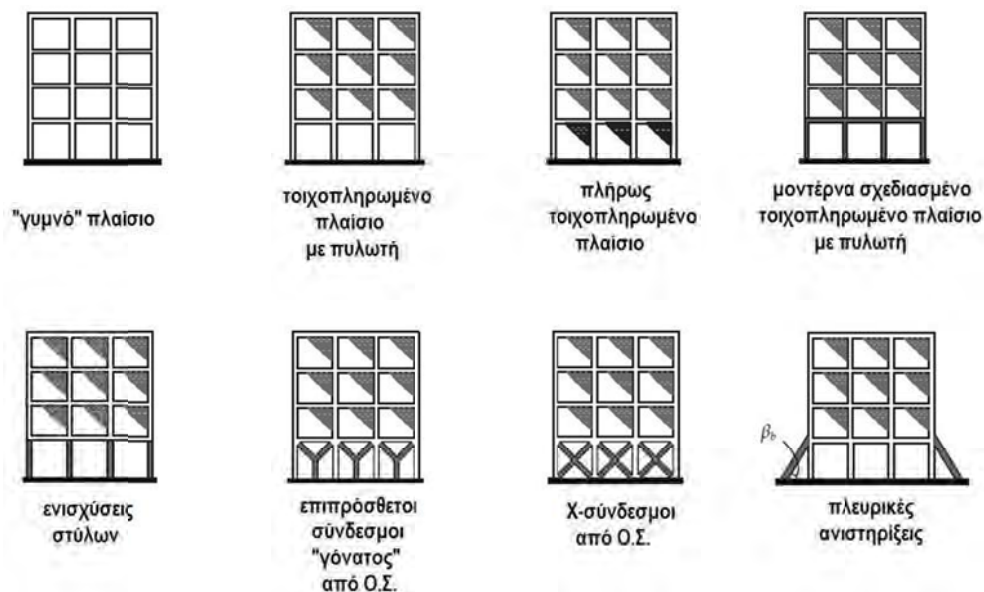
Σχήμα 1.33. CYB των Higgins και Newell^[20]

Οι υπολειπόμενες τέσσερις εργασίες της παρούσας παραγράφου^[19,25,38,47] χρησιμεύουν ως οδηγός για τη μεθοδολογία, τους στόχους και την αλληλουχία των δραστηριοτήτων που θα πρέπει να ακολουθήσει η ερευνητική πορεία του Έργου. Οι εκεί περιεχόμενες πληροφορίες έχουν περιθωριακή σχέση με το αντικείμενο του Έργου οπότε δεν σχολιάζονται περαιτέρω.

1.6. Τοιχοπληρωμένα κτίρια με Φ.Ο από οπλισμένο σκυρόδεμα^[9,10,31,49,50]

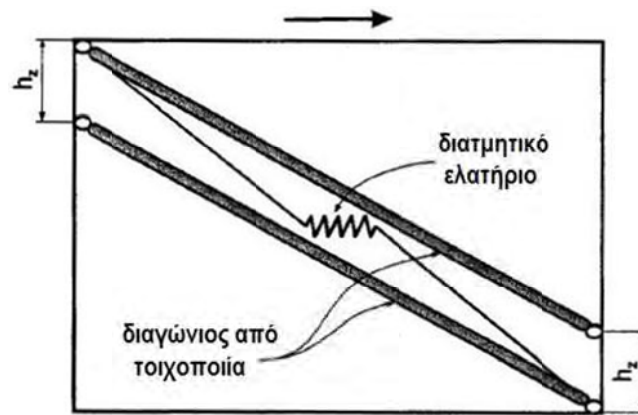
Οι σεισμοί στη πόλη του Μεξικού το 1985^[31], στο Kocaeli της Τουρκίας το 1999^[9] και στο Bhuj της Ινδίας το 2001^[10] και οι καταστροφικές επιπτώσεις τους σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα με ομοιόμορφες τοιχοπληρώσεις (με ή χωρίς πυλωτή) επιβεβαίωσαν τη δικαιολογημένη ανησυχία των Μηχανικών για τη σεισμική συμπεριφορά τέτοιων κατασκευών, που κατά κόρον απαντώνται και στον Ελλαδικό χώρο. Ως γνωστόν, οι τοιχοπληρώσεις παρέχουν σημαντική δυσκαμψία αλλά είναι ιδιαίτερα ασθενείς και αστοχούν ψαθυρά, η δε παρουσία τους διαφοροποιεί σε πολύ μεγάλο βαθμό την απόκριση του Φ.Ο. υπό σεισμικές διεγέρσεις. Το χειρότερο σενάριο σχετίζεται με την ύπαρξη

τοιχοπληρώσεων σε ανώτερους ορόφους, με απουσία τους σε χαμηλότερα επίπεδα (όπως τυπικά σε περιπτώσεις πυλωτής), γεγονός που οδηγεί στη δημιουργία μηχανισμού «μαλακού» ορόφου (ακόμα και σε υψηλής ποιότητας τοιχοπληρώσεις – από πλευράς κονιάματος, πλίνθων και τεχνικής κατασκευής), με τη καθολική πλαστιμότητα να βρίσκεται σε χαμηλά επίπεδα. Η μοναδική εργασία που πραγματοποιείται ορισμένες πιθανές εναλλακτικές λύσεις ενίσχυσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με ανοικτό ισόγειο (πυλωτή) είναι αυτή των Kaushic et al^[49]. Οι λύσεις αυτές, που απεικονίζονται στο Σχήμα 1.34, περιλαμβάνουν και τη κατασκευή χιαστών συνδέσμων στη πυλωτή, αλλά από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 1.34. Τοιχοπληρωμένα πλαίσια από ΟΣ με πυλωτή και ενισχύσεις τους^[49]

Η εργασία αυτή περιέχει αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής ανάλυσης τριώροφων πλαισίων από ΟΣ με πυλωτή, μέσω του προγράμματος SAP 2000, όπου η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων προσομοιάστηκε μέσω παραλλαγής του γνωστού μοντέλου τριών θλιπτικών διαγωνίων. Τονίζεται ότι στο λογισμικό RUAUMOKO, το οποίο πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για τις ανάγκες του παρόντος Έργου, περιέχει ενσωματωμένο ένα πολύ πιο εξευγενισμένο μακρο- μοντέλο της συμπεριφοράς τοιχοπληρώσεων, πολλαπλών διαγωνίων^[50], σύμφωνα με το Σχήμα 1.35.



Σχήμα 1.35. Μακρο – μοντέλο φατνώματος τοιχοπλήρωσης ενσωματωμένο στο λογισμικό RUAUMOKO^[50]

Παρόλο το γεγονός ότι στη περίπτωση ενίσχυσης με Χ-συνδέσμους, αυτοί κατασκευάστηκαν από ΟΣ, κρίνεται σκόπιμη η παράθεση των σχετικών αποτελεσμάτων. Η συμπεριφορά σε πλευρικά φορτία μελετήθηκε για δύο περιπτώσεις: Η πρώτη αφορούσε τη χρήση Χ-συνδέσμων σε ανοίγματα εναλλάξ ενώ η δεύτερη και στα τρία ανοίγματα της πυλωτής. Σημειώνεται ότι η απαίτηση αύξησης της αντοχής για τη πυλωτή ήταν 1.84 φορές, οπότε οι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν με τις ίδιες διατομές, οπλισμό και χαρακτηριστικά πλαστικών αρθρώσεων των υφιστάμενων στύλων του ισογείου (καθόσον οι σύνδεσμοι αυτοί γενικά έχουν μεγάλη αντοχή). Επιπρόσθετα δε, η διατμητική αντοχή των δοκών ισογείου βελτιώθηκε με εξωτερικό διατμητικό οπλισμό. Παρατηρήθηκε ότι υπήρξε μικρή διαφορά στην πλευρική αντίσταση (αντοχή) των πλαισίων που ενισχύθηκαν με τους δύο αυτούς τρόπους, ενώ υπήρξε σημαντική διαφορά μεταξύ της πλευρικής παραμορφωσιμότητάς τους. Ενώ αναπτύχθηκαν πλαστικές αρθρώσεις σε όλα τα μέλη της πυλωτής (δοκούς, στύλους και Χ-συνδέσμους), βρέθηκε ότι η αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων συγκεντρώθηκε σε μέλη ανωτέρων ορόφων. Εξ αυτών περισσότερο επηρεάστηκαν οι τοιχοποιίες των ανωτέρων ορόφων, λόγω της μεγάλης πλευρικής τους δυσκαμψίας και των ψαθυρών χαρακτηριστικών τους. Η οριακή αντοχή του πλαισίου αντιστοιχούσε στο 155% του σεισμικού φορτίου για πλευρική μετατόπιση 0.6%. Κατόπιν ακολούθησε θλιπτική αστοχία σε τοίχους ανωτέρων ορόφων (με άμεση επίπτωση τη μείωση της πλευρικής αντοχής). Το πλαίσιο που ενισχύθηκε με εναλλάξ Χ-συνδέσμους αστόχησε λόγω καμπτικής αστοχίας των δοκών ισογείου για περίπου 1.8% πλευρική μετατόπιση,

ενώ το πλαίσιο με X-συνδέσμους σε όλα τα φατνώματα της πυλωτής αστόχησε για πλευρική μετατόπιση 2.5% τόσο λόγω καμπτικής αστοχίας των δοκών ισογείου όσο και λόγω καμπτικής αστοχίας των στύλων του 1^{ου} ορόφου. Ενδιαφέρον δε ήταν το γεγονός ότι οι στύλοι και οι διαγώνιοι σύνδεσμοι στην πυλωτή δεν αστόχησαν!!

1.7. Συμπεράσματα

Από τη διεξοδική βιβλιογραφική ανασκόπηση που προηγήθηκε, μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα σπουδαιότερα συμπεράσματα:

- (1) Στην ανάλυση και στα πειράματα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή και η σωστή προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης των ανωτέρων ορόφων καθώς και η ακριβής κατά το δυνατόν προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών από ΟΣ αλλά και χάλυβα.*
- (2) Θα πρέπει να αξιολογηθούν, να ιεραρχηθούν και να ταξινομηθούν αυστηρά από πλευράς επιθυμητής αλληλουχίας οι αναμενόμενες μορφές αστοχίας αφού καθοριστεί ο βασικός σκοπός της ενίσχυσης (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα).*
- (3) Μια σπουδαία παράμετρος που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά το σχεδιασμό πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα ενισχυμένων με χαλύβδινους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι το επίπεδο αλληλεπίδρασης μεταξύ της αντοχής του πλαισίου και του συστήματος δυσκαμψίας, η οποία εν πολλοίς οφείλεται στην **υπεραντοχή** των συνδέσεων.*
- (4) Ο κατάλληλος σχεδιασμός άμεσων (απ' ευθείας) συνδέσεων των μελών των X-συνδέσμων με το πλαίσιο από σκυρόδεμα είναι σημαντικός για την επίτευξη της επιθυμητής αντοχής έναντι πλευρικών φορτίων. Προς τούτο θα πρέπει να ελαχιστοποιείται η εκκεντρότητα της δύναμης που μεταφέρουν τα μέλη των συνδέσμων οπότε αυτή θα μεταφέρεται στη γωνία του πλαισίου χωρίς κίνδυνο ζημιών στα μέλη από σκυρόδεμα.*
- (5) Σπουδαίο ρόλο διαδραματίζει η σεισμική απόκριση των συνδέσεων μέσω κομβοελασμάτων.*
- (6) Η επιρροή της δυσκαμψίας των στύλων από σκυρόδεμα είναι σημαντική για τη σεισμική απόκριση των ενισχυόμενων φατνωμάτων.*

- (7) Λαμβάνοντας υπόψη την εύκολη κατασκευή και το χαμηλό κόστος, η ενίσχυση με χαλύβδινους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι ιδιαίτερα ελκυστική.
- (8) Είναι προτιμότερη η χρήση Χ-συνδέσμων παρά απλών διαγωνίων, καθόσον με τους πρώτους μειώνεται κατά πολύ η απαιτούμενη αντοχή σε τέμνουσα των πλαισίων από σκυρόδεμα.
- (9) Προεξάρχει η συμμετοχή του κατά περίπτωση εφελκυόμενου χαλύβδινου συνδέσμου.
- (10) Έχουν προταθεί κατά καιρούς τρεις (3) βασικοί τύποι σύνδεσης των χαλύβδινων συνδέσμων με το περιβάλλον πλαίσιο: μηχανικοί σύνδεσμοι, κονίαμα και ειδικές κόλλες, με τη μηχανική σύνδεση να επιδεικνύει την βέλτιστη συμπεριφορά.
- (11) Θα πρέπει κατά την ανάλυση της ενίσχυσης να λαμβάνεται με ιδιαίτερη προσοχή υπόψη ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς R , δηλαδή του λόγου μεταξύ της απαιτούμενης αντοχής για διατήρηση της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής προς την ανελαστική αντοχή σχεδιασμού της.
- (12) Με την απευθείας σύνδεση του συστήματος ενίσχυσης με το πλαίσιο από σκυρόδεμα ελαχιστοποιείται η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ τους και τέλος
- (13) Πρέπει να λαμβάνονται εμφατικά υπόψη τόσο οι απαιτήσεις ολκιμότητας όσο και ο στόχος ελαχιστοποίησης της μέγιστης μεταξύ ορόφων σχετικής οριζόντιας μετατόπισης.

ΜΕΡΟΣ 2: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Το αποτέλεσμα της τρέχουσας παραμετρικής μελέτης εξαρτάται από την ακρίβεια και τη λεπτομέρεια του θεωρούμενου μοντέλου για κάθε ένα από τα εξεταζόμενα δομικά μέλη².

2.1. Συμπεριφορά και προσομοίωση χαλύβδινων Χ-συνδέσμων

Η υστερητική συμπεριφορά ενός χαλύβδινου ενισχυτικού μέλους είναι ιδιαίτερα περίπλοκη. Η εν λόγω περίπλοκη συμπεριφορά περιλαμβάνει φαινόμενα όπως ο λυγισμός του μέλους, διαρροή του υλικού σε συγκεκριμένες θέσεις κατά μήκος του μέλους, επιδράσεις λόγω τοπικού λυγισμού, και μεταλυγισμική μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μείωσης του εφαπτομενικού μέτρου και επιρροών Bauschinger. Η περίπλοκη αυτή συμπεριφορά μπορεί να προσομοιωθεί μέσω δύο κατηγοριών μοντέλων, των φαινομενολογικών και αυτών της φυσικής θεωρίας.

Τα μοντέλα φυσικής θεωρίας ενσωματώνουν απλουστευμένες θεωρητικές διατυπώσεις, οι οποίες επιτρέπουν τον υπολογισμό της μη γραμμικής υστερητικής συμπεριφοράς ενός ενισχυτικού μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Σε αντίθεση με τα φαινομενολογικά μοντέλα, αυτά της φυσικής θεωρίας βασίζονται στις γεωμετρικές ιδιότητες και στις ιδιότητες του υλικού του ενισχυτικού μέλους. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιείται το μοντέλο που προτάθηκε το 1997 από τους **Remennikov** και **Walpole**^[56]. Το συγκεκριμένο αυτό μοντέλο είναι διαθέσιμο στο λογισμικό RUAUMOKO, το οποίο επιλέχτηκε ως αρωγός της μελέτης. Παρακάτω παρατίθεται μια συνοπτική παρουσίαση του μοντέλου Remennikov.

Μοντέλο φυσικής θεωρίας του Remennikov

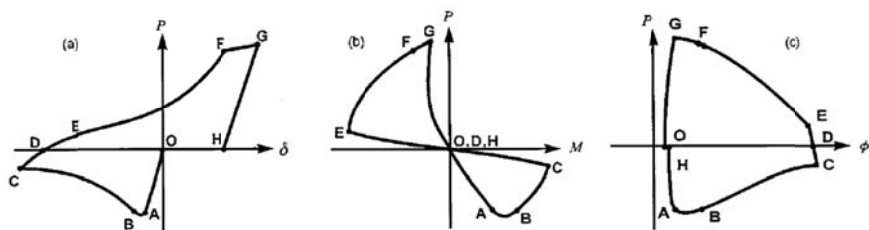
Η βασική πηγή διάχυσης ενέργειας απλών ενισχυτικών χαλύβδινων μελών προέρχεται από ανελαστικό λυγισμό, που έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων (περιοχών όπου εμφανίζονται ανελαστικές καμπυλότητες). Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που θα δημιουργηθούν εξαρτάται από τις συνοριακές συνθήκες του μέλους. Συνήθως θεωρούνται δύο ιδεατές συνθήκες και στα δύο άκρα του μέλους, που είναι είτε η άρθρωση είτε η πάκτωση. Οι πραγματικές συνθήκες δέσμευσης των άκρων όμως ενός ενισχυτικού μέλους σε ένα αληθινό

² Η όλη μελέτη υπόκειται στους εξής περιορισμούς:

(α) Δισδιάστατη ανάλυση, (β) κανονικότητα κάτοψης και καθ' ύψος (τυπική περίπτωση), (γ) πλήρως ψαθυρή συμπεριφορά μελών από ΟΣ (μη λήψη υπόψη σταδιακής μείωσης της αντοχής τους – πολύ κοντά στη πραγματικότητα για παλιές κατασκευές και (δ) μη ποσοτικοποίηση των βλαβών στις τοιχοπληρώσεις (θεώρηση πλαστικών αρθρώσεων μόνο σε στύλους και δοκούς).

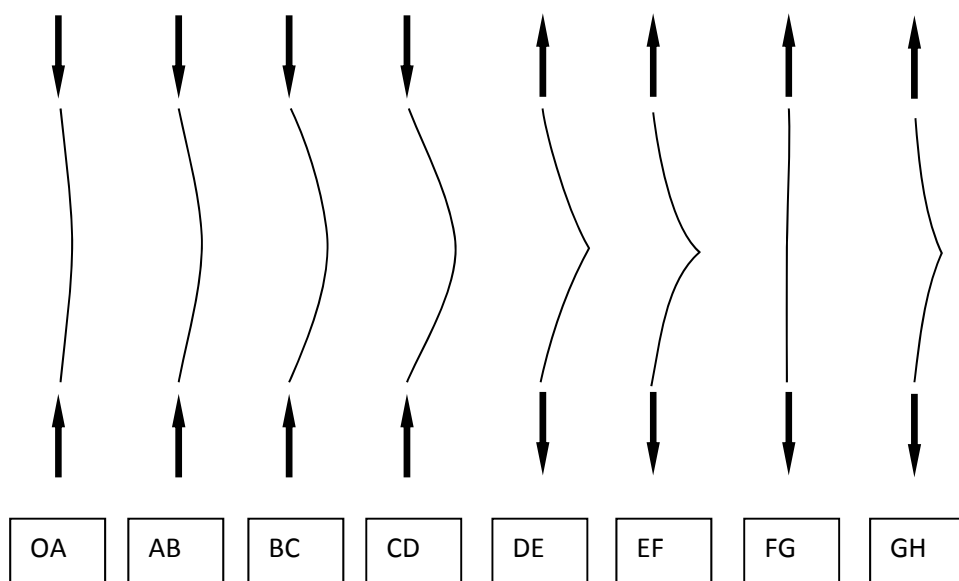
πλαίσιο εξαρτάται από μια ποικιλία παραγόντων, όπως ο σχηματισμός του πλαισίου, οι συνθήκες φόρτισης, η λυγηρότητα του μέλους, η ευκαμψία των κόμβων και η ανελαστική συμπεριφορά των γειτονικών μελών. Σε ένα ιδεατό αμφιαρθρωτό μέλος σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση, ενώ στο αμφίπακτο τρεις πλαστικές αρθρώσεις.

Η γενική συμπεριφορά ενός χαλύβδινου συνδέσμου δυσκαμψίας που απεικονίζεται στο Σχήμα 2.1, μπορεί να επιμεριστεί σε διάφορες ζώνες. Με βάση των ορισμό των ζωνών από τους **Ikeda** και **Mahin**^[55], ένας κύκλος φόρτισης διαιρείται σε τέσσερις γενικές κατηγορίες: ελαστικές ζώνες, πλαστικές ζώνες, ζώνη ελαστικού λυγισμού και ζώνη διαρροής. Οι όροι «ελαστικός» και «πλαστικός» αντιστοιχούν στην κατάσταση της πλαστικής άρθρωσης, ενώ ο όρος «διαρροή» σχετίζεται με την κατάσταση των τμημάτων της δοκού. Στη συνέχεια, η ελαστική ζώνη υποδιαιρείται στην ελαστική βράχυνση (τόσο το μήκος του μέλους όσο και το αξονικό φορτίο μειώνονται) και την ελαστική επιμήκυνση (τόσο το μήκος του μέλους όσο και το αξονικό φορτίο αυξάνονται). Τελικά, η ελαστική βράχυνση, η ελαστική επιμήκυνση και οι πλαστικές ζώνες υποδιαιρούνται περαιτέρω στις ζώνες σε θλίψη και στις ζώνες σε εφελκυσμό. Σαν αποτέλεσμα, οι οκτώ ζώνες ενσωματώνονται για να ορίσουν κατάλληλα την καμπύλη αξονικού φορτίου – παραμόρφωσης (Σχήμα 2.1α). Ο ίδιος ορισμός για τις ζώνες ισχύει επίσης για την καμπύλη αξονικού φορτίου – ροπής πλαστικής άρθρωσης, που φαίνεται στα Σχήματα 2.1β και 2.1γ. Μια τέτοιου είδους λεπτομερής αναπαράσταση αντικατοπτρίζει καλύτερα τις διακρίσεις μεταξύ των ζωνών, και ιδιαίτερα την μη αναστρεψιμότητα τους, συμπεριλαμβανόμενων και των «ελαστικών» ζωνών. Η ιδιότητα αυτή των «ελαστικών» ζωνών προκύπτει κυρίως από την ασυνέχεια του εφαπτομενικού μέτρου κατά τη διάρκεια των αντιστροφών του ιστορικού φόρτισης.



Τμήμα	Ζώνη	Τμήμα	Ζώνη
OA	Ελαστική βράχυνση σε θλίψη	DE	Ελαστική επιμήκυνση σε εφελκυσμό
AB	Ζώνη λυγισμού	EF	Πλαστική ζώνη σε εφελκυσμό
BC	Πλαστική ζώνη σε θλίψη	FG	Ζώνη διαρροής
CD	Ελαστική επιμήκυνση σε θλίψη	GH	Ζώνη ελαστικής βράχυνσης σε εφελκυσμό

Σχήμα 2.1. (συνεχίζεται)



Σχήμα 2.1. Βρόγχοι υστέρησης και ορισμός των διαφορετικών ζωνών της ανελαστικής συμπεριφοράς ενός ενισχυτικού μέλους σε έναν κύκλο φόρτισης

Το ιστορικό μεταβολής του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας, που αντιστοιχεί στην «κυκλική» ανελαστική βράχυνση και επιμήκυνση ενός στύλου, είναι μεγάλης σημασίας για την ακριβή πρόβλεψη της ανελαστικής υστερητικής συμπεριφοράς ενός μεμονωμένου χαλύβδινου ενισχυτικού μέλους. Έχει παρατηρηθεί σε πειραματικά αποτελέσματα στη βιβλιογραφία ότι τι εφαπτομενικό μέτρο μειώνεται σημαντικά κατά τη διάρκεια ανελαστικών αντιστροφών. Με βάση πειραματικά δεδομένα, δημιουργήθηκε ένα εμπειρικό μοντέλο^[55] για το κανονικοποιημένο εφαπτομενικό μέτρο $e=E_t/E$, ως συνάρτηση του κανονικοποιημένου αξονικού φορτίου $p=P/P_y$, σύμφωνα με το Σχήμα 2.2. Δύο ζεύγη γραμμικών ιδεατών καμπυλών χρησιμοποιούνται για τον ορισμό του τρόπου αύξησης και μείωσης. Οι τιμές των τεσσάρων παραμέτρων e_1 , e_2 , e_3 και e_4 πρέπει να επιλεγούν από υφιστάμενα πειραματικά δεδομένα για να ληφθεί υπόψη η εξέλιξη της μεταβολής του εφαπτομενικού μέτρου. Οι Remennikov και Walpole^[56] ανέπτυξαν ένα επαυξητικό μοντέλο χαλύβδινου ενισχυτικού μέλους, χρησιμοποιώντας ένα μοντέλο υλικού τύπου έργου-κράτυνσης, σε αντίθεση με το ελαστικό – πλήρως πλαστικό μοντέλο υλικού που επέλεξαν οι Ikeda και Mahin^[55]. Επιπρόσθετα ο Remennikov προέβη σε περαιτέρω τροποποιήσεις του αρχικού μοντέλου για να συμπεριλάβει τον υποβιβασμό αυτών των καμπυλών σε σχέση με τους κύκλους φόρτισης σύμφωνα με τις πειραματικές παρατηρήσεις.

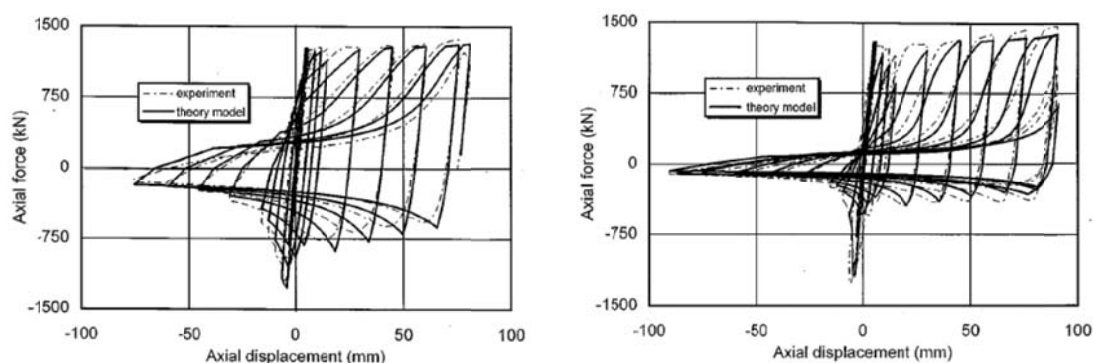
Το επαυξητικό μοντέλο φυσικής θεωρίας μπορεί να συνοψιστεί μέσω των ακόλουθων εξισώσεων:

$$dP = K_t d\delta$$

όπου,

$$K_t = \frac{E_t A}{1 + \langle S \rangle (E_t A) L^2 \left\{ \frac{dh_1(v)}{dv} \frac{dv}{dP} \Phi_i^2 + 2h_1(v) \Phi_i \frac{d\Phi_p}{dP} d \right\} + (E_t A) \frac{f_{iP}}{f_{iM}} \frac{d\Phi_p}{dP}}$$

Ο συντελεστής εφαπτομενικού μέτρου K_t ορίζει τις ανελαστικές ιδιότητες του ενισχυτικού μέλους για μια επαυξητική λύση. Όλες οι μεταβλητές που υπεισέρχονται ορίζονται λεπτομερώς στη δημοσίευση των Remennikov και Walpole (1997). Η ως άνω εξίσωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να βρεθεί η επαυξητική αξονική δύναμη όταν η κατάσταση βρίσκεται πάνω στην επιφάνεια διαρροής και η φόρτιση είναι ανελαστική. Οι επαυξητικές αξονικές δυνάμεις είτε εντός της επιφάνειας διαρροής είτε όταν γίνεται αποφόρτιση από αυτή μπορούν να βρεθούν στο πλήρες κείμενο της δημοσίευσης των Remennikov και Walpole (1997). Στο Σχήμα 2.4 αναπαρίσταται η επικύρωση του μοντέλου Remennikov σε σχέση με πειραματικά αποτελέσματα.



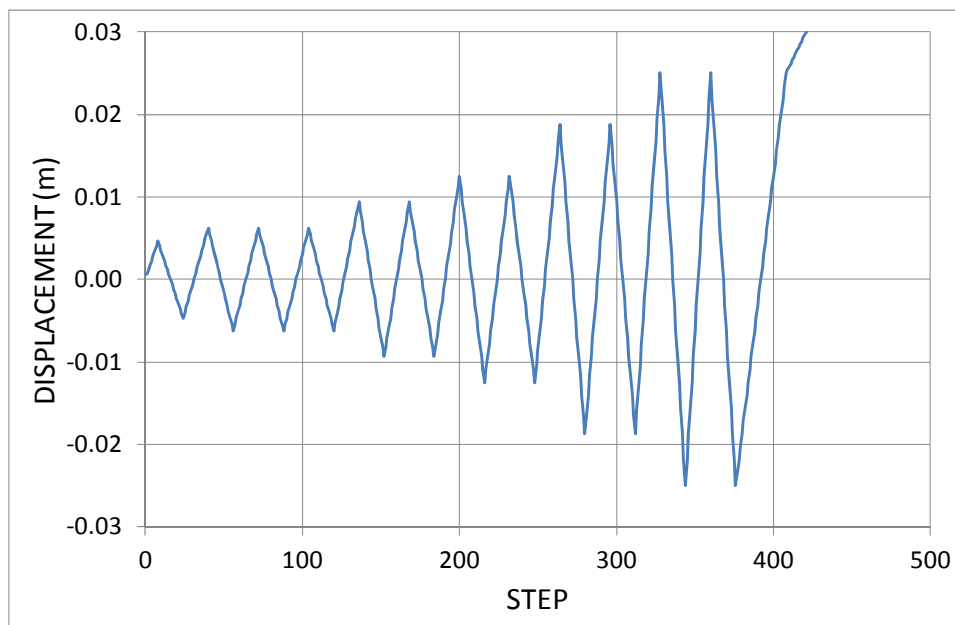
Σχήμα 2.4. Σύγκριση αναλυτικών και πειραματικών βρόγχων P - δ για αμφιαρθρωτό και αμφίπακτο χαλύβδινο ενισχυτικό μέλος^[55]

Πραγματοποιήθηκε μια ενδελεχής παραμετρική έρευνα σε επίπεδο συστατικού (μεμονωμένου συνδέσμου), όπου αναγνωρίστηκαν οι παράμετροι που ελέγχουν τη συμπεριφορά ενός χαλύβδινου ενισχυτικού μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Μέσω της διαδικασίας αυτής κατέστη εφικτή η βαθμονόμηση των παραμέτρων του αντίστοιχου μοντέλου του λογισμικού RUAUMOKO^[51]. Στο Σχήμα 2.6 φαίνεται η συμπεριφορά της παραμόρφωσης φορτίου ενός SHS ενισχυτικού μέλους μήκους 3.17 m με μέτρο ελαστικότητας 200.1 GPa και επιφάνεια διατομής 21.7 cm² (τετραγωνική HSS 4x4x1/4 in διατομή στις ΗΠΑ), υπό ιστορικό

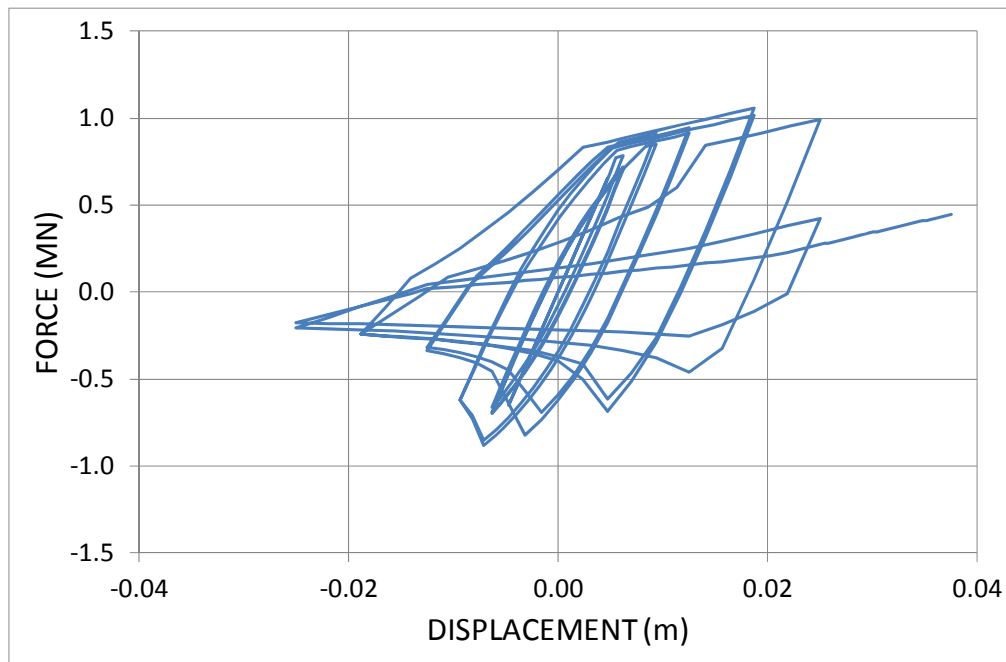
μετατόπισης (HYSTERES, ιστορικό ενσωματωμένο στο RUAUMOKO), αποτελούμενο από προοδευτικά αυξανόμενους κύκλους παραμόρφωσης, που απεικονίζονται στο Σχήμα 2.5. Οι παράμετροι του μοντέλου Remennikov περιέχονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1. Παράμετροι του μοντέλου Remennikov στο RUAUMOKO

Παράμετροι εισόδου στο RUAUMOKO	Περιγραφή	Τιμές
$I_{\text{minor}} \text{ (m}^4\text{)}$	Ροπή αδρανείας ασθενούς άξονα	3.24E-6
$S_{\text{minor}} \text{ (m}^3\text{)}$	Πλαστική ροπή αντίστασης ασθενούς άξονα	7.67E-5
k	Ισοδύναμο μήκος λυγισμού	0.5
α	Συντελεστής κράτυνσης	1.0
β	Συντελεστής βήτα	1.2
θ_0	Αρχική απόκλιση από την ευθυγραμμία	0.0
e_1	Ενεργό εφαπτομενικό μέτρο	0.35
e_2	Ενεργό εφαπτομενικό μέτρο	0.9
e_3	Ενεργό εφαπτομενικό μέτρο	1.1
e_4	Ενεργό εφαπτομενικό μέτρο	0.0
n	Επιλογή κανόνα κράτυνσης	0
shape	Τύπος διατομής	3



Σχήμα 2.5. IHIST=1 στο RUAUMOKO. Ιστορικό μετατόπισης του ενισχυτικού μέλους



Σχήμα 2.6. Βρόγχος δύναμης – μετατόπισης για το μοντέλο Remennikon με παραμέτρους αυτές του Πίνακα 2.1

2.2. Προσομοίωση της Τοιχοπλήρωσης

Οι τοιχοπληρώσεις (που στα συνήθη οικοδομικά έργα στην Ελλάδα είναι κατασκευασμένες από οπτόπλινθους με ενδιάμεσο κονίαμα) προσομοιάστηκαν στο RUAUMOKO με το στοιχείο τύπου ελατηρίου σε συνδυασμό με τον κανόνα υστέρησης τοίχου πλήρωσης διαγώνιου στοιχείου^[53]. Οι λεπτομερείς παράμετροι εισόδου και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2 Παράμετροι εισόδου του RUAUMOKO για το μοντέλο των τοίχων πλήρωσης για την παρακάτω παραμετρική μελέτη

Σχέση τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης		
Θλιπτική αντοχή (kPa)	FC	-2500
Εφελκυστική αντοχή (kPa)	FT	10
Παραμόρφωση στην FC	UC	-3.325×10^{-3}
Οριακή παραμόρφωση	UUL	-6.650×10^{-3}
Τελική παραμόρφωση	UCL	-1.000×10^{-3}
Αρχικό μέτρο τοιχοπλήρωσης	EMO	1.875×10^6
Συντελεστής δυσκαμψίας αποφόρτισης	GUN	1.40
Συντελεστής δυσκαμψίας επαναφόρτισης	ARE	0.40
Επιφάνεια διαγώνιου στοιχείου		
Αρχική επιφάνεια (m ²)	AREA1	0.03
Τελική επιφάνεια (m ²)	AREA2	0.03
Μετατόπιση σημείου 1	R1	-0.004
Μετατόπιση σημείου 2	R2	-0.016
Περιβάλλουσα κατιόντος κλάδου	IENV	Παραβολική

2.3. Γενικές Παρατηρήσεις επί της Παραμετρικής Μελέτης

Πραγματοποιήθηκε παραμετρική μελέτη για τον υπολογισμό της επιρροής της σχετικής δυσκαμψίας και αντοχής της πυλωτής στους υπερκείμενους ορόφους. Η εν λόγω διαδικασία υπολογισμού μεταβλητών / παραμέτρων αποτελεί ιδιαίτερη πρόκληση καθόσον:

(1) Η θεωρούμενη κατασκευή έχει σχεδιαστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό που ίσχυε πριν το 1985. Οι μελέτες της εποχής εκείνης θεωρούσαν πλαίσια χωρίς τοιχοπληρώσεις, δηλαδή η ανάλυση θεωρούσε την παρουσία των τοιχοποιιών ευεργετική (υπέρ της ασφαλείας) χωρίς έτσι να λαμβάνεται υπόψη κατά τη μελέτη του φέροντα οργανισμού. Υπενθυμίζεται ότι ο λόγος του τρόπου αυτού ανάλυσης προέρχεται από το γεγονός ότι, παρόλη τη μεγάλη τόσο δυσκαμψία όσο και αντοχή των τοίχων, η εξόχως ψαθυρή συμπεριφορά τους οδηγεί σε αστοχία σχετικά γρήγορα, οπότε δεν συμμετέχουν στη συνολική δυσκαμψία και αντοχή της όλης κατασκευής μετά τους πρώτους «σημαντικούς» κύκλους φόρτισης.

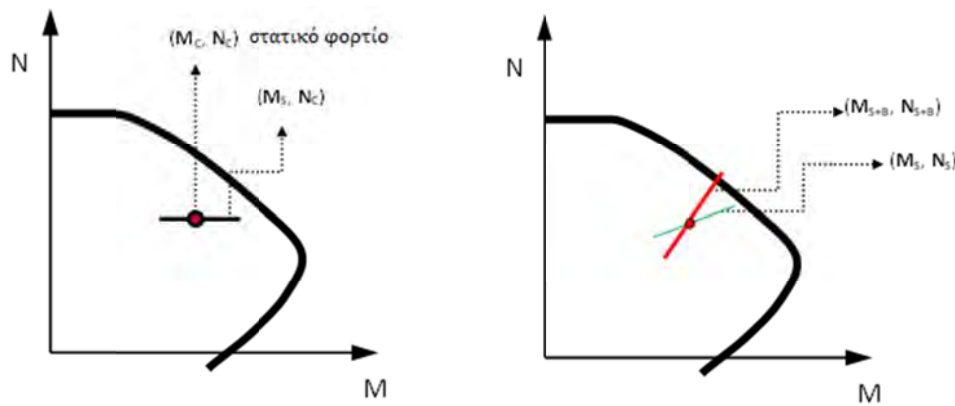
(2) Όταν χρησιμοποιούνται οι όροι «ενίσχυση» ή «αφαίρεση της σεισμικής τρωτότητας της πυλωτής» μέσω συνδέσμων δυσκαμψίας (X ή διαγωνίων), μπορεί κανείς να ερμηνεύει κάτι τέτοιο ως: (α) οι επί πλέον σύνδεσμοι έχουν τέτοιες ιδιότητες (δυσκαμψία και αντοχή) ώστε το τρέχον δομικό σύστημα (απλό πλαίσιο χωρίς τοίχους) να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις των σημερινών αντισεισμικών κανονισμών, ή (β) οι ιδιότητες του Φ.Ο. στο επίπεδο της πυλωτής, μετά την πρόσθεση των συνδέσμων, καθίστανται τέτοιες που ουσιαστικά εξαλείφουν την ασυνέχεια του ισογείου σε σχέση με τους υπερκείμενους ορόφους χωρίς ενισχυτικές επεμβάσεις σε κανένα άλλο μέλος του φέροντος οργανισμού, για την ικανοποίηση των απαιτήσεων των σημερινών αντισεισμικών κανονισμών.

Η ερμηνεία (α), που αντιπροσωπεύεται καλλίτερα από τον όρο «ενίσχυση», σίγουρα θα επηρεάσει τον συνολικό σχεδιασμό της κατασκευής και φαίνεται αναπόφευκτη η ανάγκη αναβάθμισης άλλων δομικών μελών για να υπάρξει ικανοποίηση των απαιτήσεων των σημερινών αντισεισμικών κανονισμών, που προβλέπουν αυξημένη ικανότητα των δομικών μελών σε σχέση με παλαιότερους κανονισμούς. Μια τέτοια επιλογή θα οδηγούσε σε μεγαλύτερα κόστη, αυξημένο χρόνο επέμβασης στις καθημερινές λειτουργίες της κατασκευής, σε μεγαλύτερο χρόνο συνολικής αναβάθμισης κλπ. Η ερμηνεία (β), για την οποία ο όρος «αφαίρεση

της σεισμικής τρωτότητας της πυλωτής» μοιάζει πιο αντιπροσωπευτικός, φαίνεται περισσότερο ελκυστική, αφού για προφανώς μικρότερο κόστος (σε σχέση με την πλήρη ενίσχυση) μπορεί να οδηγήσει σε συμμόρφωση της κατασκευής με τους σημερινούς μοντέρνους κώδικες.

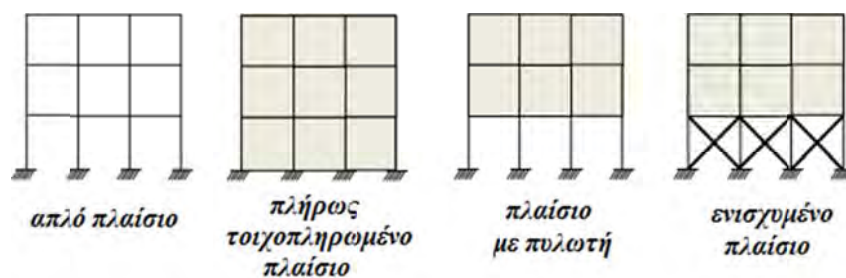
Η παρούσα μελέτη επικεντρώθηκε στην «αφαίρεση της σεισμικής τρωτότητας της πυλωτής» από υφιστάμενες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Παρά ταύτα, θα πρέπει να δοθεί απάντηση στο ερώτημα *«μπορεί να επιτευχθεί συνέχεια δυσκαμψίας και αντοχής μέσω συνδέσμων, χωρίς επίδραση σε άλλα δομικά μέλη;»*. Φαίνεται, και έχει ήδη τονιστεί σε μερικές μελέτες^[49], ότι σε περίπτωση ενίσχυσης με συνδέσμους δυσκαμψίας η δράση δικτυώματος μπορεί να επηρεάσει δυσμενώς τους στύλους που συνδέονται με τα ως άνω ενισχυτικά μέλη, καθόσον καλούνται να αναλάβουν μεγαλύτερα αξονικά φορτία (σε σχέση με αυτά που αναλαμβάνουν χωρίς την παρουσία των συνδέσμων), ακόμα και αν δεν επηρεάζεται κανένα άλλο δομικό στοιχείο. Ως εκ τούτου, η απότομη αύξηση των αξονικών φορτίων των στύλων (ειδικά επειδή αυτά βρίσκονται σε φάση με τις πλευρικές μετατοπίσεις) μπορεί να οδηγήσουν τις καμπύλες αλληλεπίδρασης N-M των υποστυλωμάτων πλησιέστερα σε περιοχές μη ασφαλείας (βλέπε Σχήμα 2.7).

Στο Σχήμα 2.7 απεικονίζεται ένα γενικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – καμπτικής ροπής ενός τυπικού υποστυλώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα – μέλος ενός «καμπτικού» πλαισίου. Το σημείο (M_C , N_C) στο διάγραμμα καταδεικνύει τη συνθήκη στατικού φορτίου λειτουργίας, κατά την οποία τόσο το αξονικό φορτίο όσο και η ροπή ενός στύλου είναι σχεδόν σταθερά. Υποθέτοντας σταθερό το αξονικό φορτίο του στύλου, η απόκριση του υπό ανακυκλιζόμενο (σεισμικό) φορτίο φαίνεται στο Σχήμα με τη γραμμή (M_S , N_C). Λαμβάνοντας υπόψη την αλλαγή του αξονικού φορτίου των στύλων λόγω επιρροών ροπών ανατροπής, η απόκριση του στύλου αντιπροσωπεύεται από τη γραμμή (M_S , N_S). Αν γίνει χρήση συνδέσμων, αλλάζει και η απόκριση του στύλου (αυξάνεται το αξονικό φορτίο του στύλου και η μετατόπιση οπότε μειώνεται η ροπή), όπως φαίνεται από τη γραμμή (M_{S+B} , N_{S+B}). Αυτή είναι η κατάσταση που ένας στύλος μπορεί να οδηγηθεί σε αστοχία, αν η γραμμή (M_{S+B} , N_{S+B}) τμήσει την καμπύλη αλληλεπίδρασης N – M.



Σχήμα 2.7. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης αξονικού φορτίου – ροπής και αντίστοιχη απόκριση ενός στύλου υπό στατική και δυναμική / ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Για την τρέχουσα παραμετρική μελέτη θεωρήθηκαν τέσσερεις τύποι πλαισίων. Ένα απλό πλαίσιο (χωρίς τοιχοπλήρωση), ένα πλήρως τοιχοπληρωμένο, ένα πλαίσιο με πυλωτή με τοιχοπληρωμένους τους υπερκείμενους ορόφους και το ενισχυμένο με X-συνδέσμους πλαίσιο, με τους 4 αυτούς τύπους να φαίνονται στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.8. Τέσσερα είδη πλαισίων που αντιστοιχούν στο θεωρούμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα της παρούσας παραμετρικής μελέτης

2.4. Απλό Πλαίσιο (μη τοιχοπληρωμένο – «γυμνό»)

Το πλαίσιο απλό αντιπροσωπεύει την συνήθη πρακτική σχεδιασμού (ακόμα εν ισχύ ακόμα και στον υφιστάμενο αντισεισμικό κανονισμό) χωρίς την συνεισφορά της δυσκαμψίας και της αντοχής των τοίχων πλήρωσης στην ανάλυση. Οι παλαιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί αλλά και ο τρέχων δεν υποχρεώνουν τον μελετητή Μηχανικό να λάβει υπόψη του τους τοίχους πλήρωσης στη διαδικασία σχεδιασμού. Έτσι, τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Ελλάδα, καθώς και σε άλλες χώρες παγκόσμια, έχουν σχεδιαστεί σαν απλά (μη τοιχοπληρωμένα) πλαίσια αλλά έχουν κατασκευαστεί είτε σαν πλήρως τοιχοπληρωμένα είτε με πυλωτή.

Γενικά ο σχεδιασμός απλών πλαισίων καταδεικνύει συνέχεια (απαιτούμενη από τους κώδικες) δυσκαμψίας και αντοχής καθ' όλο το ύψος τους. Η παρατηρηθείσα αλλά και υπολογισθείσα μη γραμμική συμπεριφορά τέτοιων πλαισίων υπό έντονα σεισμικές / δυναμικές διεγέρσεις κατανέμεται μάλλον ομοιόμορφα καθ' ύψος. Συνήθως η αστοχία συμβαίνει στους ασθενείς στύλους του πρώτου ορόφου (καμπτική αστοχία) ειδικά σε παλαιότερες (πριν το 1985) μελέτες, όπου η ιδέα ισχυρής δοκού – ασθενούς στύλου ήταν σταθερή πρακτική αλλά και πρόβλεψη κανονισμών.

2.5. Πλήρως Τοιχοπληρωμένο Πλαίσιο

Σε αυτό τον τύπο πλαισίων υφίσταται τοιχοπλήρωση σε όλα τα φατνώματα καθ' ύψος, οπότε κατ' αναλογία διατηρείται η ομοιομορφία δυσκαμψίας και αντοχής σε όλο το ύψος της κατασκευής. Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων αλλάζει σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της. Όμως, λόγω της ψαθυρής συμπεριφοράς τους, οι τοίχοι του 1^{ου} ορόφου αστοχούν σχετικά γρήγορα οπότε η πλευρική αντοχή του πλαισίου μειώνεται επίσης σημαντικά. Η παρουσία των τοίχων στον 1^ο όροφο εμποδίζει πάντως την πρώιμη αστοχία των στύλων του ορόφου αυτού.

2.6. Πλαίσιο με Πυλωτή

Η διαμόρφωση αυτή αποτελείται από ανοιχτό 1^ο όροφο, με τα φατνώματα των υπερκείμενων ορόφων πλήρως τοιχοπληρωμένα. Υφίσταται μια απότομη διαφοροποίηση τόσο στη δυσκαμψία όσο και στην αντοχή μεταξύ του 1^{ου} ορόφου και των υπολοίπων. Οι πλευρικές μετατοπίσεις συσσωρεύονται κυρίως στους στύλους του 1^{ου} ορόφου (ισογείου κατά την Ελληνική ορολογία), λόγω της απουσίας τοιχοπλήρωσης, με αποτέλεσμα καμπτική και διατμητική αστοχία δοκών και στύλων στο επίπεδο της πυλωτής. ***Βασικός αντικειμενικός στόχος της παρούσας μελέτης ήταν διερεύνηση της χρήσης Χ-συνδέσμων για την αφαίρεση αυτής της μάλλον συνήθους μορφής αστοχίας από τον εν λόγω τύπο πλαισίων.***

2.7. Ενισχυμένο Πλαίσιο

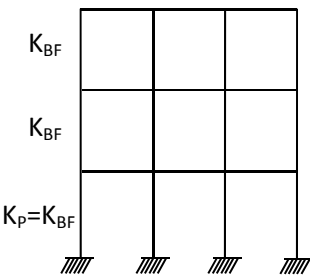
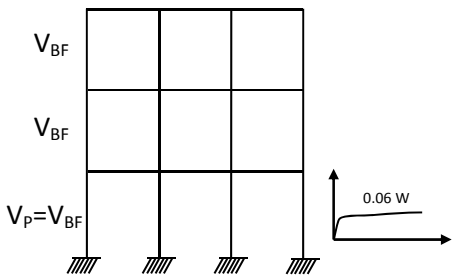
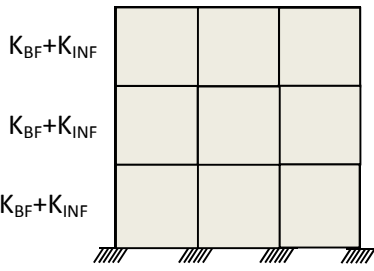
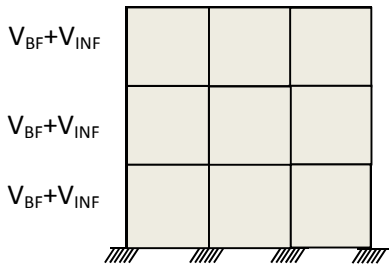
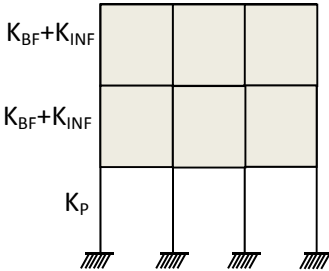
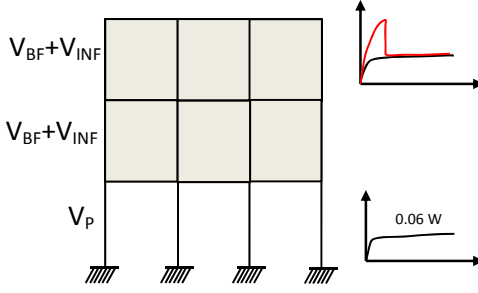
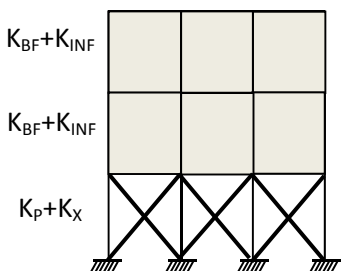
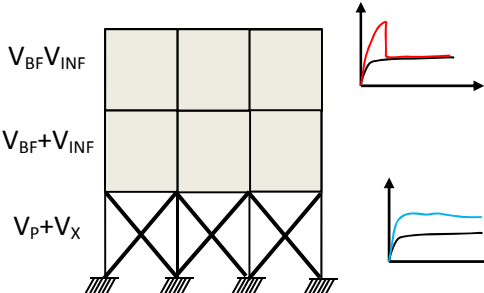
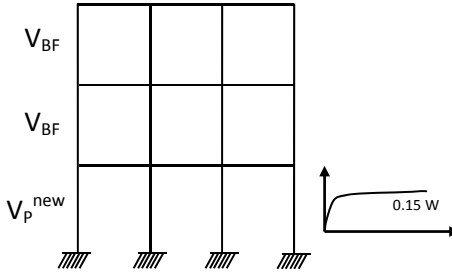
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην πυλωτή μπορεί να χρησιμοποιηθούν για την αντικατάσταση των τοίχων του πλαισίου της προηγούμενης παραγράφου. Οι τοίχοι πλήρωσης υφίστανται στους παραπάνω ορόφους, δημιουργώντας έτσι ένα «σύνθετο» σύστημα, στο οποίο το πλαίσιο από ΟΣ επικουρείται από πολύ δύσκαμπτους και ψαθυρούς τοίχους στους ανώτερους ορόφους και από τους

«όλκιμους – πλάστιμους» χαλύβδινους συνδέσμους του κατώτερου ορόφου. Οι σχέσεις δυσκαμψίας και αντοχής μεταξύ της πυλωτής και του αμέσως υπερκείμενου ορόφου του πλαισίου ελέγχουν την συνολική συμπεριφορά καθώς και την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων αλλά και τη γεωμετρία της αστοχίας εντός του πλαισίου. Σύνδεσμοι με μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή σε σχέση με τις αντίστοιχες ιδιότητες των υπερκείμενων ορόφων αναμένεται να μεταφέρουν τις «απαιτήσεις» στους ορόφους αυτούς, εμπλέκοντας τους τοίχους αλλά και τα μέλη του πλαισίου στην ανελαστική απόκριση. Παρόλο που η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στους στύλους της πυλωτής δεν αποφεύγεται, η αστοχία μεταφέρεται στις δοκούς και τους τοίχους των υπερκείμενων ορόφων. Έτσι, ***η ανακατανομή βαρέων βλαβών από τους κρίσιμους στύλους της πυλωτής στις δοκούς και τους τοίχους των ανωτέρω ορόφων (του ενισχυμένου πλαισίου) ΔΕΝ αποτελεί μη αποδεκτή στρατηγική μείωσης.***

Στον Πίνακα 2.3 περιέχονται οι διαφορετικοί τύποι πλαισίων καθώς και οι παράμετροι της αντοχής και της δυσκαμψίας τους για κάθε όροφο. Οι παράμετροι που χαρακτηρίζουν τις ιδιότητες των ορόφων για κάθε ένα θεωρούμενο πλαίσιο περιγράφονται παρακάτω:

K_{BF}	:	Δυσκαμψία των ανώτερων ορόφων του απλού πλαισίου
K_P	:	Δυσκαμψία του ισογείου του απλού πλαισίου και του πλαισίου με πυλωτή ($K_P = K_{BF}$)
K_{IN}	:	Δυσκαμψία όλων των τοίχων σε έναν όροφο
K_X	:	Πλευρική δυσκαμψία όλων των X-συνδέσμων του ισογείου του ενισχυμένου πλαισίου
V_{BF}	:	Αντοχή των ανώτερων ορόφων του απλού πλαισίου
V_P	:	Αντοχή του ισογείου του απλού πλαισίου και του πλαισίου με πυλωτή ($V_P = V_{BF}$)
V_{IN}	:	Αντοχή όλων των τοίχων σε έναν όροφο
V_X	:	Πλευρική αντοχή όλων των X-συνδέσμων του ισογείου του ενισχυμένου πλαισίου

Πίνακας 2.3. Τύπος πλαισίου και παράμετροι ορόφων για δυσκαμψία και αντοχή

Τύπος Πλαισίου	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΑΠΛΟ ΠΛΑΙΣΙΟ Μελέτη με παλαιό αντισεισμικό κανονισμό		
ΠΛΗΡΩΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟ ΠΛΑΙΣΙΟ		
ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕ ΠΥΛΩΤΗ		
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΛΑΙΣΙΟ		
ΑΠΛΟ ΠΛΑΙΣΙΟ Μελέτη με ΙΣΧΥΟΝΤΑ αντισεισμικό κανονισμό		

Οι ανωτέρω παράμετροι, με εξαίρεση των K_X και V_X , βαθμονομήθηκαν και υπολογίστηκαν μέσω αναλύσεων ανακυκλιζόμενης φόρτισης αυξανόμενου εύρους του απλού πλαισίου (K_{BF} και V_{BF}), του πλαισίου με πυλωτή (K_{IN} , V_{IN} και K_P , V_P) και του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου (K_{IN} και V_{IN}).

Σε ότι ακολουθεί, παρατίθεται ο υπολογισμός της πλευρικής δυσκαμψίας και αντοχής, που απαιτείται να παρασχεθούν από τους συνδέσμους, έτσι ώστε να απαλειφθούν οι σοβαρές κατακόρυφες ανωμαλίες – ασυνέχειες των πλαισίων με πυλωτή.

Καθόσον ο σκοπός της μελέτης ήταν η «αφαίρεση της σεισμικής τρωτότητας» με τοποθέτηση X-συνδέσμων στα φατνώματα της πυλωτής, είναι λογικό να μεταχειριστεί κανείς το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο ως σημείο αναφοράς/βάση. Υποθέτοντας και την πυλωτή τοιχοπληρωμένη, η πλευρική αντοχή και η δυσκαμψία των τοίχων αυτών μπορεί να υπολογιστεί κάνοντας χρήση της αξονικής αντοχής και της δυσκαμψίας των διαγώνιων στοιχείων (που προσομοιάζουν τις τοιχοπληρώσεις) με βάση τις εξισώσεις:

$$V_{INF} = \cos\theta (0.5 f_m) \sum_i^{nb} w_{si} t_i \quad K_{INF} = \cos^2\theta E_m \sum_i^{nb} w_{si} t_i \quad (2.1)$$

όπου, nb είναι ο αριθμός των ανοιγμάτων σε έναν όροφο, f_m είναι η πρισματική αντοχή της τοιχοποιίας σε MPa, E_m είναι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας σε MPa ($E_m \sim 500 f_m$), w_{si} είναι το ενεργό πλάτος του διαγώνιου στοιχείου που προσομοιάζει την τοιχοποιία, t_i είναι το πάχος της τοιχοποιίας και θ είναι η γωνία του διαγώνιου στοιχείου ως προς την οριζόντια. Η σταθερά 0.5 που πολλαπλασιάζει την πρισματική αντοχή τίθεται για να ληφθεί υπόψη ότι η τοιχοποιία ρηγματώνεται και χάνει αντοχή για πολύ μικρές παραμορφώσεις, οπότε η τιμή $0.5f_m$ είναι μια εκτίμηση της ενεργού ή αξιόπιστης αντοχής της τοιχοποιίας στον υπολογισμό της πλευρικής αντοχής μιας τοιχοπλήρωσης.

Συνεπώς, όταν δεν υπάρχουν τοίχοι στην πυλωτή, τα V_{IN} και K_{IN} θα είναι το έλλειμμα σε πλευρική αντοχή και δυσκαμψία του απλού πλαισίου σε σχέση με το πλήρως τοιχοπληρωμένο. Ορίζοντας το λόγο μεταξύ της αντοχής της πυλωτής και του αμέσως υπερκείμενου ορόφου (με την υπόθεση ότι όλοι οι παραπάνω όροφοι έχουν τις ίδιες με αυτό ιδιότητες) ως β και τον αντίστοιχο λόγο δυσκαμψιών ως α μπορούμε να γράψουμε:

$$\alpha = \frac{(K_A + K_P)_{1st/piloti}}{(K_{BF} + K_{INF})_{2nd}} \quad \beta = \frac{(V_A + V_P)_{1st/piloti}}{(V_{BF} + V_{INF})_{2nd}} \quad (2.2)$$

όπου K_A και V_A είναι το έλλειμμα σε δυσκαμψία και αντοχή του πλαισίου με πυλωτή, όπως ορίστηκε προηγούμενα. Αυτές οι τιμές θα αντικατασταθούν με K_X και V_X στην περίπτωση του ενισχυμένου πλαισίου. Τιμές των α και β ίσες με τη μονάδα καταδεικνύουν ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας και αντοχής μεταξύ των δύο πρώτων ορόφων (ισογείου και 1^{ου} κατά τα Ελληνικά ειωθότα). Το κάτω φράγμα των α και β υπολογίζονται από τις εξισώσεις (2) για K_A και V_A ίσα με το μηδέν. Οι τιμές των υπόλοιπων παραμέτρων που υπεισέρχονται στις παραπάνω εξισώσεις μπορούν να ευρεθούν αριθμητικά (όπως στην παρούσα μελέτη) ή με απ' ευθείας υπολογισμούς, αν οι εξισώσεις αυτές χρησιμοποιηθούν κατά το σχεδιασμό. Θεωρώντας ότι τα K_A και V_A πρόκειται να υπολογιστούν μετά τον καθορισμό των α και β , οι εξισώσεις λαμβάνουν την μορφή:

$$\begin{aligned} K_A &= \alpha (K_{BF} + K_{INF})_{2nd} - (K_P)_{1st/piloti} \\ V_A &= \beta (V_{BF} + V_{INF})_{2nd} - (V_P)_{1st/piloti} \end{aligned} \quad (2.3)$$

2.8. Περιγραφή των πλαισιωτών κατασκευών από ΟΣ

που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη

Οι παραμετρικές αναλύσεις επικεντρώθηκαν σε δύο τυπικές κατασκευές από ΟΣ με τρία ανοίγματα σε κάτοψη, μια τριώροφη και μια πενταώροφη, που είχαν μελετηθεί με βάση τον εν ισχύ Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό πριν το 1985. Ο ξυλότυπος και οι λεπτομέρειες οπλισμού στύλων ενός τυπικού ορόφου απεικονίζεται στο Σχήμα 2.9.

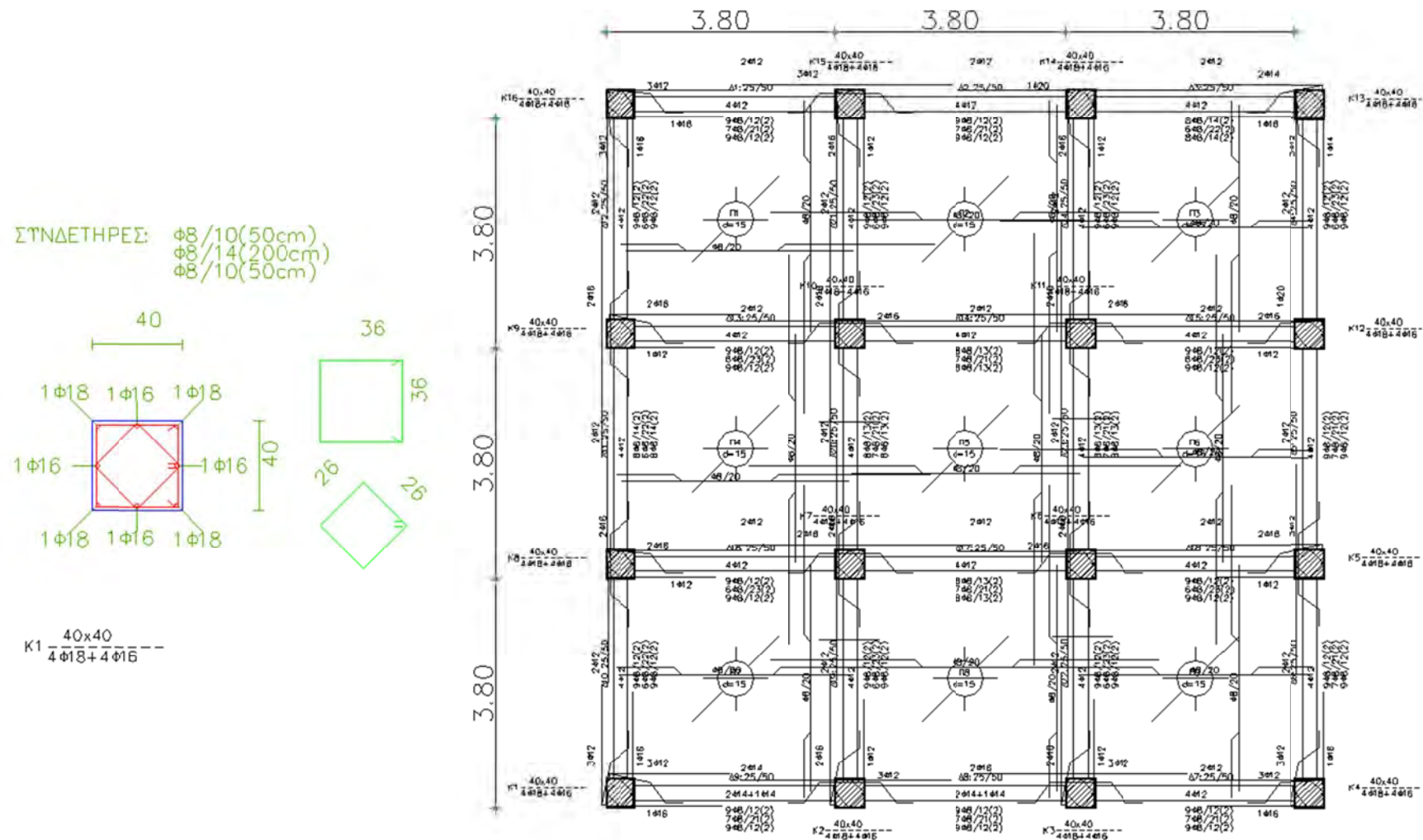
Σε ότι αφορά το κτίριο των τριών ορόφων, έλαβε χώρα χρήση και λεπτομερής προσομοίωση ενός δισδιάστατου πλαισίου από τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου αυτού, στο λογισμικό RUAUMOKO. Οι σχετικές παράμετροι περιέχονται στους Πίνακες 2.4 και 2.5. Οι τιμές του τελευταίου για τις δυσκαμψίες και τις αντοχές υπολογίστηκαν αριθμητικά ως ανωτέρω.

Πίνακας 2.4. Τιμές των α και β της παραμετρικής μελέτης (3όροφο)

α	β
1.0	0.9
1.2	1.0
1.5	1.2
2.0	1.5
3.0	2.0
-	3.0

Πίνακας 2.5. Τιμές των παραμέτρων δυσκαμψίας και αντοχής της παραμετρικής μελέτης (τριώροφο)

Παράμετρος	Τιμή
$(K_P = K_{BF})_{1st/piloti}$	66700 kN/m
$(K_{BF} + K_{IN})_{2nd}$	96000 kN/m
$V_P = V_{BF}$	210 kN
$(V_{BF} + V_{IN})_{2nd}$	240 kN



Σχήμα 2.9. Ενλότυπος και λεπτομέρειες οπλισμού στύλων του τυπικού ορόφου

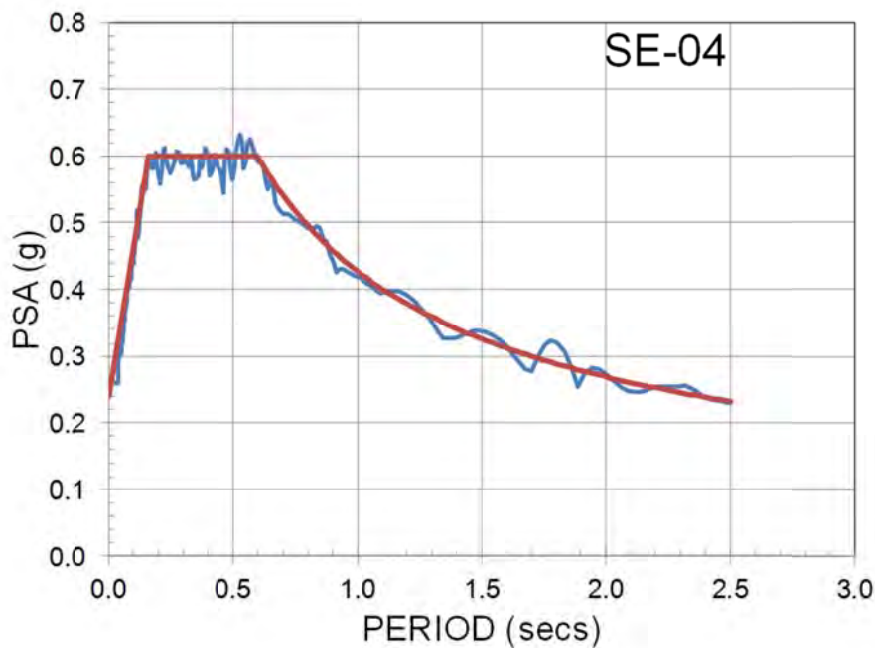
Σε ότι αφορά το κτίριο των πέντε ορόφων, κατ' αναλογία προσομοιάστηκε λεπτομερώς ένα αντίστοιχο δισδιάστατο πλαίσιο με τις σχετικές παραμέτρους να περιέχονται στον Πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.6. Τιμές των α και β της παραμετρικής μελέτης (5όροφο)

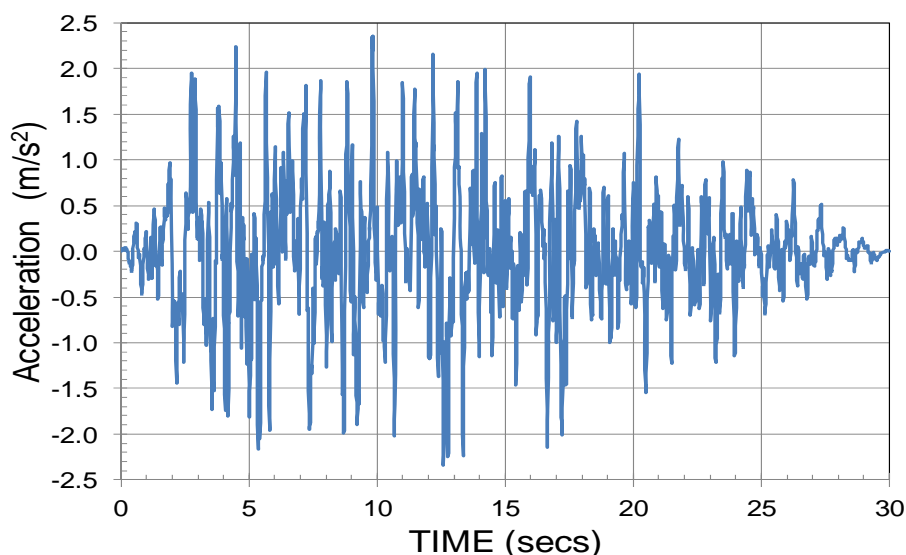
α	β
0.9	1.0
1.0	1.2
1.2	1.5
1.5	2.0
2.0	3.0
3.0	-

2.9. Σεισμικές Διεγέρσεις

Στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε ένας σημαντικός αριθμός σεισμικών διεγέρσεων, συμβατών με ένα συγκεκριμένο στοχευμένο φάσμα. Τελικά, το φάσμα σχεδιασμού που επιλέχτηκε αντιστοιχεί – σύμφωνα με τον ΕΑΚ – σε τύπο εδάφους Β και σεισμική ζώνη ΙΙ, τούτο δε απεικονίζεται στο Σχήμα 2.10. Κάνοντας χρήση του φάσματος αυτού, παράχθηκαν τεχνητά πέντε χρονοϊστορίες επιτάχυνσης μέσω του λογισμικού SIMQKE^[54]. Μια από αυτές (η υπ' αριθμ. SE-04) παρατίθεται στο Σχήμα 2.11.



Σχήμα 2.10. Φάσμα επιταχύνσεων για τύπο εδάφους Β και ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ κατά ΕΑΚ 2000



Σχήμα 2.11. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με το φάσμα του Σχήματος 2.10 (SE-04)

2.10. Αποτελέσματα Παραμετρικών Αναλύσεων

Πρώτα παρατίθενται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων για το **τριώροφο πλαίσιο**. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιώντας τις τιμές των παραμέτρων, που περιέχονται στους Πίνακες 2.4 και 2.5, ολοκληρώθηκαν δύο σύνολα παραμετρικών αναλύσεων. Το πρώτο εξ αυτών αφορούσε την παραμετρική έρευνα της δυσκαμψίας των Χ-συνδέσμων στο πλαίσιο με πυλωτή, ενώ ο δεύτερο την παραμετρική έρευνα της αντοχής των Χ-συνδέσμων. Για τις τιμές των α και β των Πινάκων 2.4 και 2.5 υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες τιμές των τιμών που επιτεύχθηκαν $\beta_{achieved}$ και $\alpha_{achieved}$ για να εξασφαλιστεί ότι αυτές δεν βρίσκονται εκτός των ορίων των παραμέτρων αυτών, έτσι ώστε οι Χ-σύνδεσμοι που προκύπτουν να είναι πραγματοποιήσιμοι. Ο Πίνακας 2.7 απεικονίζει τις τιμές της δυσκαμψίας και της αντοχής των Χ-συνδέσμων που εφαρμόστηκαν στην πυλωτή, για διάφορες τιμές των α και β .

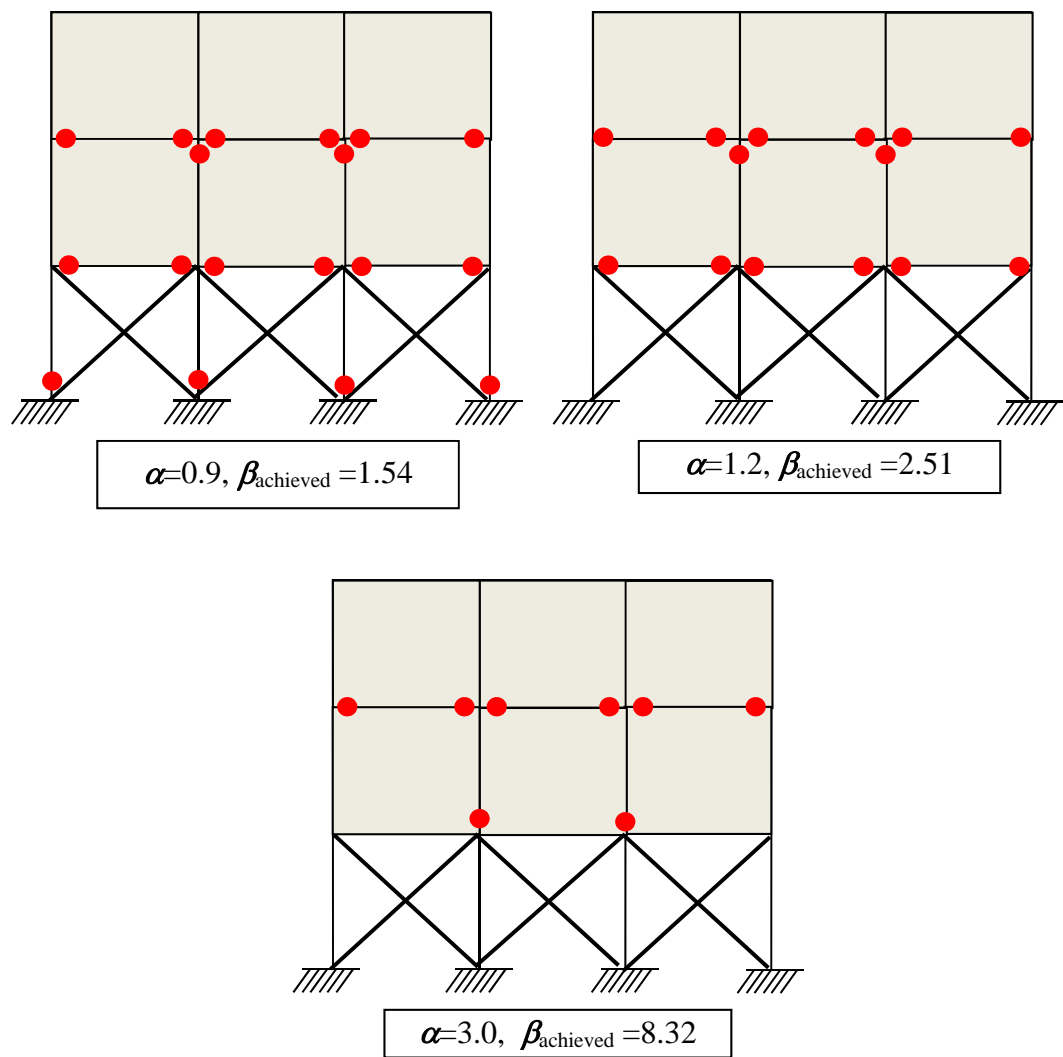
Πίνακας 2.7. Τιμές δυσκαμψίας και αντοχής των Χ-συνδέσμων που χρησιμοποιήθηκαν στις παραμετρικές αναλύσεις του τριώροφου πλαισίου

β	V_x (kN)	K_x (kN/m)	$\alpha_{achieved}$	N_y (kN)	α	K_x (kN/m)	V_x (kN)	$\beta_{achieved}$	N_y (kN)
1.0	30	3,714	0.73	12.7	0.9	19,700	159	1.54	67.6
1.2	78	9,657	0.80	33.1	1.0	29,300	236	1.86	100.5
1.5	150	18,572	0.89	63.7	1.2	48,500	391	2.51	166.3
2.0	270	33,430	1.04	114.7	1.5	77,300	624	3.48	265.1
3.0	510	63,146	1.35	216.6	2.0	125,300	1,011	5.09	429.7

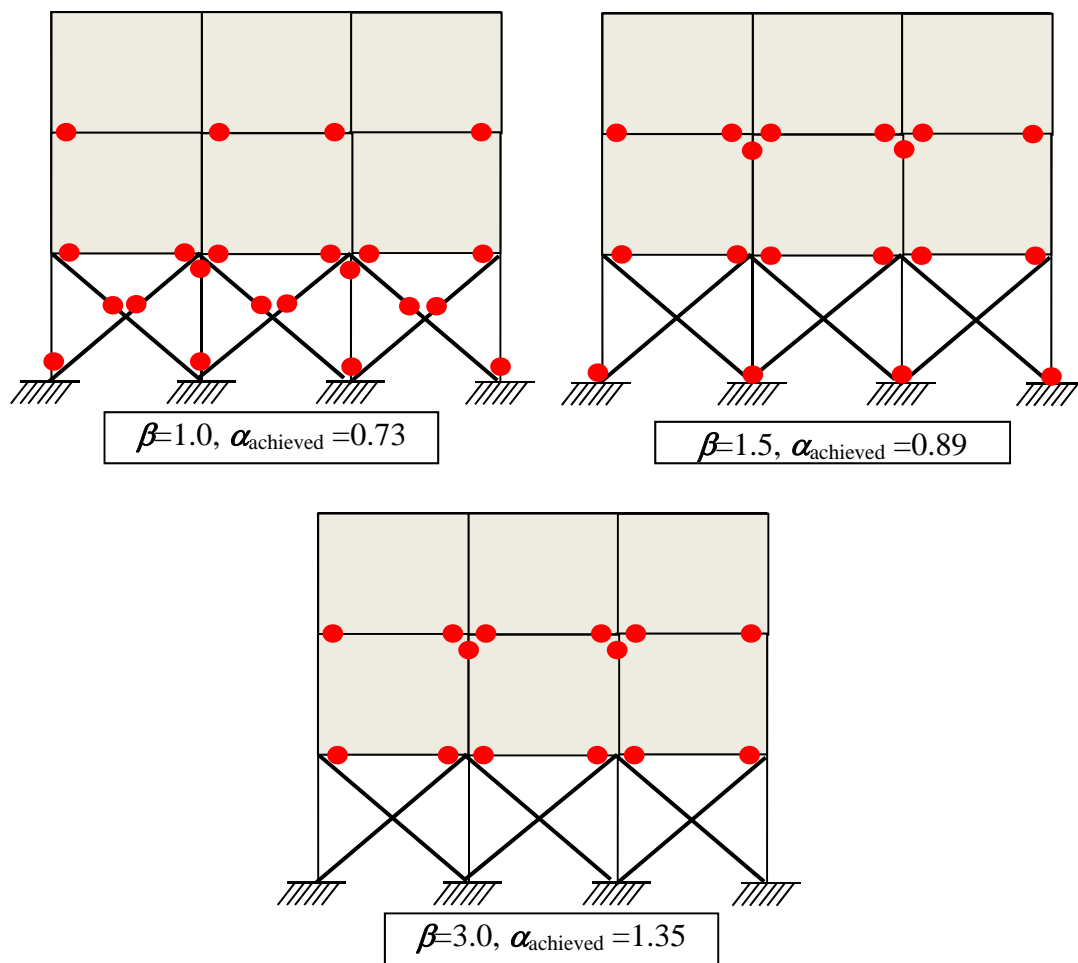
Τα περιεχόμενα του Σχήματος 2.12 συνοψίζουν σε γραφική μορφή την κατάσταση των δομικών μελών (εξαιρουμένων των τοιχοποιιών) για το ενισχυμένο πλαίσιο και για τρεις τιμές του α (0.9, 1.2 και 3). Η περίπτωση $\alpha = 1$ είναι αυτή για την οποία οι Χ-σύνδεσμοι έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε να διαθέτουν την ίδια δυσκαμψία με τις τοιχοπληρώσεις του υπερκείμενου ορόφου, ενώ η περίπτωση $\alpha = 3$ σχετίζεται με τριπλάσια σχετική δυσκαμψία των Χ-συνδέσμων. Πρέπει να τονιστεί ότι καθώς το α αυξάνεται από την τιμή 1 στην τιμή 3, οι αντίστοιχες τιμές για την αντοχή β_{achieved} αυξάνονται από 1.54 σε 8.32. Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι καθώς η δυσκαμψία της πυλωτής αυξάνεται, η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων μετατοπίζεται στους υπερκείμενους ορόφους. Πέραν τούτων, το γεγονός μείωσης του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων προέρχεται από την αύξηση της αντοχής, $\beta_{\text{achieved}}=8.32$ για $\alpha=3.0$.

Το Σχήμα 2.13 παρουσιάζει την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο για τρεις τιμές του β (1, 1.5 και 3). Η περίπτωση $\beta=1$ είναι αυτή που οι Χ-σύνδεσμοι έχουν σχεδιαστεί ώστε να έχουν την ίδια αντοχή με αυτή των τοιχοποιιών του ισογείου (1^{ου} κατ' ουσία) ορόφου, ενώ η περίπτωση $\beta=3$ αντιστοιχεί σε τριπλάσια αντοχή των Χ-συνδέσμων από αυτή των σχετικών τοίχων πλήρωσης. Παρατηρείται ότι όταν ο λόγος αντοχής β αυξάνεται από 1 σε 3 υφίσταται μια καθαρή μετακίνηση των πλαστικών αρθρώσεων από το επίπεδο της πυλωτής προς τους ανώτερους ορόφους, με ταυτόχρονη μείωση στο συνολικό αριθμό των πλαστικών αρθρώσεων. Φαίνεται επίσης ότι η αύξηση της δυσκαμψίας, που καταδεικνύεται από τις τιμές του α_{achieved} (που αυξάνεται από 0.53 σε 1.73), δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα, καθόσον μπορεί να θεωρηθεί ότι παραμένει σταθερή.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα RUAUMOKO, όταν η τοιχοποιία αστοχεί τα σχετικά στοιχεία αφαιρούνται από τα επόμενα βήματα. Καθόσον οι τοιχοποιίες δεν αποτελούν στοιχεία που αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, η κατάσταση τους (άθικτα, έχοντας υποστεί διαρροή, έχοντας υποστεί αστοχία) στο τέλος των αναλύσεων δεν φαίνεται στα Σχήματα 2.12 και 2.13.



Σχήμα 2.12. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη στο τέλος της σεισμικής διέγερσης για τρεις τιμές της παραμέτρου α για το τριώροφο πλαίσιο

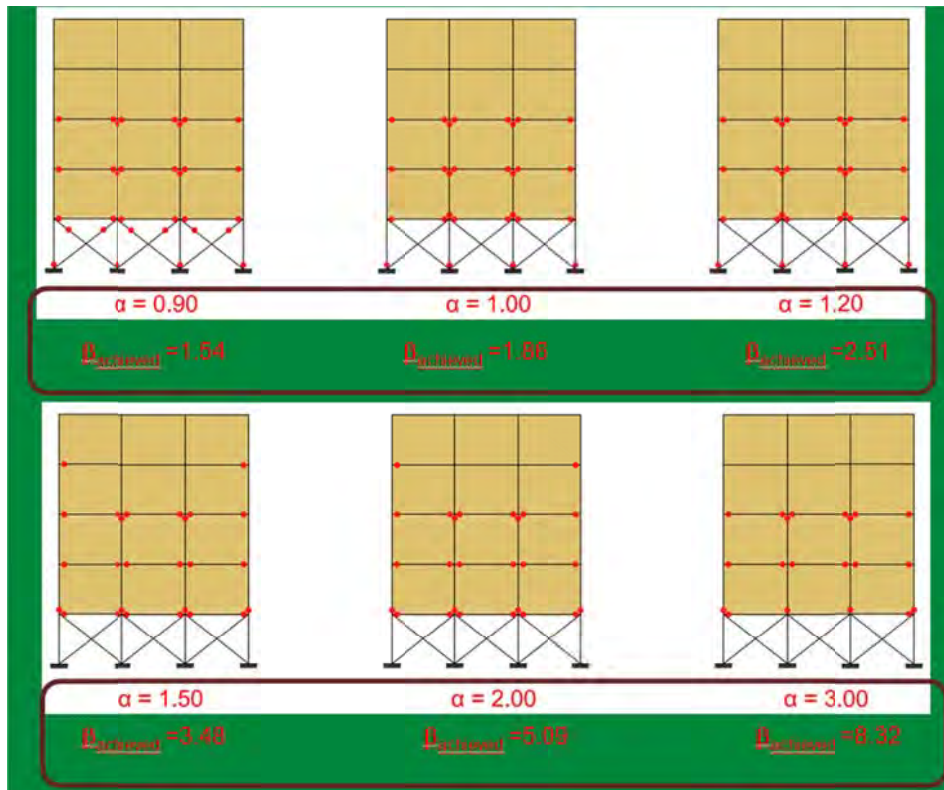


Σχήμα 2.13. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη στο τέλος της σεισμικής διέγερσης για τρεις τιμές της παραμέτρου β για το τριώροφο πλαίσιο

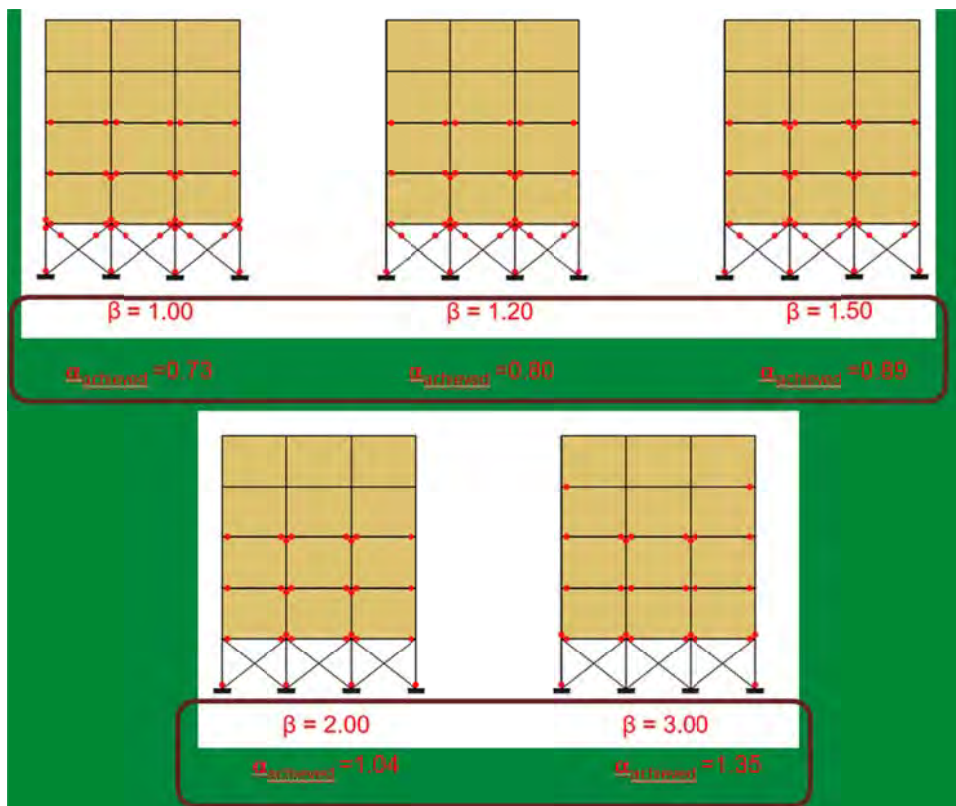
Παρόμοια, τα σχετικά αποτελέσματα για το πεντάροφο πλαίσιο παρουσιάζονται γραφικά στα Σχήματα 2.14 και 2.15 αλλά και στον Πίνακα 2.8

Πίνακας 2.8. Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων του πεντάοροφου πλαισίου

α	β_{achieved}	β	α_{achieved}
0.90	1.54	1.00	0.73
1.00	1.86	1.20	0.80
1.20	2.51	1.50	0.89
1.50	3.48	2.00	1.04
2.00	5.09	3.00	1.35
3.00	8.32	-	-



Σχήμα 2.14. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη στο τέλος της σεισμικής διέγερσης για τρεις τιμές της παραμέτρου α για το πενταόροφο πλαίσιο



Σχήμα 2.15. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη στο τέλος της σεισμικής διέγερσης για τρεις τιμές της παραμέτρου β για το πενταόροφο πλαίσιο

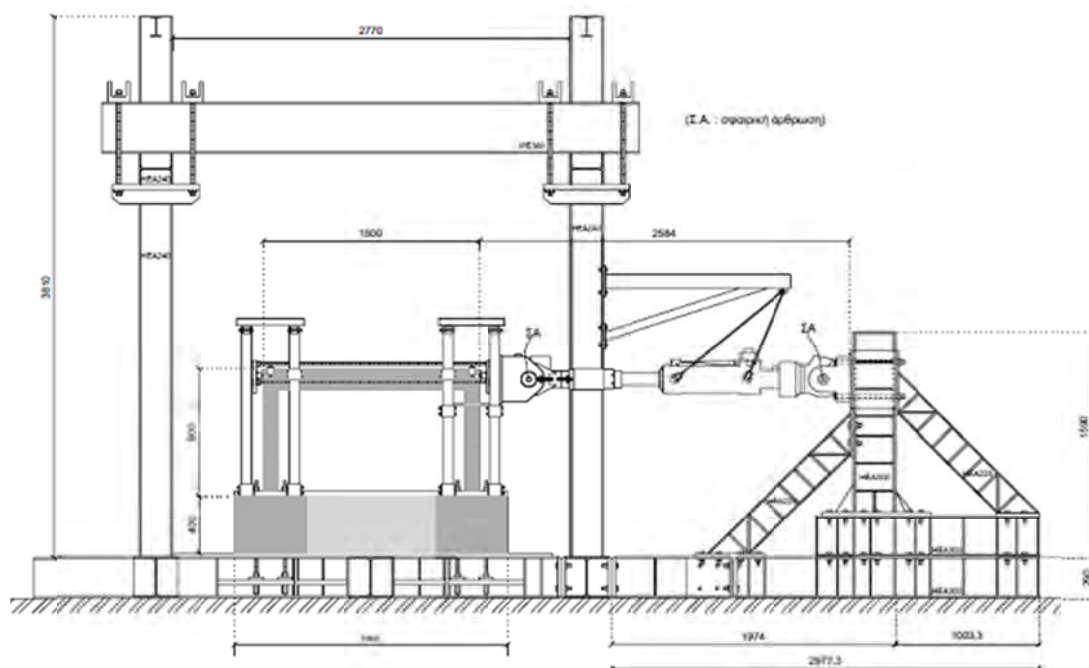
Με βάση τις ανωτέρω παραμετρικές αναλύσεις και τα σχετικά ευρήματα, προέκυψε καθαρά ότι για να επιτευχθεί ο τεθείς στόχος *αφαίρεσης της σεισμικής τρωτότητας της πλωτής*, θα πρέπει *η δυσκαμψία και η αντοχή των Χ-συνδέσμων* να υπολογίζονται με βάση τις σχέσεις

$$1.5 < \beta < 2.5 \quad \text{ενώ} \quad \alpha \approx 1.0$$

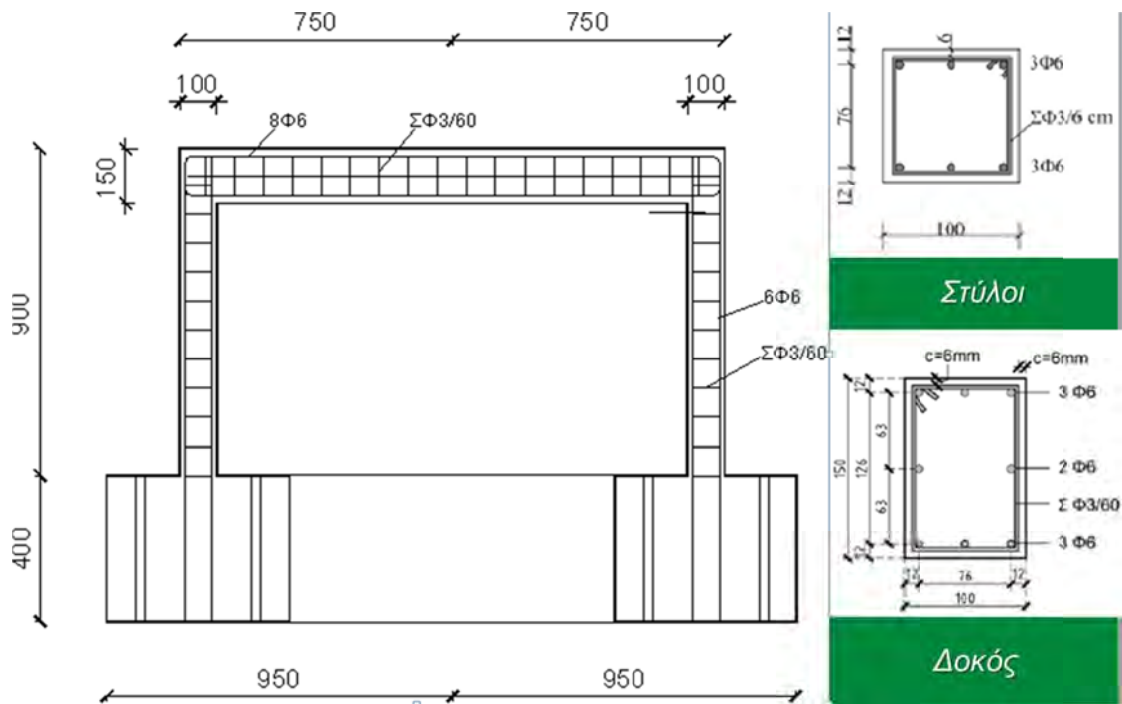
2.11. Αναλυτική Πρόβλεψη της Πειραματικής Απόκρισης ενός Μοντέλου

Απλού Πλαισίου

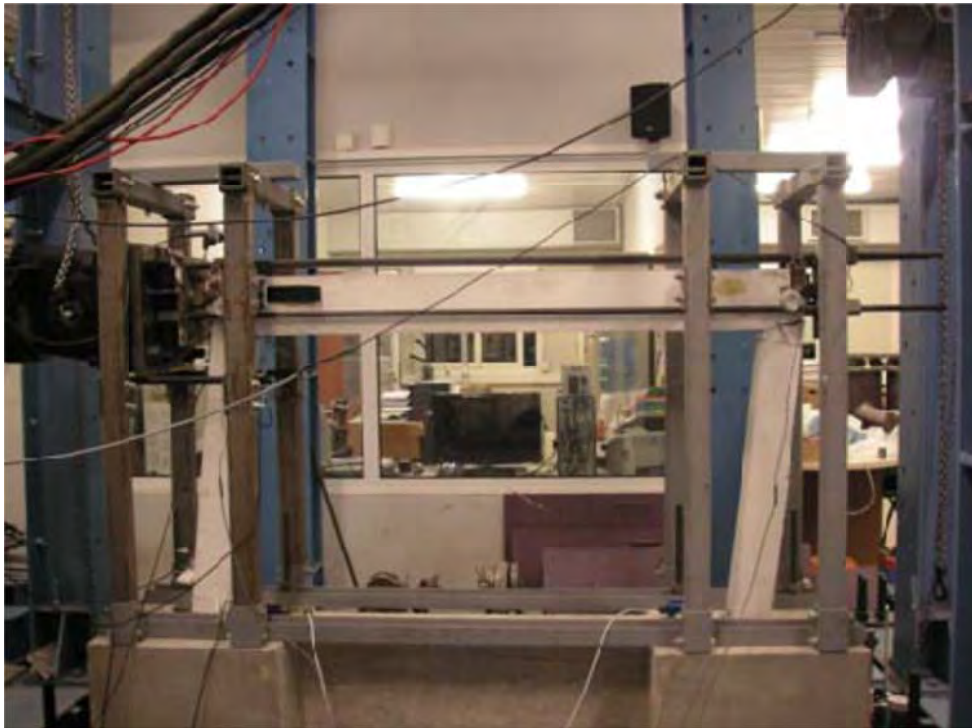
Ο λεπτομερής σχεδιασμός του απλού πλαισίου καθώς και η διαμόρφωση της σχετικής πειραματικής διάταξης μπορεί να βρεθεί στην έκθεση των Περδικάρη κ.α.^[57], αλλά παρατίθεται και εδώ για λόγους εποπτείας, στα Σχήματα 2.16 και 2.17. Κατά τη διάρκεια του πειράματος, η καμπτική αστοχία των στύλων εμφανίστηκε σύμφωνα με την φωτογραφία του Σχήματος 2.18. Οι πρώτες ρηγματώσεις έλαβαν χώρα για πλευρικό φορτίο περίπου ίσο με 6 kN, ενώ το πλαίσιο εξάντλησε τη μέγιστη αντοχή του στα 16 kN, που εμφανίστηκε για μετατόπιση 24 mm κατά τον 1^ο κύκλο φόρτισης, όπως απεικονίζεται στην κόκκινη καμπύλη του Σχήματος 2.19.



Σχήμα 2.16. Γραφική αναπαράσταση πειραματικής διάταξης



Σχήμα 2.17. Δοκίμιο απλού πλαισίου

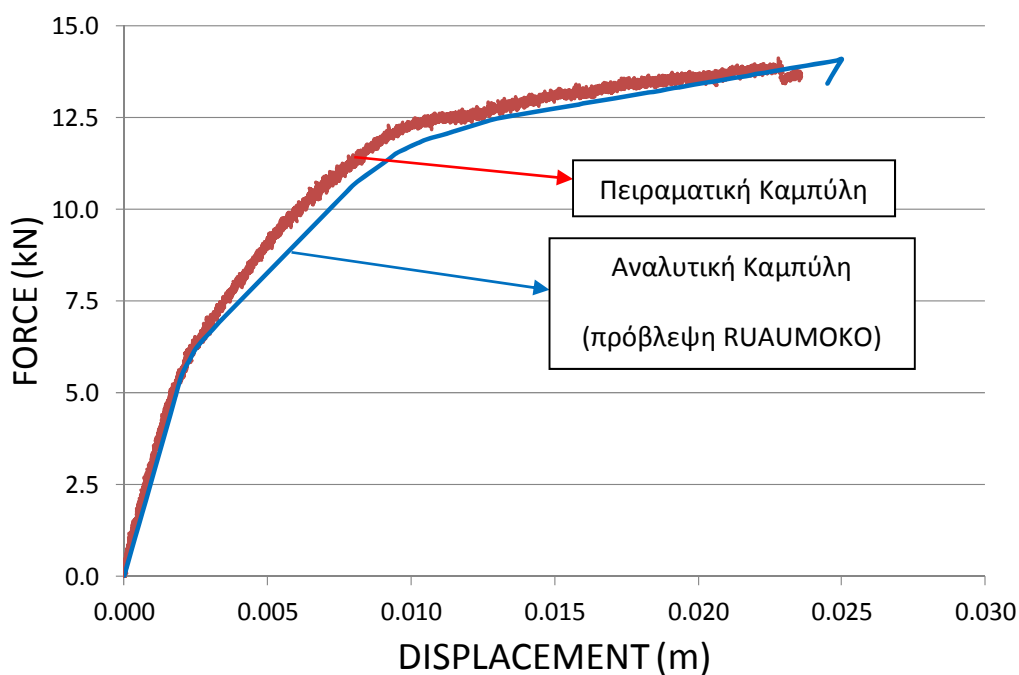


Σχήμα 2.18. Τελική κατάσταση του δοκιμίου απλού πλαισίου υπό στατική μονοτονική πλευρική φόρτιση

Για την αναλυτική πρόβλεψη της καταγεγραμμένης πειραματικής απόκρισης χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό RUAUMOKO. Πιο συγκεκριμένα, υιοθετήθηκε ένα ιδιαίτερο στοιχείο δοκού-στύλου από ΟΣ, το οποίο λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά υλικού στη προσομοίωση των μελών (δοκών και

στύλων) του πλαισίου. Τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων και αλληλεπίδρασης αξονικού φορτίο – ροπής αποκτήθηκαν από το λογισμικό MyBiAxial^[52]. Το πρόγραμμα αυτό, μέσω μοντέλου ινών και καμπυλόγραμμων πολυγώνων, μπορεί να αναλύσει τυχαίας γεωμετρίας διατομές υπό συνδυασμένη δράση διαξονικής ροπής και αξονικής δύναμης. Επίσης χρησιμοποιήθηκαν οι ιδιότητες των υλικών, οι οποίες αποκτήθηκαν πειραματικά από δοκιμές σύμφωνα με την έκθεση των Περδικάρη κ.α. τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για τον οπλισμό του.

Στο Σχήμα 2.19 διακρίνεται η πλευρική αντοχή (τέμνουσα βάση) του πλαισίου ως συνάρτηση της πλευρικής μετατόπισης του πλαισίου τόσο για τα πειράματα όσο και για την ανάλυση μέσω του RUAUMOKO. Η αναλυτική λύση ακολουθεί την αντίστοιχη πειραματική, με μικρές αποκλίσεις στην ρηγματωθείσα περιοχή.



Σχήμα 2.19. Σύγκριση μεταξύ πειραματικής απόκρισης μοντέλου υπό κλίμακα για από πλαίσιο ΟΣ και αναλυτικής πρόβλεψης για πλευρική μονοτονική φόρτιση

ΜΕΡΟΣ 3: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ –

ΥΛΟΠΟΙΗΘΕΝ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

3.1. Γενικά Χαρακτηριστικά - Επισημάνσεις

Οι ακόλουθες γενικές αρχές σχεδιασμού ακολουθήθηκαν στην παρούσα φάση του Έργου για να πραγματοποιηθεί ο σχεδιασμός και υλοποίηση των Χ-συνδέσμων στις πειραματικές διατάξεις:

(1) Η αντοχή του συστήματος των Χ-συνδέσμων να μην υπερβαίνει το πενταπλάσιο της καμπτικής αντοχής του απλού (γυμνού) πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

(2) Η δυσκαμψία του συστήματος των Χ-συνδέσμων να είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με αυτή της τοιχοπλήρωσης, αν αυτή υπήρχε στο φάτνωμα του πλαισίου.

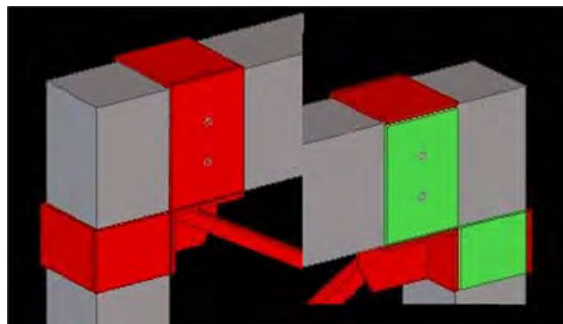
(3) Οι συνδέσεις των Χ-συνδέσμων μέσω κομβοελασμάτων τόσο στους κόμβους δοκών – στύλων του πλαισίου όσο και στις βάσεις των στύλων του να είναι εύκολα εφαρμόσιμες σε υφιστάμενα πλαίσια με πυλωτή.

Ιδιάζουσα σημασία για το σχεδιασμό είχε ο τρόπος υλοποίησης των συνδέσεων με κομβοελάσματα των Χ-συνδέσμων στις τέσσερις γωνίες του απλού πλαισίου. Λόγω των δυσκολιών σύνδεσης των κομβοελασμάτων στις βάσεις των στύλων με τη θεμελίωση (μεμονωμένα πέδιλα, πεδילוδοκοί ή κοιτόστρωση) αποφασίστηκε τα εν λόγω κομβοελάσματα να μην συνδεθούν με τη θεμελίωση κατά την οριζόντια διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, η σύνδεση με τη βάση του στύλου υλοποιήθηκε μέσω μεταλλικού κολάρου από συγκολλημένα γύρω-γύρω μεταλλικά ελάσματα. Το κολάρο αυτό δεν αγκυρώθηκε στο στύλο αλλά αφέθηκε ελεύθερη η προς τα πάνω ολίσθηση του κατά μήκος του στύλου. Προς το κάτω τούτο απεφεύχθη μέσω ελάσματος βάσης συγκολλημένου στο κομβοέλασμα, το οποίο βρίσκεται σε επαφή με το οριζόντιο επίπεδο στη βάση του στύλου (επιφάνεια έδρασης). Τούτο απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1 (εμπρόσθια και οπίσθια όψη).



Σχήμα 3.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης Χ-συνδέσμων με τη βάση των στύλων

Η άνω σύνδεση κομβοελάσματος των X-συνδέσμων με τον κόμβο δοκού – στύλου υλοποιήθηκε μέσω ενός μεταλλικού κολάρου περί τον στύλο (όμοια με αυτό στη βάση του στύλου δεν αγκυρώνεται στη δοκό) και μέσω ενός άλλου κολάρου με τη δοκό, όπως φαίνεται στις δύο τρισδιάστατες όψεις του Σχήματος 3.2.



Σχήμα 3.2. Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης X-συνδέσμων με τον κόμβο δοκού-στύλου του πλαισίου

Είναι εμφανής η παρουσία στη σύνδεση αυτή τόσο ελάσματος στην άνω παρειά της δοκού όσο και δύο κοχλιών που διαπερνούν τη δοκό και συνδέουν το κολάρο με αυτήν. Το έλασμα αυτό χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα μόνο για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας. Σε πραγματικές κατασκευές με πυλωτή η παρουσία του είναι ανέφικτη λόγω παρουσίας πλάκας δαπέδου, οπότε η σύνδεση μπορεί να υλοποιηθεί *μόνο* μέσω των κοχλιών, οι οποίοι επίσης χρησιμοποιήθηκαν στην πειραματική διάταξη. Η όλη σύνδεση σχεδιάστηκε κατά τέτοιον τρόπο ώστε να εμποδίζεται η ολίσθηση τόσο κατακόρυφα (για το κολάρο του στύλου) όσο και οριζόντια (για το κολάρο της δοκού).

Ένα μεγάλο πλεονέκτημα των συγκεκριμένων συνδέσεων των X-συνδέσμων με το πλαίσιο από ΟΣ είναι το ότι σε πραγματικές υφιστάμενες κατασκευές τα κόλλαρα στη βάση και την κορυφή των στύλων μπορούν εύκολα να κατασκευαστούν, καθόσον οι στύλοι στο επίπεδο της πυλωτής είναι περιμετρικά ελεύθερες. Η όλη διάταξη συνδέσεων επιτρέπει περιορισμένη στροφή και άνω/κάτω κίνηση των κολάρων στις βάσεις των στύλων μόνο όταν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι, που συνδέονται με τα κολάρα αυτά, εφεκλύονται. Επίσης, αυτή η περιορισμένη ευκαμψία προσδίδει στο σύστημα μια προφανή επιπρόσθετη πλαστιμότητα.

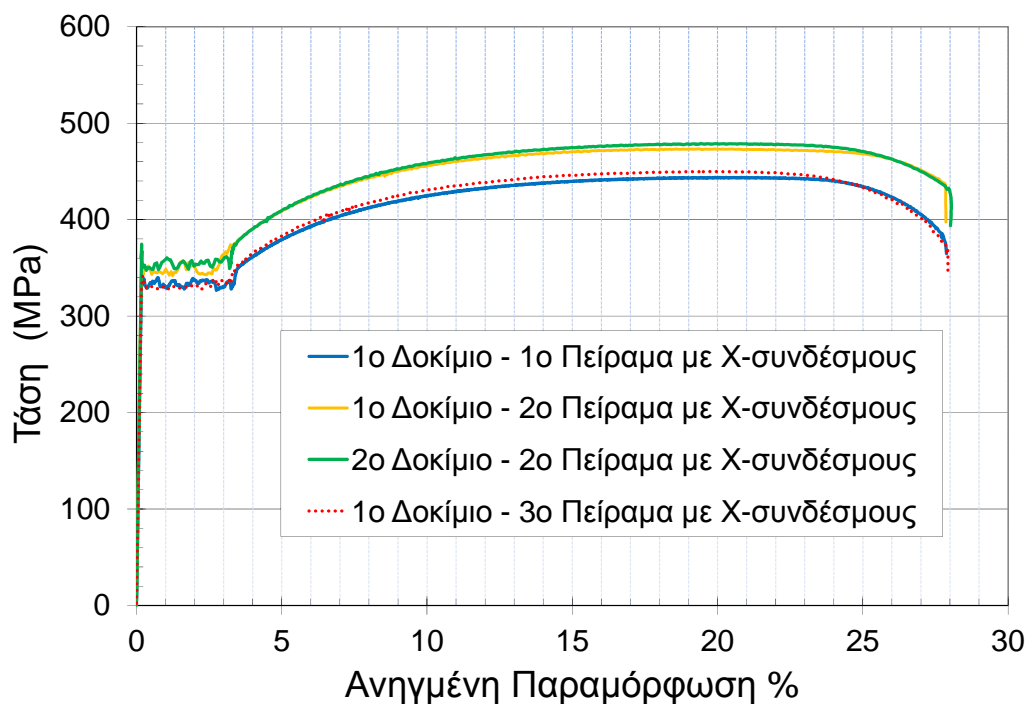
Με βάση αυτές τις γενικές απαιτήσεις θεωρήθηκαν έγινε σχεδιασμός τριών συστημάτων X-συνδέσμων. Το πρώτο σύστημα διαθέτε διαγώνια μέλη διατομής απλού ισοσκελούς γωνιακού L20x3, συγκολλητά με τέσσερα κομβοελάσματα στις γωνίες και με ένα κεντρικό κομβοέλασμα στο μέσο. Οι ραφές

σχεδιάστηκαν με αντοχή μεγαλύτερη της εφελκυστικής αντοχής εκάστου διαγώνιου μέλους, τα δε κομβοελάσματα πέραν από την απαίτηση αυτή σύμφωνα με τη γεωμετρία που υποδείχθηκε στις προαναφερθείσες εργασίες των Yoo et al^[44,45]. Το σύστημα τελικά διέθετε 2.6 φορές μεγαλύτερη αντοχή και 3.6 φορές μεγαλύτερη δυσκαμψία από τις αντίστοιχες τιμές του απλού (γυμνού) πλαισίου, όπως αυτές μετρήθηκαν από τα πειραματικά αποτελέσματα. Τα δεύτερο σύστημα υλοποιήθηκε μέσω μελών διατομής διπλών γωνιακών 2L20x3/5, με αποτέλεσμα πενταπλάσια αντοχή σε σχέση με αυτή του απλού πλαισίου (επίσης μετρηθείσα πειραματικά). Στα δύο πρώτα αυτά συστήματα οι πειραματικά αποκτηθείσες τιμές αντοχής ήταν σχετικά κοντά με τις τιμές που βρέθηκαν στην φάση προκαταρκτικού σχεδιασμού. Στο τρίτο σύστημα έγινε χρήση μελών διατομής L25x3 και η αντοχή και δυσκαμψία που προέκυψε από τα πειράματα ήταν 1.9 και 3 φορές μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες του απλού πλαισίου.

3.2. Δοκιμές Υλικού

Επίπεδα ορθογωνικά δοκίμια από όλα τα συστήματα X-συνδέσμων (ονομαστικής ποιότητας χάλυβα S235) κόπηκαν και διαμορφώθηκαν μηχανουργικά στη γεωμετρία που προβλέπεται από τον κανονισμό δοκιμής σε μονοαξονικό εφελκυσμό E 8M-01 ASTM. Οι σχετικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε μια ηλεκτρο-υδραυλική συσκευή INSTRON εφοδιασμένη με υδραυλικές αρπάγες. Το μήκος gauge των stain gauge ήταν 50mm και οι δοκιμές έλαβαν χώραν με ρυθμό 0.5mm/min.

Το Σχήμα 3.3 αναπαριστά τη σχέση τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή των ως άνω τριών συστημάτων. Για το 1^ο και το 3^ο σύστημα βρέθηκε τάση διαρροής του χάλυβα $f_y = 325$ MPa, παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_y = 0.178\%$ και τάση θραύσης $f_u = 437$ MPa. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ευρεθείσα τάση διαρροής ήταν κατά 38% υψηλότερη της αντίστοιχης ονομαστικής (235 MPa), που χρησιμοποιήθηκε στους προκαταρκτικούς υπολογισμούς σχεδιασμού. Για το 2^ο σύστημα X-συνδέσμων, μετρήθηκαν για το χάλυβα $f_y = 350$ MPa, $\epsilon_y = 0.17\%$ και $f_u = 478$ MPa. Εκ νέου η πραγματική τάση διαρροής βρέθηκε υψηλότερη της αντίστοιχης ονομαστικής κατά 48%.



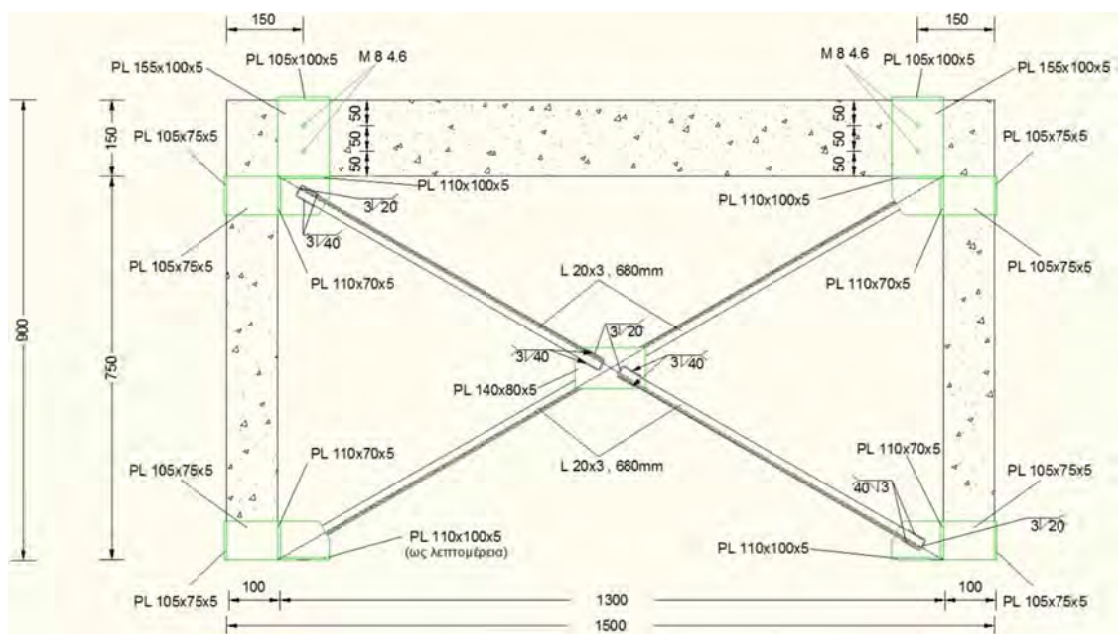
Σχήμα 3.3. Πειραματικές καμπύλες τάσης – ανηγμένης παραμόρφωσης για το χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στα τρία συστήματα Χ-συνδέσμων

3.3. 1^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (L20x3 διαγώνια μέλη)

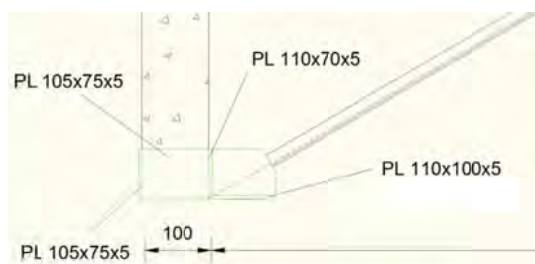
3.3.1. Προκαταρκτικός Σχεδιασμός

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό θεωρήθηκαν οι ονομαστικές τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα S235, ήτοι τάση διαρροής $f_y = 235 \text{ MPa}$ και τάση θραύσης (οριακή αντοχή) $f_u = 360 \text{ MPa}$.

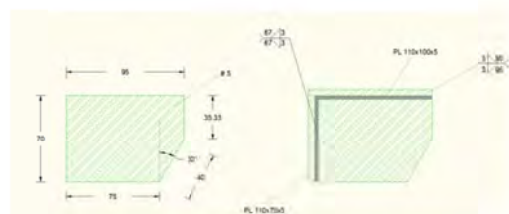
Το 1^ο σύστημα Χ-συνδέσμων αποτελείτο από διαγώνια μέλη διατομής απλού ισοσκελούς γωνιακού L20x3, συγκολλημένου στις τέσσερις γωνίες (κόμβους δοκών-στύλων και βάσεις στύλων), αφήνοντας έτσι ένα ελεύθερο μήκος εκάστου μέλους περίπου ίσο με 68 cm (συμπεριλαμβανομένων και των μηκών των συγκολλήσεων – 56 cm περίπου χωρίς επαφή με κομβοελάσματα). Η όψη και οι σχετικές λεπτομέρειες της όλης διάταξης φαίνονται στα Σχήματα 3.4 και 3.5 αντίστοιχα. Πρέπει ιδιαίτερα να προσεχθεί ο τρόπος εναλλαγής των πλευρών των κομβοελασμάτων (γωνιών και κεντρικού) προς τις οποίες συνδέονται τα μέλη, με σκοπό την **ελαχιστοποίηση της πιθανότητας λυγισμού εκτός επιπέδου εκ κατασκευής**. Επίσης η διάταξη των συνδέσεων των μελών προβλέφθηκε κεντροβαρική με εναλλαγή της συμμετρίας σε κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα ως προς το μέσο του κεντρικού κομβοελάσματος.



Σχήμα 3.4. Πρόσωση της 1ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους



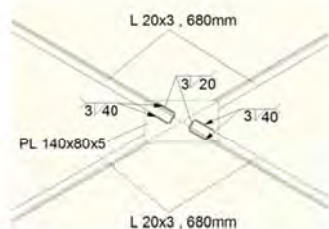
(α) Λεπτομέρεια σύνδεσης στη βάση των στύλων



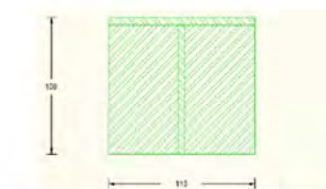
(ε) Λεπτομέρεια γεωμετρίας κομβοελάσματος και συγκολλήσεων με περιμετρικά ελάσματα



(β) Λεπτομέρεια σύνδεσης στον κόμβο δοκού - στύλου



(γ) Λεπτομέρεια σύνδεσης κεντρικού κομβοελάσματος



(στ) Λεπτομέρεια γεωμετρίας ελάσματος βάσης

Σχήμα 3.5. Λεπτομέρειες της 1ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής L20x3 είναι: $A = 1.12 \text{ cm}^2$ και $I_y = I_z = 0.39 \text{ cm}^4$. Η λυγηρότητα του μέλους βρέθηκε $\lambda = 115$, η εφελκυστική αντοχή $N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1.12 \cdot 23.5}{1} = 26.32 \text{ kN}$ και η αντοχή σε λυγισμό $N_{b,Rd} = 12.20 \text{ kN}$ για συντελεστή ατελειών $\alpha = 0.34$. Οι αντοχές αυτές αντιστοιχούν στην ονομαστική τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα S235. Αν αντί αυτής χρησιμοποιηθεί η πειραματική της τιμή ($f_y = 325 \text{ MPa}$), οι αντίστοιχες τιμές των αντοχών βρέθηκαν ίσες με: $N_{t,Rd} = 36.4 \text{ kN}$ και $N_{b,Rd} = 15.8 \text{ kN}$. Παρόλο που τα διαγώνια μέλη έχουν την ίδια θεωρητικά αντοχή σε λυγισμό εντός και εκτός επιπέδου, λόγω κατασκευαστικών λεπτομερειών η εντός επιπέδου αντοχή είναι μεγαλύτερη λόγω του μικρότερου ελεύθερου μήκος εκάστου μέλους. Έτσι η αναμενόμενη μορφή λυγισμού κατά τη δοκιμή ήταν η εκτός επιπέδου³.

Επιπρόσθετα, η απόκριση του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με X-συνδέσμους της τρέχουσας 1^{ης} διάταξης αναμενόταν να ακολουθήσει τις επόμενες φάσεις:

1^η Φάση : *Ελαστική Συμπεριφορά :* Αμφότερες οι διαγώνιοι (εφελκυστική και θλιβόμενη) βρίσκονται στην ελαστική περιοχή. Το πλαίσιο από ΟΣ συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα χωρίς να έχει φτάσει την οριακή του αντοχή (αυτή του απλού [«γυμνού»] πλαισίου). Η μέγιστη αναμενόμενη συνεισφορά των X-συνδέσμων είναι $2 \times 15.8 = 31.6 \text{ kN}$.

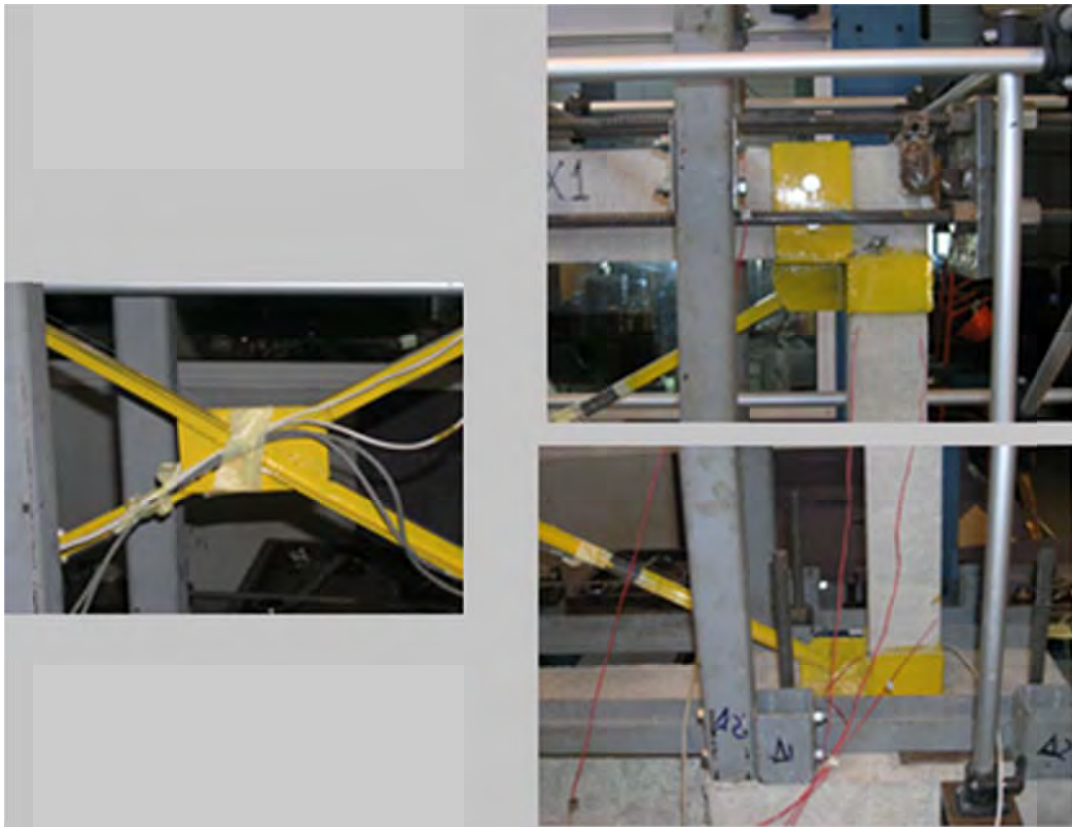
2^η Φάση : *Ανελαστικός Λυγισμός :* Ένα από τα θλιβόμενα διαγώνια μέλη (στοιχεία) λυγίζει αφού έχει εξαντλήσει την ελαστική αντοχή του σε λυγισμό, ίση με 15.8 kN . Η πτώση στο θλιπτικό φορτίο μετά το λυγισμό (περίπου 40% - 50%) αναλαμβάνεται από το πλαίσιο από ΟΣ και την εφελκυστική διαγώνιο, της οποίας το φορτίο αυξάνεται μέχρι τη διαρροή της (36.4 kN). Το πλαίσιο από ΟΣ ακόμα συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα μέχρι ποσοστού περίπου 80% της οριακής (χωρίς όμως να την εξαντλεί). Οι X-σύνδεσμοι έχουν φθάσει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα τους με ανελαστικό λυγισμό της μιας διαγωνίου και εφελκυστική διαρροή της άλλης, ήτοι $36.4 + 15.8 \times 0.4 = 40 \text{ kN}$.

3^η Φάση : *Πλαστικές Αρθρώσεις στο Πλαίσιο από ΟΣ :* Μετά τον ανελαστικό λυγισμό ενός διαγωνίου μέλους και την εφελκυστική διαρροή του απέναντι του, το περιβάλλον πλαίσιο από ΟΣ έχει εξαντλήσει την οριακή του αντοχή (μετρηθείσα πειραματικά 14 kN , ως Σχήμα 2.19)

³ αδιάστατες λυγηρότητες : $\bar{\lambda}_{y,z}^{\text{ονομαστική}} = 1.227$, $\bar{\lambda}_{y,z}^{\text{πειραματική}} = 1.443$

Με την αντιστροφή της φόρτισης το σύστημα αυτό ακολουθεί τις ίδιες φάσεις, πλην όμως η αντοχή που σε κάθε κύκλο συνεισφέρει το κάθε στοιχείο δεν είναι η ίδια με αυτή του 1^{ου} κύκλου φόρτισης. Οι τιμές που θα αποκτηθούν αναμένονται χαμηλότερες.

Το περιβάλλον πλαίσιο από ΟΣ (ως Σχήμα 2.17) κατασκευάστηκε στο εργαστήριο, ενώ το σύστημα των Χ-συνδέσμων και τα ελάσματα διαμορφώθηκαν και επεξεργάστηκαν στο εργοστάσιο, κατόπιν δε μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο και τοποθετήθηκαν – προσαρμόστηκαν στο άνοιγμα του πλαισίου. Οι τελικές συγκολλήσεις των κολάρων στους στύλους και στη δοκό έγιναν στο εργαστήριο. Στο Σχήμα 3.6 φαίνονται οι συνδέσεις των Χ-συνδέσμων με την ανατολική (Ε) πλευρά του πλαισίου, το μεσαίο κομβόελασμα καθώς και δύο πλήρεις εμπρόσθιες όψεις της όλης πειραματικής διάταξης.

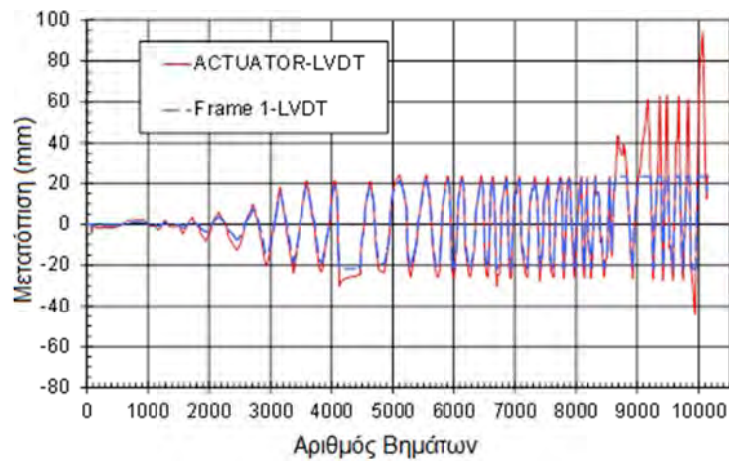


(α)

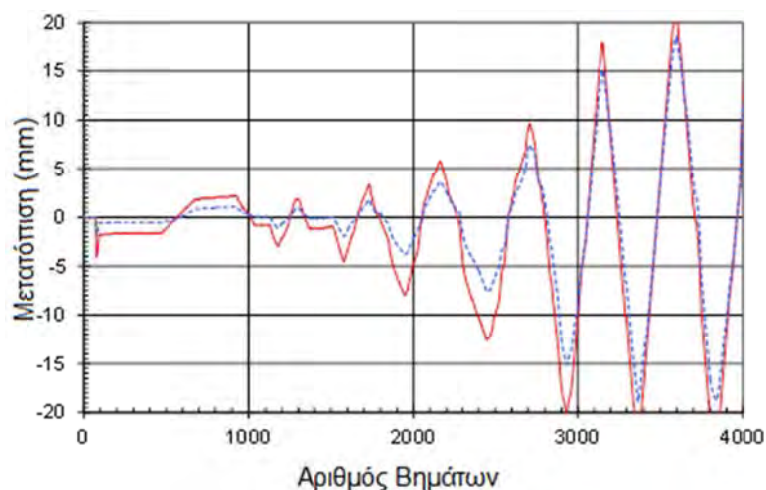
Σχήμα 3.6 (συνεχίζεται)

3.3.3. Πειραματικά Αποτελέσματα

Το πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης που εφαρμόστηκε στο τρέχον πείραμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.8. Ο LVDT “Frame 1” (με δυνατότητα ± 22 mm) ήταν τοποθετημένος στο μέσο της δοκού και οι καταγραφές του ήταν ελεύθερες από κάποιες περιορισμένες ολισθήσεις / κενά μεταξύ της κεφαλής του ενεργοποιητή και του δοκιμίου. Οι καταγραφές αυτές χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων, εκτός των περιπτώσεων εκείνων κατά τις οποίες οι μετατοπίσεις που επιβλήθηκαν ήταν μεγαλύτερες από 22 mm. Σε αυτές τις περιπτώσεις η αλλοίωση των καταγραφών του αισθητήρα μετατοπίσεων του ενεργοποιητή (actuator displacement transducer) λόγω ολισθήσεων / κενών δεν είναι σημαντική, οπότε οι καταγραφές του τελευταίου χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων.



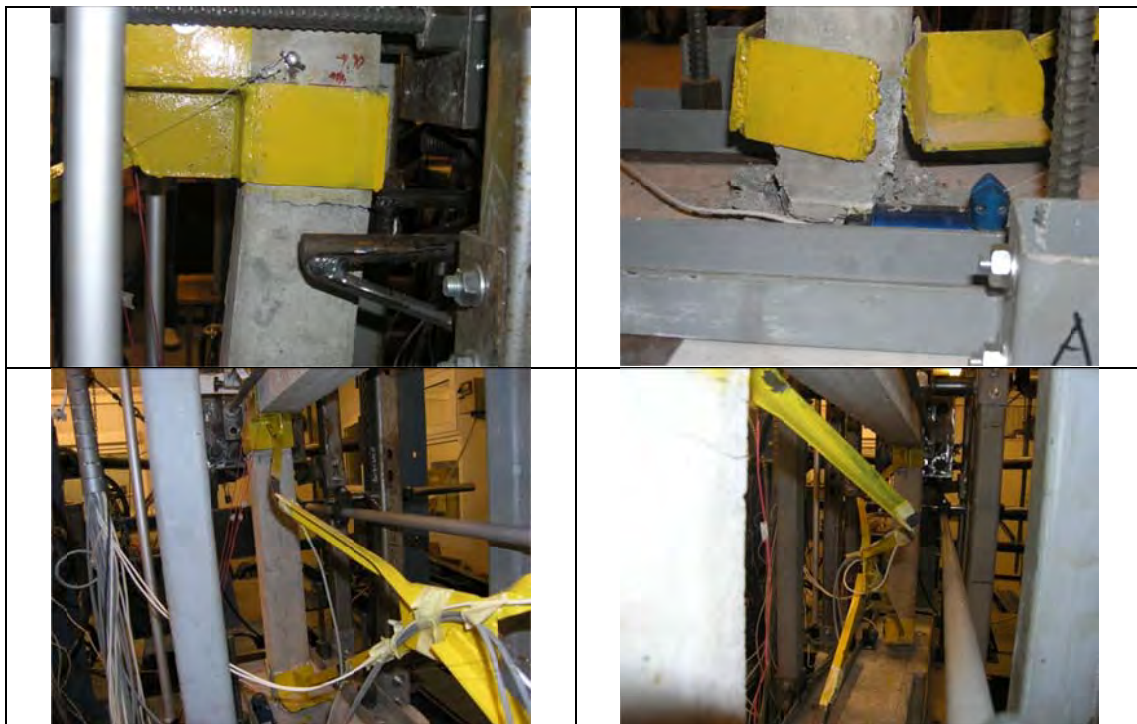
(α)



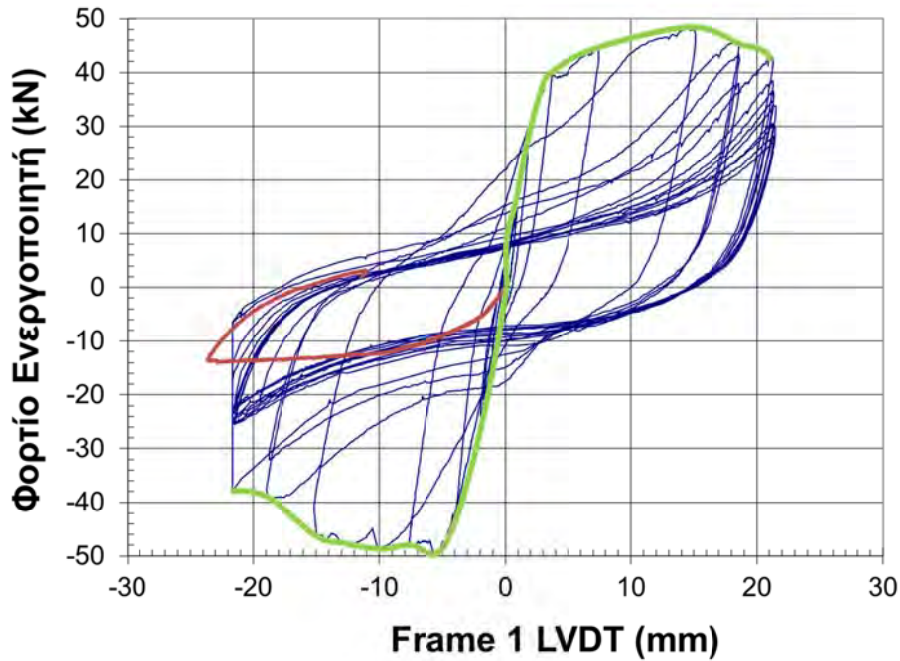
(β)

Σχήμα 3.8. (α) Πρωτόκολλο πλευρικής μετατόπισης που εφαρμόστηκε στο επίπεδο της δοκού, (β) αρχικοί 7 κύκλοι φόρτισης

Συνολικά επιβλήθηκαν 32 κύκλοι φόρτισης στο πλαίσιο από ΟΣ πριν τον τερματισμό του πειράματος λόγω σοβαρών βλαβών τόσο σε αυτό όσο και στο σύστημα X-συνδέσμων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9. Στο Σχήμα 3.10 δε απεικονίζεται η καμπύλη δύναμης (εκ της δυναμοκυψέλης του ενεργοποιητή) – μετατόπισης για τους πρώτους 19 κύκλους φόρτισης. Η κόκκινη γραμμή είναι η πειραματική απόκριση του απλού («γυμνού») πλαισίου για $\frac{1}{2}$ κύκλο φόρτισης, αποκτηθείσα από άλλο πείραμα με διαφορετικό Δοκίμιο. Η πράσινη γραμμή αντιπροσωπεύει την περιβάλλουσα της απόκρισης του πλαισίου ΟΣ με τους X-συνδέσμους. Η μέγιστη δύναμη που συνεισφέρεται στο σύστημα από τους συνδέσμους αυτούς είναι 36 kN και από το πλαίσιο ΟΣ 14 kN. Η τιμή της μέγιστης συνεισφοράς των συνδέσμων που βρέθηκε πειραματικά (36 kN) είναι κοντά στην αντίστοιχη τιμή που υπολογίστηκε προηγούμενα κατά την φάση προκαταρκτικού σχεδιασμού (40 kN).



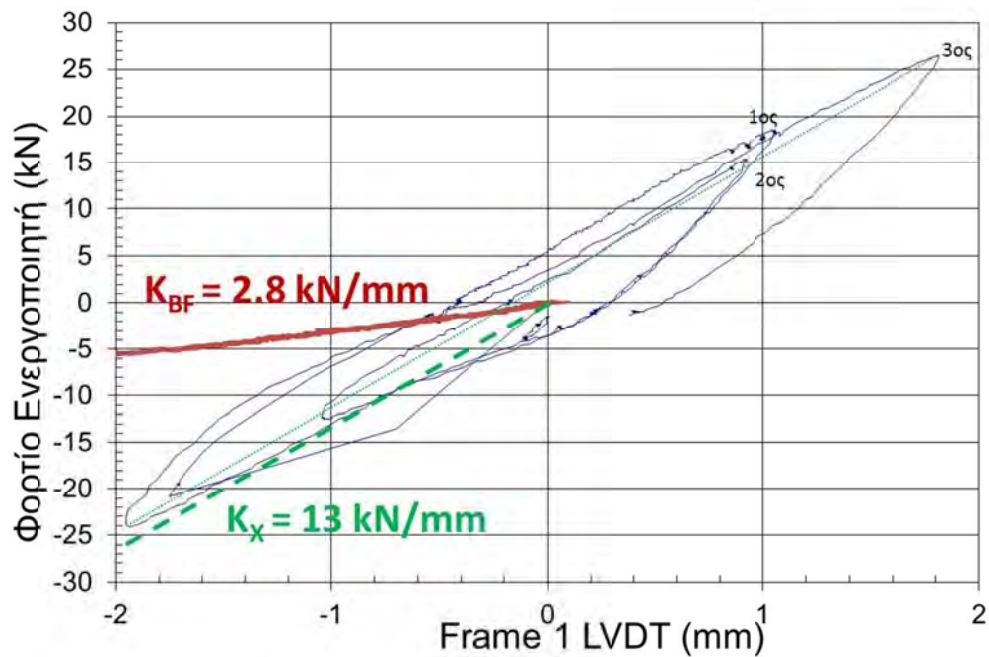
Σχήμα 3.9. Βλάβες στο πλαίσιο από ΟΣ και τους X-συνδέσμους μετά το τέλος του 32^{ου} κύκλου φόρτισης



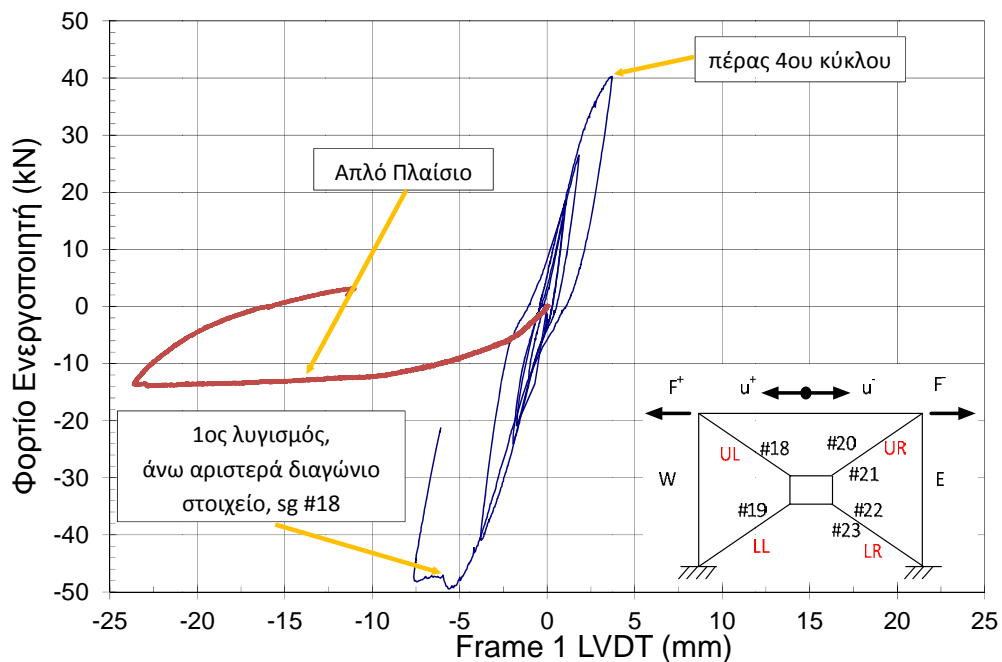
Σχήμα 3.10. Πειραματικές καμπύλες οριζόντιας μετατόπισης – πλευρικής (διατμητικής) δύναμης (α) του πλαισίου ΟΣ με το σύστημα Χ-συνδέσμων (μπλε γραμμή) και (β) του απλού πλαισίου χωρίς συνδέσμους. Η περιβάλλουσα της απόκρισης πλαισίου + Χ-σύνδεσμοι (αρχικοί 19 κύκλοι) φαίνεται με πράσινη γραμμή.

Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται οι αρχικοί 3 ¼ κύκλοι φόρτισης (± 2 mm) του πλαισίου ΟΣ με τους Χ-συνδέσμους (μπλε γραμμή) μαζί με την καμπύλη δύναμης – μετατόπισης του απλού πλαισίου (κόκκινη γραμμή). Στο εν λόγω Σχήμα δίδεται επίσης μια εκτίμηση της αρχικής δυσκαμψίας των δύο συστημάτων. Αφαιρώντας αυτές τις τιμές λαμβάνεται η δυσκαμψία των Χ-συνδέσμων, και βρίσκεται ίση με 10.2 kN/mm. Το σύστημα πλαίσιο – σύνδεσμοι παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά για πλευρικές μετατοπίσεις έως ± 5 mm, όπως διακρίνεται στο Σχήμα 3.12.

Κατά τη διάρκεια των τριών πρώτων κύκλων (± 2 mm οριζόντιας μετατόπισης του πλαισίου) ουδεμία παραμόρφωση (εντός ή εκτός επιπέδου) παραμόρφωση των διαγωνίων μελών ήταν ορατή. Όμως, με τον 4^ο κύκλο (± 4 mm) το άνω αριστερά (UL) χαλύβδινο διαγώνιο μέλος – σύνδεσμος φάνηκε να καμπυλώνεται ελαφρά εκτός επιπέδου (ελαστικός λυγισμός). Τούτο επιβεβαιώνεται από το φαινόμενο pinching της καμπύλης υστερητικής συμπεριφοράς - (βλέπε Σχήμα 3.12) που υπάρχει στον βρόγχο εύρους από -4 έως +6 mm (3 ½ - 4 ½ κύκλος). Παρόλη την ήπια μη γραμμικότητα, η απόκριση μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά ελαστική.



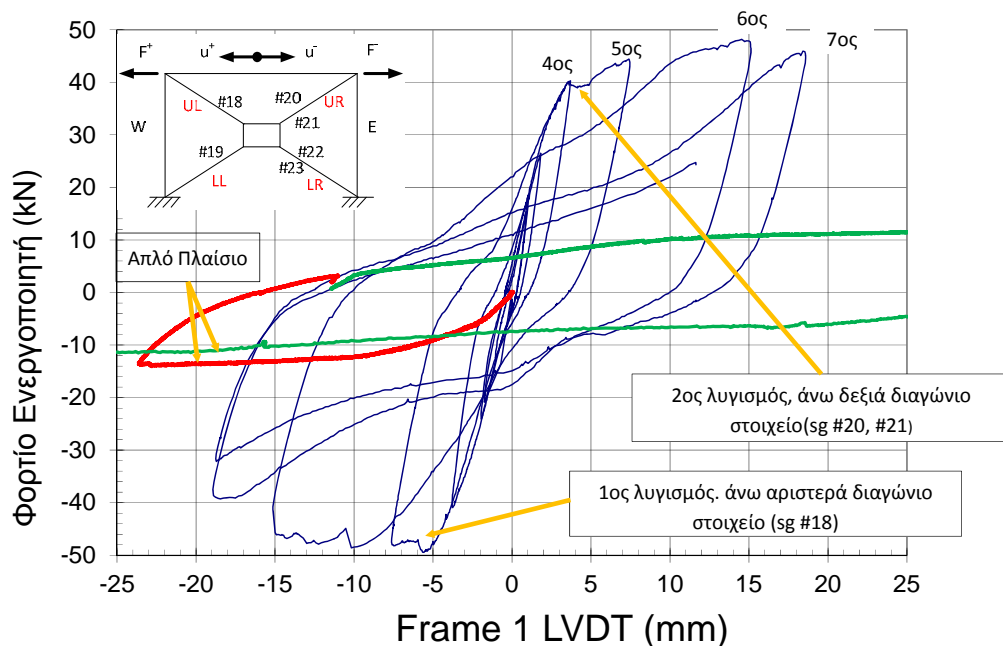
Σχήμα 3.11. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης για (α) το σύστημα πλαίσιο + Χ-σύνδεσμοι για τους πρώτους 3 1/2 κύκλους και (β) του απλού πλαισίου (χωρίς Χ-συνδέσμους, κόκκινη γραμμή)



Σχήμα 3.12. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) για τους 4 1/2 αρχικούς κύκλους: 1^{ος} λυγισμός, άνω αριστερά σύνδεσμος

Όταν η πλευρική μετατόπιση έφθασε τα -6 mm και το φορτίο τα -50 kN (κατά τη διάρκεια του 5^{ου} κύκλου των ±8 mm) το άνω αριστερά μέλος των

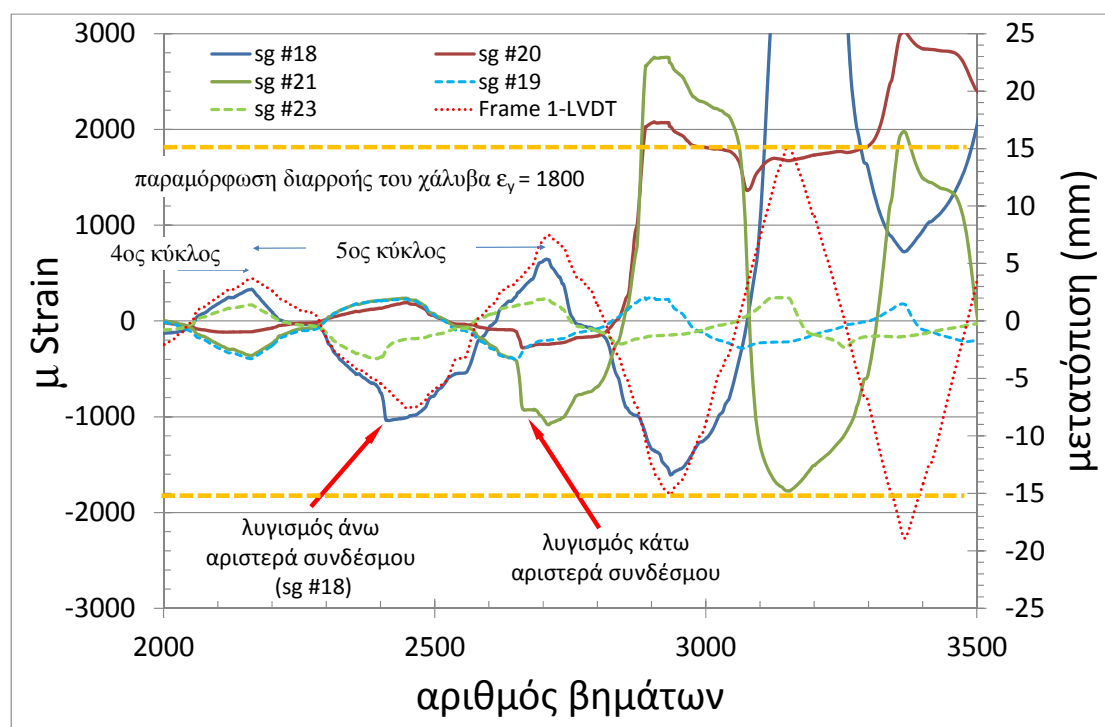
X-συνδέσμων υπέστη σημαντικού βαθμού επιπρόσθετο λυγισμό (ανελαστικό λυγισμό), με τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο μέσο του μέλους αυτού. Η πλευρική δύναμη (βλέπε Σχήματα 3.12 και 3.13) απότομα μειώθηκε περίπου κατά 2 kN και παρέμεινε σχεδόν σταθερή (~48 kN) μέχρι το σημείο που έλαβε χώραν αντιστροφή της φόρτισης (-8 mm). Το φαινόμενο αυτό καταδείχτηκε και από τις μετρήσεις των μηκυνσιομέτρων πάνω στα μέλη των X-συνδέσμων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.14, όπου οι παραμορφώσεις στο sg#18 (άνω αριστερά διαγώνιο μέλος) αυξήθηκαν απότομα (δεν έφθασαν όμως τις τιμές των παραμορφώσεων διαρροής όπως αναμένεται κατά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης, καθόσον το sg αυτό βρισκόταν 2 – 4 cm από τη περιοχή της πλαστικής άρθρωσης). Επιπρόσθετα, παρατηρήθηκε μια απότομη πτώση στις τιμές των παραμορφώσεων στο sg #23 (κάτω δεξιά διαγώνιο μέλος). Αυτή η ανακούφιση παραμορφώσεων στο συγκεκριμένο μέλος που δεν λύγισε αναμενόταν, υπήρξε δε μια επιπρόσθετη πληροφορία για το λυγισμό του άνω αριστερά διαγώνιου μέλους.



Σχήμα 3.13. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο + X-σύνδεσμοι για τους πρώτους 7 $\frac{3}{4}$ κύκλους φόρτισης: 2^{ος} λυγισμός, άνω δεξιά διαγώνιο μέλος

Με την αντιστροφή της φόρτισης η απέναντι διαγώνιος ήταν υπό θλίψη και πριν την ολοκλήρωση του 5^{ου} κύκλου, για μετατόπιση +4 mm και δύναμη + 40 kN (ως Σχήμα 3.13) το άνω δεξιά διαγώνιο μέλος (sg #20 και sg #21) λύγισε ανελαστικά (νωρίτερα από ότι συνέβη στον προηγούμενο κύκλο) διατηρώντας

το φορτίο στα 40 kN μέχρι μετατόπιση +5 mm, όπου το φορτίο άρχισε να αυξάνεται για να φθάσει τα 44 kN στο τέλος του 5^{ου} κύκλου (+8 mm). Οι καταγραφές των sg #20 και #21 παρουσίασαν μια απότομη αύξηση ενώ αυτές του sg #19 μια απότομη πτώση (βλέπε Σχήμα 3.14) – συμπεριφορά παρόμοια με αυτή που παρατηρήθηκε κατά τον λυγισμό του αριστερού άνω μέλους – γεγονός που επιβεβαίωσε τον λυγισμό του άνω δεξιά μέλους. Η προφανώς ισχυρά συμπεριφορά pinching (χαμηλότερη δυσκαμψία φόρτισης) πέραν του 6^{ου} κύκλου, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.12 και 3.15, οφείλεται όχι μόνο στον ανελαστικό λυγισμό και τη συσσώρευση παραμενουσών μετατοπίσεων στους επόμενους θλιπτικούς κύκλους, αλλά και στο ότι όταν οι διαγώνιοι εφελκύνονται τα κολάρα στις βάσεις των στύλων είχαν μια τάση να στραφούν (που όπως προαναφέρθηκε ήταν επιτρεπτό κατασκευαστικά – βλέπε τη φωτογραφία στο Σχήμα 3.15).



Σχήμα 3.14. Πειραματικές καμπύλες καταγραφών ορισμένων sg – βήματος φόρτισης. Τα δεδομένα είναι μεταξύ των 3 1/2 και του 6 3/4 κύκλων και περιλαμβάνουν αμφότερα τα παρατηρηθέντα γεγονότα - φαινόμενα λυγισμού, ενώ φαίνεται και η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα

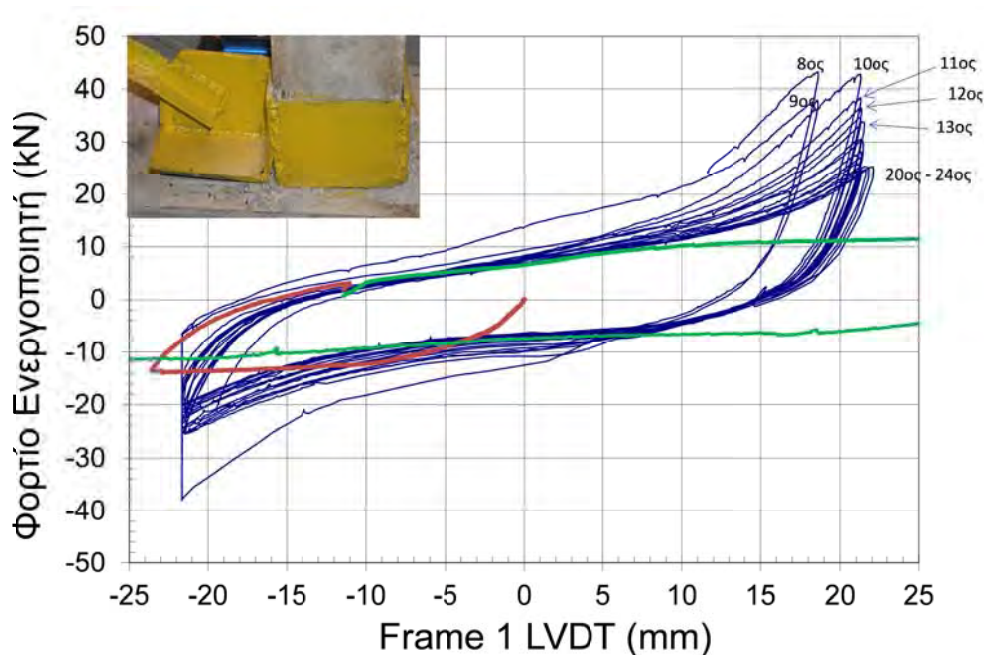
Στην επόμενη αντιστροφή της φόρτισης (6^{ος} κύκλος, ±15 mm) το άνω αριστερά διαγώνιο μέλος, το οποίο είχε λυγίσει για πρώτη φορά κατά τη διάρκεια του πρώτου μισού του 5^{ου} κύκλου και κατόπιν σχεδόν ευθυγραμμίστηκε λόγω εφελκυσμού (στο 2^ο ήμισυ του 5^{ου} κύκλου), έχοντας πάντως μια μόνιμη εκτός

επιπέδου παραμόρφωση, βρέθηκε εκ νέου σε θλίψη και λύγισε για άλλη μια φορά (έχοντας πάντως μειωμένη δυσκαμψία). Η δύναμη ήταν ίση με -50 kN για μετατόπιση περίπου -10 mm , και η δύναμη αυτή διατηρήθηκε μέχρι την αντιστροφή του φορτίου στα -15 mm (Σχήμα 3.13). Αυτή τη φορά όμως, δεν παρατηρήθηκε καμιά απότομη αλλαγή στην καταγραφή παραμορφώσεων του sg #18 (πάνω αριστερά διαγώνιο μέλος). Αντίθετα, όταν οι πλευρικές μετατοπίσεις έφτασαν τα -10 mm , οι καταγραφές παραμορφώσεων των sg #20 και #21 (άνω δεξιά μέλος), που βρίσκονται σε εφελκυσμό, φθάνουν την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα ($1800 \mu\text{-strain}$), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.14. Περίπου στα -11 mm (βλέπε τη μικρή μείωση αντοχής στο Σχήμα 3.13) εμφανίστηκαν οριζόντιες ρωγμές στην κορυφή αμφοτέρων των στύλων από ΟΣ (στην επαφή με τη δοκό), ως Σχήμα 3.15.



Σχήμα 3.15. Εφελκυστικές ρωγμές (κόκκινα σημάδια) στη κορυφή των στύλων (στη τομή με τη δοκό) μεταξύ των κολάρων δοκού και στύλου, για παραμόρφωση -11 mm

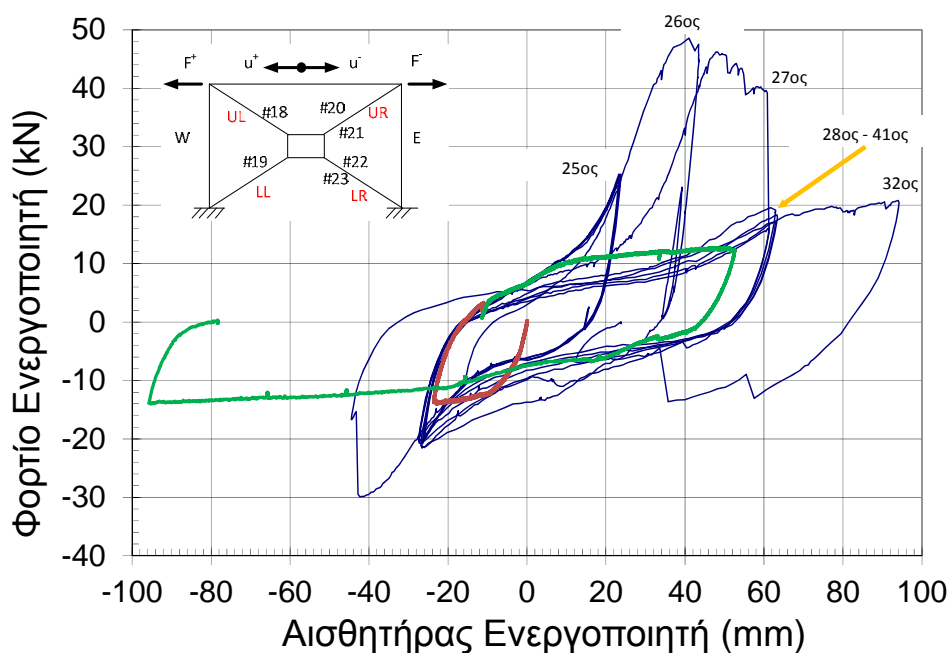
Στο τέλος του 6^{ου} κύκλου παρατηρήθηκε μια μικρή κατακόρυφη ρωγμή στις ραφές του κολάρου στη βάση του αριστερού στύλου. Η ρωγμή αυτή εξασθένησε την εφελκυστική δυσκαμψία της διαγωνίου (κάτω αριστερά προς πάνω δεξιά) με αποτέλεσμα την πτώση της αντοχής για πλευρική μετατόπιση ίση περίπου με -19 mm (7^{ος} κύκλος) σε 40 kN (από τα 50 kN του προηγούμενου κύκλου) και στον επόμενο δε κύκλο (8^ο -19 mm) σε 32 kN . Στις αντιστροφές της φόρτισης των επόμενων κύκλων (10^{ου} έως 24^{ου}), με εύρος $\pm 22 \text{ mm}$, η πτώση αυτή συνεχίστηκε, και η αντοχή στα -22 mm παρέμεινε σχεδόν σταθερή γύρω στα 22 με 24 kN (υπέστη βλάβη το κάτω αριστερά κολάρο) και στα $+22 \text{ mm}$ η αντοχή τελικά έπεσε από τα 42 kN στα 24 kN . Τούτο συνέβη λόγω συσσώρευσης βλαβών (ρωγμών στις ραφές) στο κάτω δεξιά κολάρο (βλέπε Σχήμα 3.16)



Σχήμα 3.16. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο + Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) από τον 8^ο μέχρι τον 24^ο κύκλο φόρτισης (± 22 mm). Το πάνω αριστερά και το πάνω δεξιά διαγώνιο μέλος έχουν υποστεί ανελαστικό λυγισμό

Συγκρίνοντας την απόκριση του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι με αυτή του απλού («γυμνού») πλαισίου φαίνεται πως οι Χ-σύνδεσμοι συνεισφέρουν κάποια αντοχή για μετατοπίσεις μεγαλύτερες από 15 mm. Τα κολάρα των συνδέσμων στις βάσεις υπέστησαν σοβαρές ζημιές και η συνεισφορά τους είναι μάλλον μικρή, ενώ το μεγαλύτερο ποσοστό αντοχής προέρχεται από το πλαίσιο ΟΣ.

Παρόλη τη συσσώρευση βλαβών τόσο στους χαλύβδινους Χ-συνδέσμους όσο και στο πλαίσιο από ΟΣ μετά από 25 κύκλους φόρτισης, το σύστημα συνολικά φάνηκε να διαθέτει απόθεμα αντοχής (βλέπε Σχήμα 3.17) στον 27^ο και 28^ο κύκλο, όπου επιβλήθηκαν πλευρικές μετατοπίσεις 40 και 60 mm αντίστοιχα. Η συμπεριφορά αυτή παρατηρήθηκε επειδή η εφελκυσόμενη διαγώνιος μπορούσε ακόμα να φέρει φορτίο, γιατί το κάτω δεξιά κολάρο δεν είχε πλήρως καταστραφεί (μέσω θραύσης των ραφών). Έτσι, η αντοχή του συστήματος προήλθε από εφελκυστική διαρροή μια διαγώνιου και η υπόλοιπη αντοχή από το απλό πλαίσιο ΟΣ, το οποίο ανέπτυξε πλαστικές αρθρώσεις λόγω κάμψης στα άκρα (άνω / κάτω) των στύλων. Στο Σχήμα 3.9 απεικονίζεται η κατάσταση των Χ-συνδέσμων και του πλαισίου από ΟΣ στο τέλος του 32^{ου} κύκλου.

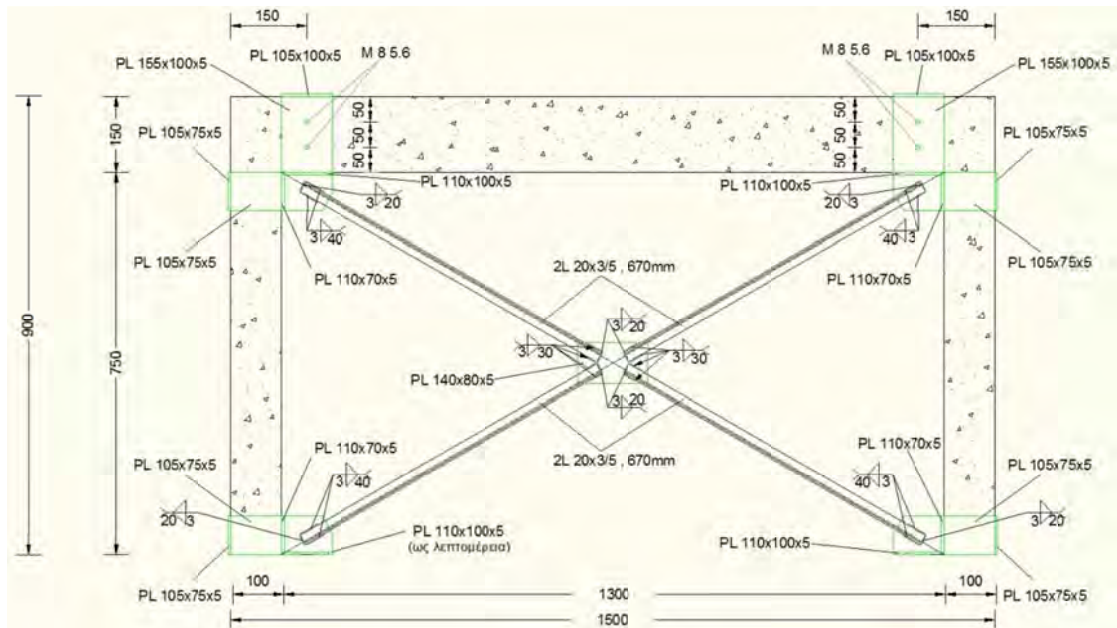


Σχήμα 3.17. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης (καταγραφή του αισθητήρα μετατοπίσεων του ενεργοποιητή) του συστήματος πλαίσιο + Χ-συνδέσμοι (μπλε γραμμή) από τον 25^ο μέχρι τον 32^ο κύκλο φόρτισης (μέγιστο εύρος +94 mm).

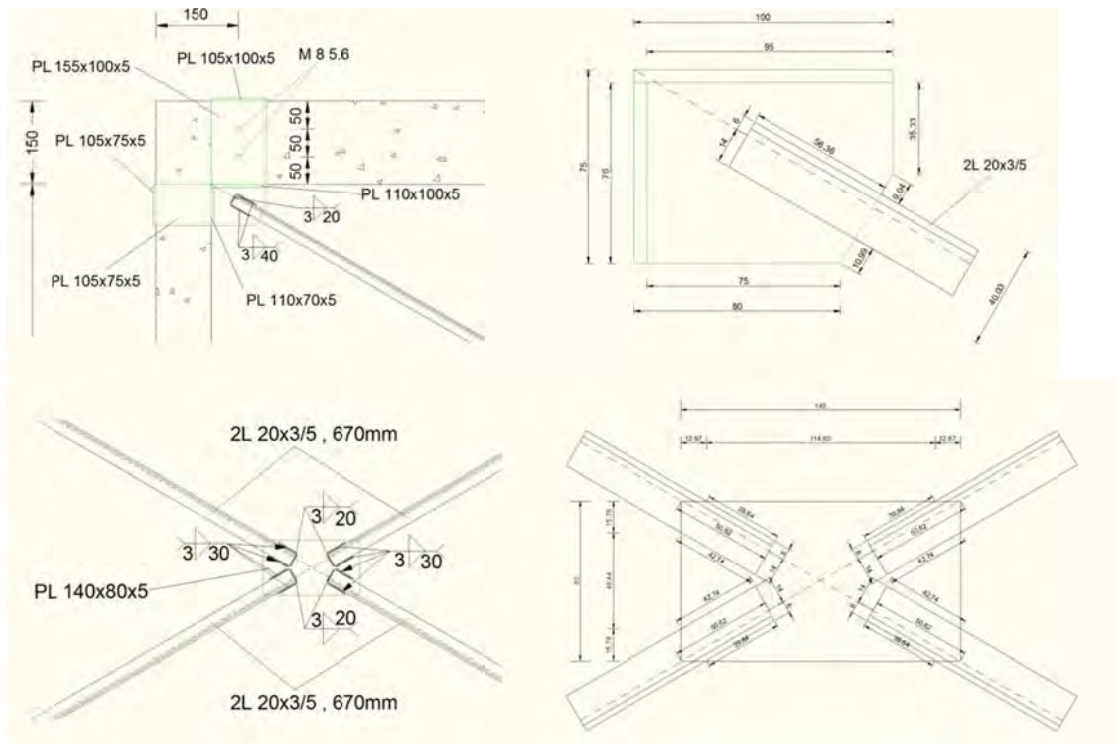
3.4. 2^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (2L20x3/5)

3.4.1. Προκαταρκτικός Σχεδιασμός

Στο 2^ο αυτό σύστημα Χ-συνδέσμων, οι διαγώνιες ράβδοι ήταν διατομής 2L20x3 με απόσταση παράλληλων σκελών 5 mm, με συνδεσιμότητα της ίδιας μορφής με το 1^ο σύστημα της παραγράφου 3.3. Το ελεύθερο μήκος εκάστου των τεσσάρων μελών ήταν περίπου 68 cm (μεταξύ κομβοελασμάτων περίπου 54 cm). Στα Σχήματα 3.18 και 3.19 απεικονίζεται η εμπρόσθια όψη και οι λεπτομέρειες του όλου συστήματος αντίστοιχα. Διατηρήθηκε η ίδια φιλοσοφία σχεδιασμού όπως και το προηγούμενο σύστημα, με μικρές αλλαγές στις διαστάσεις των αναγκαίων ραφών και του κεντρικού κομβοελάσματος, λόγω αλλαγής της γεωμετρίας της διατομής των Χ-συνδέσμων. Το πλαίσιο από ΟΣ είχε τις ίδιες διαστάσεις όπως στην προηγούμενη (αλλά και την επόμενη) πειραματική διάταξη.



Σχήμα 3.18. Πρόσοψη της 2ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους



Σχήμα 3.19 (συνεχίζεται)



Σχήμα 3.19. Λεπτομέρειες της 2ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής 2L20x3/5 είναι: $A=2.22 \text{ cm}^2$, $I_y = 0.806 \text{ cm}^4$, $I_z = 2.446 \text{ cm}^4$. Οι σχετικές λυγηρότητες βρίσκονται ίσες με $\lambda_y = 112.85$ (εντός επιπέδου) και $\lambda_z = 64.78$ (εκτός επιπέδου), οπότε θεωρώντας την ονομαστική τάση διαρροής του χάλυβα S235 ισχύει ότι:

$$\text{Αντοχή σε εφελκυσμό } N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2.22 \cdot 235}{1} = 52.2 \text{ kN}$$

$$\text{Αντοχή σε θλίψη εντός επιπέδου } N_{b,Rd}^y = 24.79 \text{ kN}$$

$$\text{Αντοχή σε θλίψη εκτός επιπέδου } N_{b,Rd}^z = 41.2 \text{ kN}$$

Αν χρησιμοποιηθεί η πειραματική τιμή της τάσης διαρροής (350 MPa, §3.2), τότε οι αναμενόμενες τιμές των ως άνω αντοχών θα είναι ίσες με:

$$N_{t,Rd} = 77.7 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd}^y = 37.6 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd}^z = 61.3 \text{ kN}$$

Κατά συνέπεια κρίσιμος για τις θλιβόμενες διαγώνιους αναμενόταν ο εντός επιπέδου λυγισμός αυτών⁵.

Επιπρόσθετα, η απόκριση του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με Χ-συνδέσμους της τρέχουσας 2^{ης} διάταξης αναμενόταν να ακολουθήσει τις επόμενες φάσεις:

1^η Φάση: *Ελαστική Συμπεριφορά* : Αμφότερες οι διαγώνιοι (εφελκυσμένη και θλιβόμενη) βρίσκονται στην ελαστική περιοχή. Το πλαίσιο από ΟΣ συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα χωρίς να έχει φτάσει την οριακή του αντοχή (αυτή του απλού [«γυμνού»] πλαισίου). Η μέγιστη αναμενόμενη συνεισφορά των Χ-

⁵ αδιάστατες λυγηρότητες:

$$\bar{\lambda}_y^{\text{ονομαστική}} = 1.202, \bar{\lambda}_z^{\text{ονομαστική}} = 0.69$$

$$\bar{\lambda}_y^{\text{πειραματική}} = 1.446, \bar{\lambda}_z^{\text{πειραματική}} = 0.8413$$

συνδέσμων είναι $2 \times 37.6 = 75.2$ kN, ακριβώς πριν την έναρξη του φαινομένου του εντός επιπέδου λυγισμού.

2^η Φάση : *Ανελαστικός Λυγισμός :* Ένα από τα θλιβόμενα διαγώνια μέλη (στοιχεία) λυγίζει αφού έχει εξαντλήσει την ελαστική αντοχή του σε λυγισμό, ίση με 37.6 kN. Η πτώση στο θλιπτικό φορτίο μετά το λυγισμό (περίπου 40% - 50%) αναλαμβάνεται από το πλαίσιο από ΟΣ και την εφελκυστική διαγώνιο, της οποίας το φορτίο αυξάνεται μέχρι τη διαρροή της (52.2 kN). Το πλαίσιο από ΟΣ ακόμα συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα μέχρι ποσοστού περίπου 80% της οριακής (χωρίς όμως να την εξαντλεί). Οι Χ-σύνδεσμοι έχουν φθάσει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα τους με ανελαστικό λυγισμό της μιας διαγωνίου και εφελκυστική διαρροή της άλλης, ήτοι $52.2 + 37.6 \times 0.4 = 67.2$ kN.

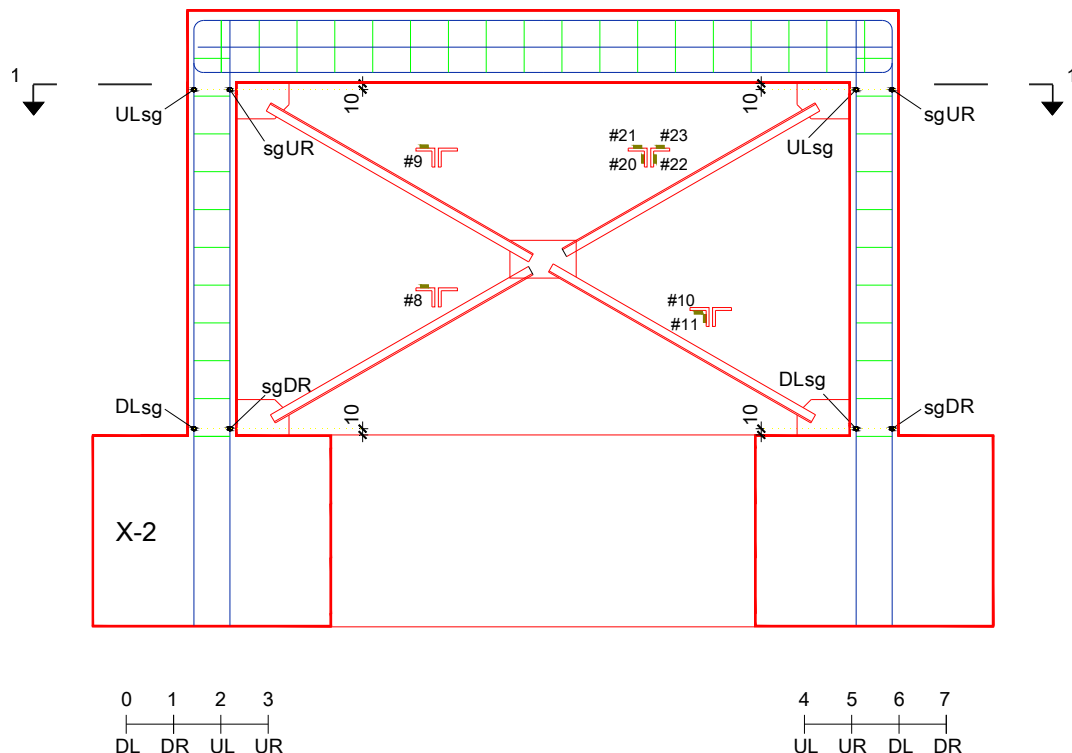
3^η Φάση : *Πλαστικές Αρθρώσεις στο Πλαίσιο από ΟΣ :* Μετά τον ανελαστικό λυγισμό ενός διαγωνίου μέλους και την εφελκυστική διαρροή του απέναντι του, το περιβάλλον πλαίσιο από ΟΣ έχει εξαντλήσει την οριακή του αντοχή (μετρηθείσα πειραματικά 14 kN, ως Σχήμα 2.19). Η συνολική αναμενόμενη αντοχή του συστήματος ανέρχεται περίπου σε 81.2 kN, ενώ η συνεισφορά σε αυτή των Χ-συνδέσμων αναμένεται να είναι 4.8 φορές της συνεισφοράς του απλού («γυμνού») πλαισίου από ΟΣ.

Με την αντιστροφή της φόρτισης το σύστημα αυτό ακολουθεί τις ίδιες φάσεις, πλην όμως η αντοχή που σε κάθε κύκλο συνεισφέρει το κάθε στοιχείο δεν είναι η ίδια με αυτή του 1^{ου} κύκλου φόρτισης. Οι τιμές που θα αποκτηθούν αναμένονται χαμηλότερες.

Η διαδικασία κατασκευής του δοκιμίου ήταν η ίδια με εκείνη της 1^{ης} πειραματικής διάταξης Χ-συνδέσμων.

3.4.2. Διάταξη Οργάνων Μέτρησης

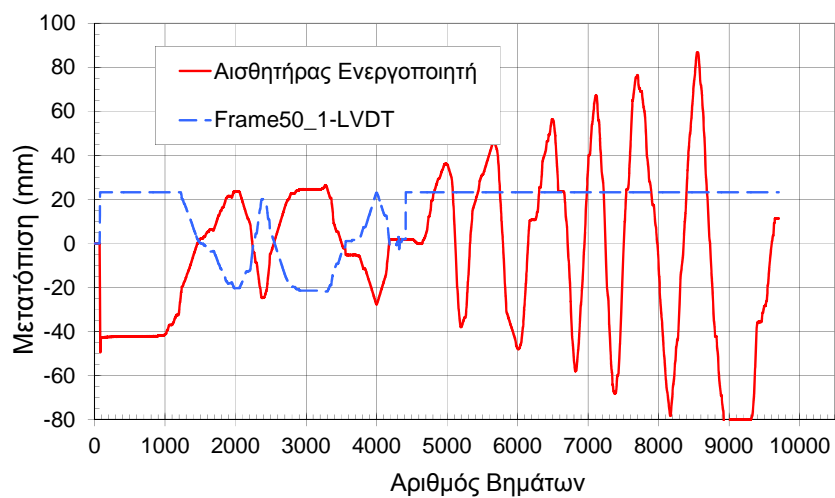
Στο Σχήμα 3.20 φαίνεται η διάταξη των μηχανομητρών του εν λόγω πειράματος. Ο αριθμός δίπλα σε κάθε μηχανομέτρο καταδεικνύει τον αριθμό του καναλιού στο σύστημα απόκτησης δεδομένων. Επιπρόσθετα τοποθετήθηκαν δύο αισθητήρια καλώδια μετατόπισης κατά μήκος των διαγωνίων, δύο LVDT's (ένας στο μέσο του ανοίγματος της δοκού και ένας στο δυτικό άκρο της δοκού - προσανατολισμός ως Σχήμα 3.6 - αμφότερα με ικανότητα ± 24 mm), η δυναμοκυψέλη του ενεργοποιητή και ο Tempsonic του ενεργοποιητή (χρησιμοποιήθηκαν αισθητήρες μετατόπισης για τον έλεγχο του πειράματος).



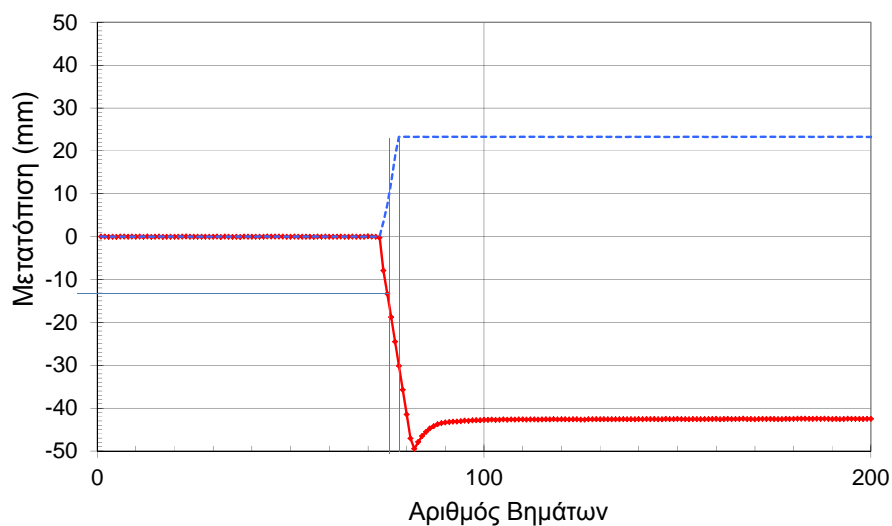
Σχήμα 3.20. Διάταξη των μηχανοσυστημάτων στο 2^ο πείραμα με Χ-συνδέσμους

3.4.3. Πειραματικά Αποτελέσματα

Το πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης που χρησιμοποιήθηκε στο τρέχον πείραμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.21. Ο LVDT “Frame 50-1” (με δυνατότητα ± 22 mm) ήταν τοποθετημένος στο μέσο της δοκού και οι καταγραφές του ήταν ελεύθερες από κάποιες περιορισμένες ολισθήσεις / κενά μεταξύ της κεφαλής του ενεργοποιητή και του δοκιμίου (3 mm παραπάνω στον αισθητήρα του ενεργοποιητή για 10 mm στο Frame50-1 LVDT, και 6 mm παραπάνω στον ενεργοποιητή όταν το Frame50-1 καταγράφει 20 mm – βλέπε Σχήμα 3.22). Οι καταγραφές από το Frame50-1 LVDT δεν χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων, καθώς παρέμεινε ενεργό μόνο για δύο κύκλους φόρτισης. Μόνο αποτελέσματα από τις καταγραφές μετατοπίσεων του ενεργοποιητή χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων του 2^{ου} πειράματος με Χ-συνδέσμους.



(α)

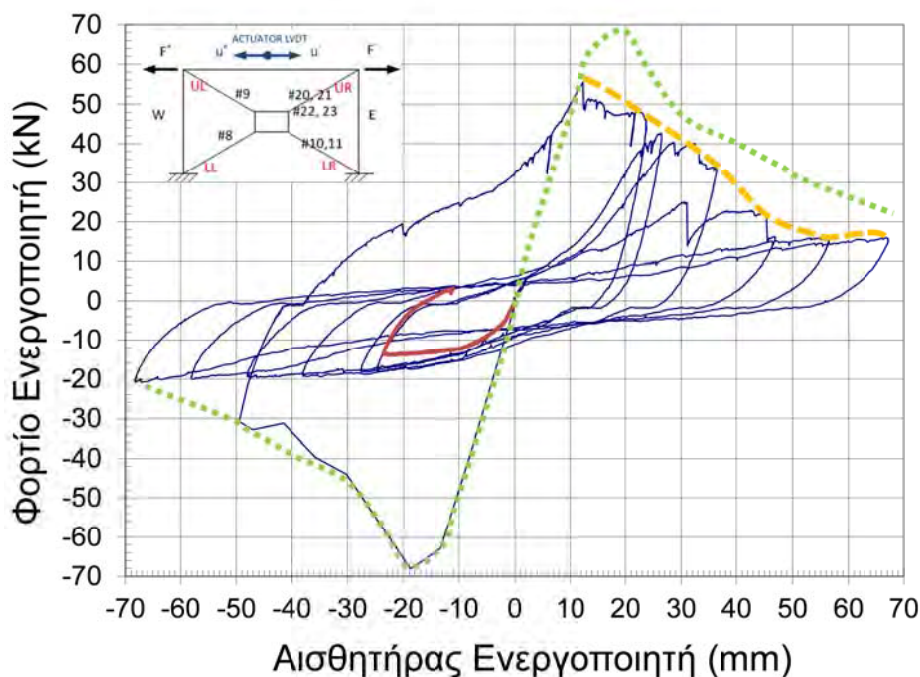


(β)

Σχήμα 3.22. (α) Πρωτόκολλο πλευρικής μετατόπισης που εφαρμόστηκε στο επίπεδο της δοκού και (β) αρχικό $\frac{1}{4}$ κύκλου (λόγω τυχατικού άλματος)

Με την έναρξη του πειράματος, λόγω κακής ευθυγράμμισης της πολικότητας του Frame50-1 transducer (καναλιού ελέγχου), επιβλήθηκε τυχατικά σε πολύ λίγο χρόνο πλευρική μετατόπιση περίπου 50 mm (απότομα), οπότε μόνο 10 σημεία καταγράφηκαν από το σύστημα data acquisition. Τούτο είχε σαν αποτέλεσμα σε σοβαρές βλάβες του όλου συστήματος (1^{ος} ανελαστικός λυγισμός της θλιβόμενης διαγωνίου, διαρροή της εφελκνύμενης διαγωνίου και αστοχία του κάτω αριστερά κολάρου λόγω θραύσης των ραφών), βλέπε Σχήματα 3.23 και 3.24.

Ένα σύνολο 8 ½ κύκλων φόρτισης (μέσω ελεγχόμενης πλευρικής μετατόπισης) επιβλήθηκαν στο πλαίσιο από ΟΣ, πριν το σταμάτημα του πειράματος λόγω σοβαρών βλαβών στο όλο σύστημα (πλαίσιο και Χ-σύνδεσμοι), όπως φαίνεται στις φωτογραφίες του Σχήματος 3.24. Πέραν αυτών, στο Σχήμα 3.23 παρουσιάζονται οι καμπύλες δύναμης (δυναμοκυψέλης ενεργοποιητή) – μετατόπισης ενεργοποιητή για τους πρώτους έξι (6) κύκλους φόρτισης. Η κόκκινη γραμμή αναπαριστά την πειραματική απόκριση του απλού (χωρίς Χ-συνδέσμους) πλαισίου για μισό κύκλο φόρτισης (από διαφορετικό πείραμα με άλλο δοκίμιο), ενώ η πράσινη γραμμή την περιβάλλουσα της απόκρισης του συστήματος πλαίσιο + Χ-σύνδεσμοι. Οι σοβαρές βλάβες στους συνδέσμους και το πλαίσιο στο αρχικό ¼ κύκλου φόρτισης είχε σαν αποτέλεσμα την απότομη φθίνουσα αντοχή κατά την αντιστροφή της φόρτισης (πορτοκαλί γραμμή), η οποία υπό κανονικές συνθήκες θα είχα συμβεί μετά από μερικούς κύκλους. Η μέγιστη αντοχή που συνεισέφεραν οι Χ-σύνδεσμοι στο σύστημα ήταν 56 kN, μικρότερη από αυτή που υπολογίστηκε κατά το προκαταρκτικό σχεδιασμό (67.2 kN), ενώ η αντοχή του απλού πλαισίου ήταν 14 kN.



Σχήμα 3.23. Πειραματικές καμπύλες οριζόντιας μετατόπισης – πλευρικής (διατμητικής) δύναμης (α) του πλαισίου ΟΣ με το σύστημα Χ-συνδέσμων (μπλε γραμμή) και (β) του απλού πλαισίου χωρίς συνδέσμους (κόκκινη γραμμή). Η περιβάλλουσα της κυκλικής απόκρισης πλαισίου + Χ-σύνδεσμοι (αρχικοί 6 κύκλοι) φαίνεται με πράσινη γραμμή

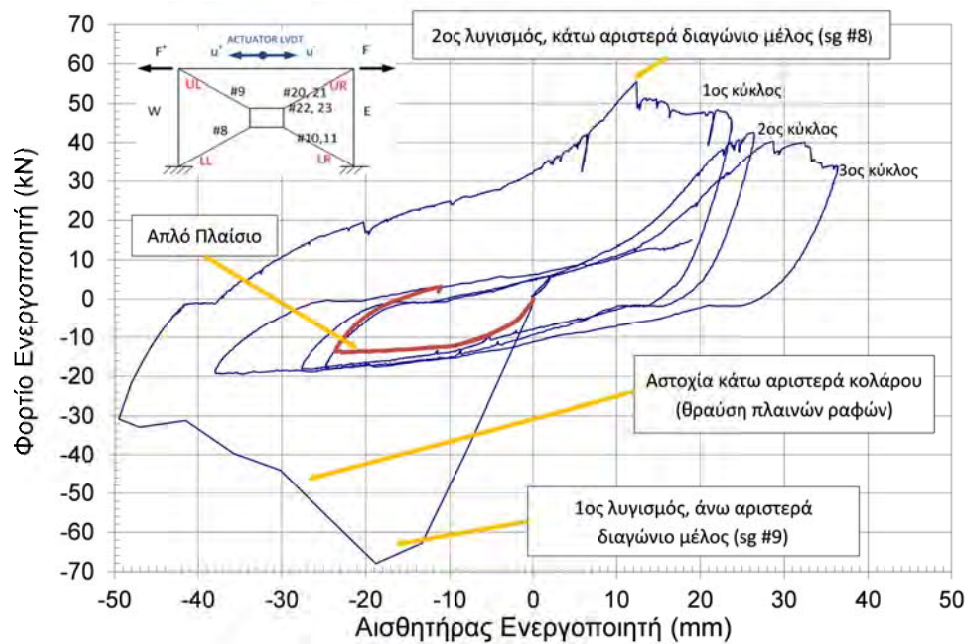


Σχήμα 3.24. Κατάσταση του δοκιμίου μετά το πέρας 8 1/4 κύκλων φόρτισης

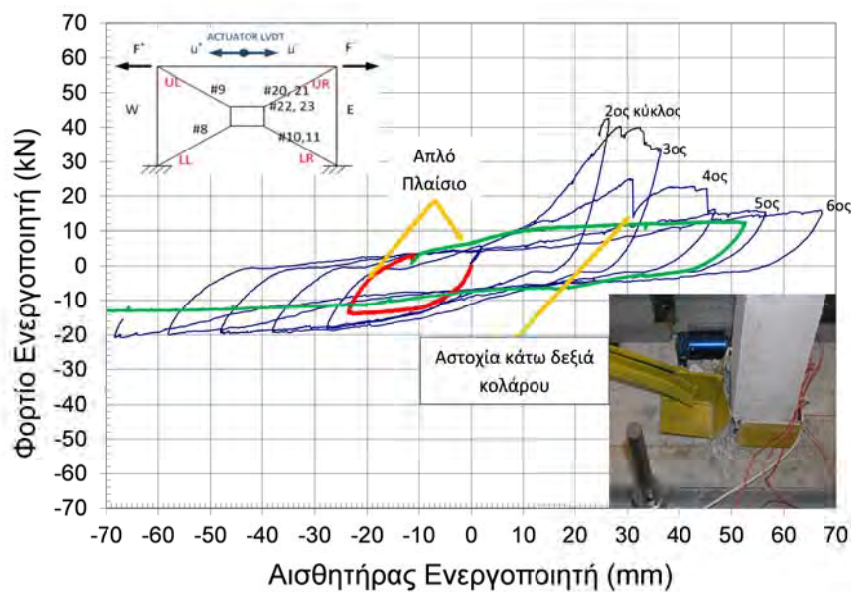
Για τους αρχικούς 3 1/4 κύκλους φόρτισης φαίνονται στο Σχήμα 3.25 οι καμπύλες φορτίου – παραμόρφωσης τόσο του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι όσο και του απλού («γυμνού») πλαισίου (μπλε και κόκκινη γραμμή αντίστοιχα). Δεν υπήρξε η δυνατότητα αξιόπιστης προσέγγισης της αρχικής δυσκαμψίας του συγκεκριμένου συστήματος Χ-συνδέσμων λόγω έλλειψης καταγραφωμένων δεδομένων εξ αιτίας της μεγάλου μεγέθους τυχηματικής φόρτισης κατά το αρχικό 1/4 κύκλου.

Κατά τη διάρκεια του 1/4 κύκλου φόρτισης (-50 mm), το άνω αριστερό διαγώνιο μέλος – σύνδεσμος (θλιβόμενο) υπέστη εκτός επιπέδου ανελαστικό λυγισμό (βλ. Σχήμα 3.24), όχι όμως σαν ενιαία διατομή εντός επιπέδου (ως πρόβλεψη προκαταρκτικού σχεδιασμού), αλλά το κάθε γωνιακό σε διαφορετικό ημιχώρο (τούτο καθώς η φόρτιση ήταν αιφνίδια επιβληθείσα, το γεγονός δε αυτό δικαιολογεί την μικρότερη συνεισφορά των συνδέσμων στην αντοχή του συστήματος που προαναφέρθηκε).

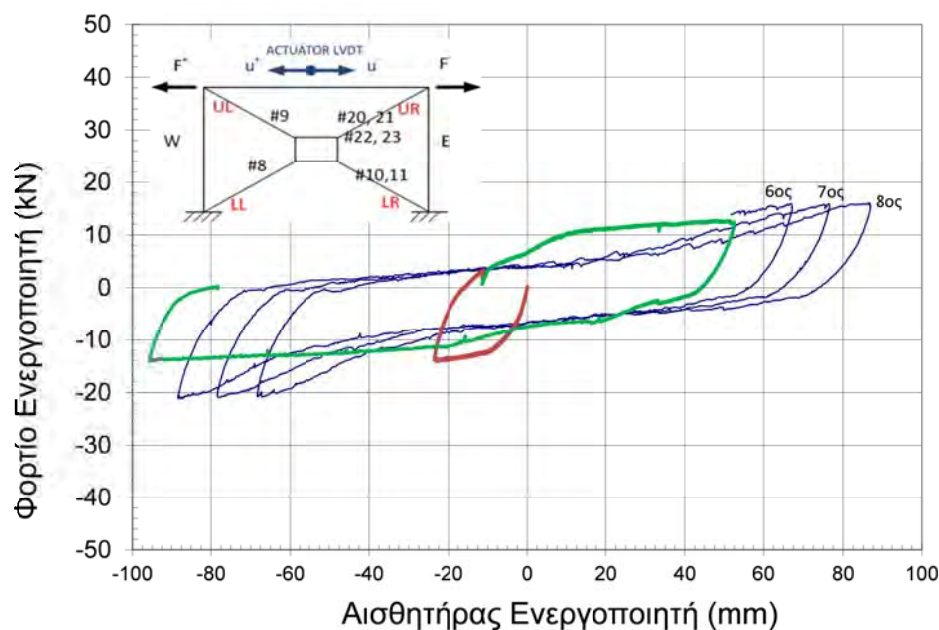
Στη συνέχεια παρατίθενται ορισμένα χαρακτηριστικά διαγράμματα, όπως προέκυψαν από τις σχετικές μετρήσεις, τα οποία θα σχολιασθούν στη συνέχεια, έτσι ώστε να αποκτηθεί πλήρης εικόνα του πειράματος.



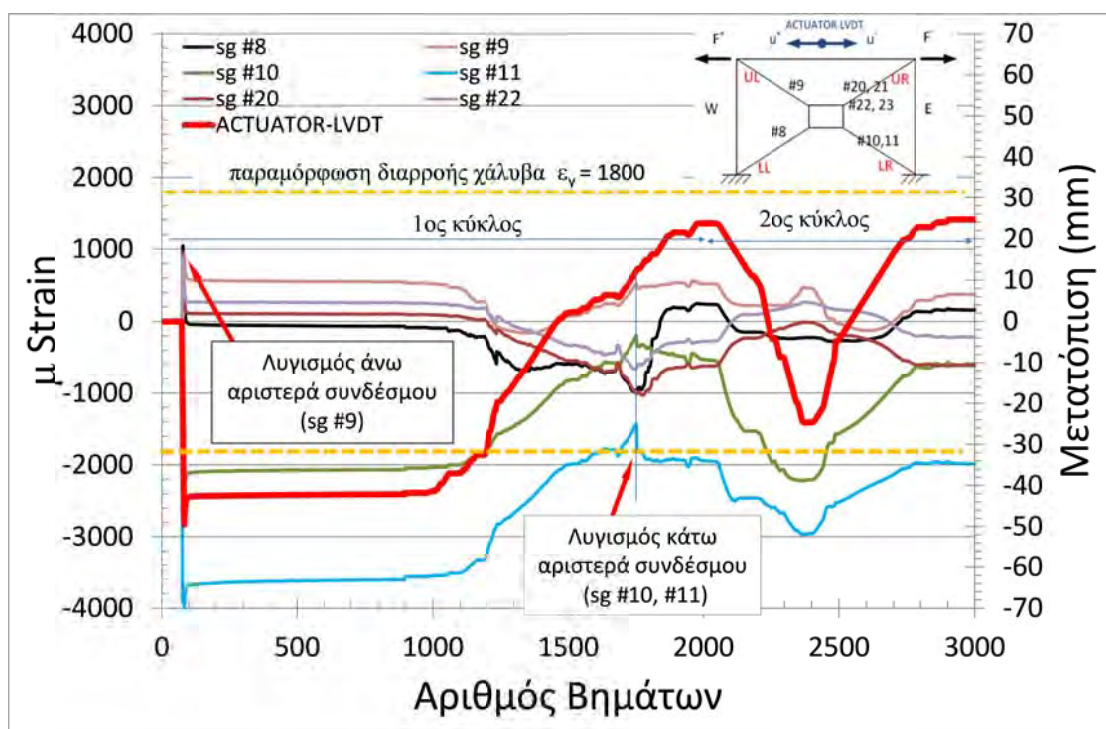
Σχήμα 3.25. Πειραματικές καμπύλες οριζόντιας μετατόπισης – πλευρικής (διατμητικής) δύναμης (α) του πλαισίου ΟΣ με το σύστημα Χ-συνδέσμων (μπλε γραμμή) για τους αρχικούς 3 ¼ κύκλους και (β) του απλού πλαισίου χωρίς συνδέσμους (κόκκινη γραμμή)



Σχήμα 3.26. Πειραματικές καμπύλες οριζόντιας μετατόπισης ενεργοποιητή – πλευρικής (διατμητικής) δύναμης (α) του πλαισίου ΟΣ με το σύστημα Χ-συνδέσμων (μπλε γραμμή) και (β) του απλού πλαισίου χωρίς συνδέσμους (κόκκινη γραμμή) για την απόκριση μεταξύ του 2^{ου} και του 6^{ου} κύκλου

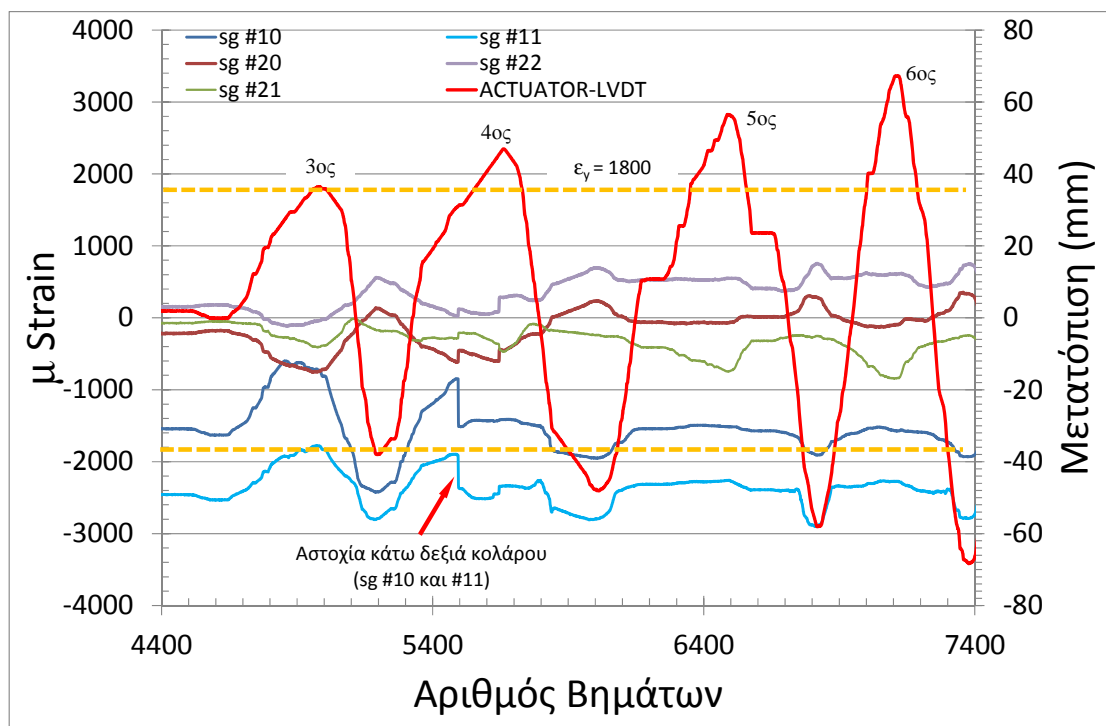


Σχήμα 3.27. Πειραματικές καμπύλες οριζόντιας μετατόπισης ενεργοποιητή – πλευρικής (διατμητικής) δύναμης του πλαισίου ΟΣ με το σύστημα Χ-συνδέσμων (μπλε γραμμή) για τους τελευταίους κύκλους φόρτισης του δοκιμίου. Η κόκκινη και η πράσινη γραμμή αντιστοιχούν στην απόκριση του απλού πλαισίου



(α)

Σχήμα 3.28 (συνεχίζεται)



(β)

Σχήμα 3.28. Πειραματικές καταγραφές για έναν αριθμό μηχανοσυστοιχιών (sg) ως προς το βήμα φόρτισης. Τα δεδομένα είναι μεταξύ του $3\frac{1}{2}$ και του $6\frac{3}{4}$ κύκλου φόρτισης και περιλαμβάνουν δύο γεγονότα λυγισμού, ενώ παρουσιάζεται και η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα των X-συνδέσμων

Μια προσεκτική ματιά στο Σχήμα 3.28α και στις καταγραφές των sg #9, # 10 και # 11 (κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου συνολικά) καταδεικνύει ότι το sg #9 (άνω αριστερά διαγώνιο που λύγισε) δεν έφτασε το επίπεδο της τάσης διαρροής (ή επειδή δεν ήταν ακριβώς στη θέση της πλαστικής άρθρωσης ή/και επειδή λόγω της απότομης επιβολής του φορτίου δεν καταγράφηκαν δεδομένα) όπως συνέβη για τα άλλα δύο sg (το κάτω δεξιά μέλος δεν λύγισε). Τα sg #10 και # 11 φαίνεται ότι κατέγραψαν διαρροή σε θλίψη φθάνοντας 2800 και 4000 μ -strain, τιμή αρκετά μεγαλύτερη των 1800 μ -strains. Στην απέναντι διαγώνιο (εφελκυστική) τα sg δεν καταδεικνύουν διαρροή. Μια τέτοια καταγραφή μάλλον θα συνέβαινε αν δεν αστοχούσε το κάτω αριστερά κολάρο (Σχήμα 3.24) ή δεν έγινε σχετική καταγραφή λόγω αιφνίδιας επιβολής του φορτίου (μετατόπισης).

Στο δεύτερο μέρος της φόρτισης, καθώς οι καταστάσεις θλίψης – εφελκυσμού αντιστράφηκαν κατά μήκος των διαγωνίων, καταγράφηκε εμφανής αιχμηρή συμπεριφορά (pinching) στο βρόγχο υστέρησης. Η αντοχή, ενώ η μετατόπιση ήταν +12 mm, ακριβώς πριν το λυγισμό της κάτω αριστερής διαγωνίου,

έπεσε από τα 70 στα 55 kN. Οι επόμενοι δύο κύκλοι (ο ένας για ± 24 mm και ο άλλος για ± 35 mm) δείχνουν ότι το πλαίσιο έχει απόθεμα αντοχής μόνο σε μια διεύθυνση (άνω αριστερά – κάτω δεξιά διαγώνιος), καθώς, παρόλο που το άνω αριστερά μέλος λύγισε, το κολάρο στη βάση του δεξιά στύλου δεν αστόχησε, οπότε η εν λόγω διαγώνιος μπορούσε ακόμα να αναλάβει εφελκυστικό φορτίο. Στην απέναντι πλευρά, το κολάρο στη βάση του αριστερά στύλου αστόχησε στην αρχική φάση του πειράματος, με αποτέλεσμα μια πολύ περιορισμένη συνεισφορά των X-συνδέσμων στην αντοχή του συστήματος, που υπερβαίνει λίγο τα 14 kN (που είναι η αντοχή του απλού πλαισίου).

Όσο αυξάνεται το εύρος των μετατοπίσεων με τους κύκλους φόρτισης, παρατηρήθηκε μείωση της αντοχής του συστήματος (αντοχή που προέρχεται από τη διαγώνιο άνω αριστερά – κάτω δεξιά) λόγω συσσώρευσης βλαβών στις διαγώνιους (διαδοχικοί κύκλοι θλίψης και εφελκυσμού) αλλά και λόγω βλάβης στο κάτω δεξιά κολάρο (βάση δεξιού στύλου). Η τελευταία αυτή βλάβη είχε σαν αποτέλεσμα σημαντικές στροφές του κολάρου αυτού κατά τις φάσεις εφελκυσμού. Πέραν της αντοχής, η εμφανέστατη συμπεριφορά pinching – χαμηλότερη δυσκαμψία φορτίου – πέραν του 1^{ου} κύκλου, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.25 – 3.27, οφείλεται όχι μόνο σε ανελαστικό λυγισμό και συσσώρευση παραμενουσών παραμορφώσεων από διαδοχικούς θλιπτικούς κύκλους, αλλά και στο γεγονός ότι τα κολάρα βάσης έχουν τάση στροφής όταν οι διαγώνιοι τους εφελκύνονται.

Κατά τη διάρκεια του 4^{ου} κύκλου (+32 mm) το κάτω δεξιά κολάρο αστόχησε λόγω θραύσης ραφών (βλέπε εικόνα στο Σχήμα 3.26). Μετά το σημείο αυτό, από τον 5^ο έως τον 8^ο κύκλο, οι αντοχές και προς τις δύο διευθύνσεις φόρτισης έγιναν συμμετρικές και πολύ κοντά σε αυτές του απλού πλαισίου (χωρίς X-συνδέσμους), όπως διακρίνεται στις κόκκινες και πράσινες γραμμές των Σχημάτων 3.26 και 3.27. Το μικρό απόθεμα αντοχής (περίπου 6 kN) σε κάθε πλευρά κοντά στις μέγιστες μετατοπίσεις οφείλεται στην θλιβόμενη διαγώνιο, η οποία μετά την αστοχία του κολάρου στη φάση θλίψης αντιδρά με το στύλο και συνεισφέρει κάποια μικρά επίπεδα αντοχής. Από πρακτικής πάντως πλευράς, μετά την αστοχία των κολάρων στις βάσεις των στύλων, έχει αστοχήσει και το πλαίσιο.

Οι συνδέσεις δοκών – στύλων (βλέπε Σχήμα 3.24) φάνηκαν σχετικά άθικτες, εκτός από κύριες καμπτικές οριζόντιες ρωγμές εκεί που συνδέεται η δοκός με τους στύλους, οι οποίες ξεκίνησαν κατά το πρώτο ¼ κύκλου. Όταν επιβλήθηκαν πλευρικές μετατοπίσεις μεγαλύτερες των 50 mm, ήταν ορατό ότι οι

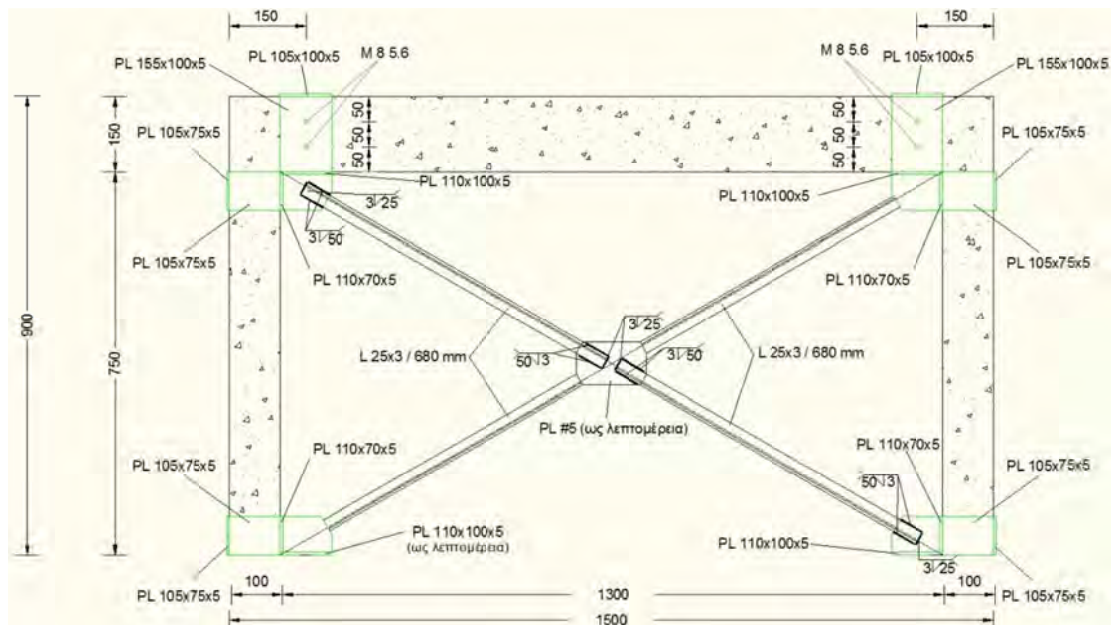
ρωγμές αυτές άνοιγαν και έκλειναν κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, καταδεικνύοντας ότι τα κολλάρα στους κόμβους δοκού – στύλων, παρόλη την αυξημένη δυσκαμψία τους λόγω της παρουσίας των κομβοελασμάτων, διέθεταν κάποια στροφική ικανότητα.

3.5. 3^ο Σύστημα Χ-συνδέσμων (L25x3)

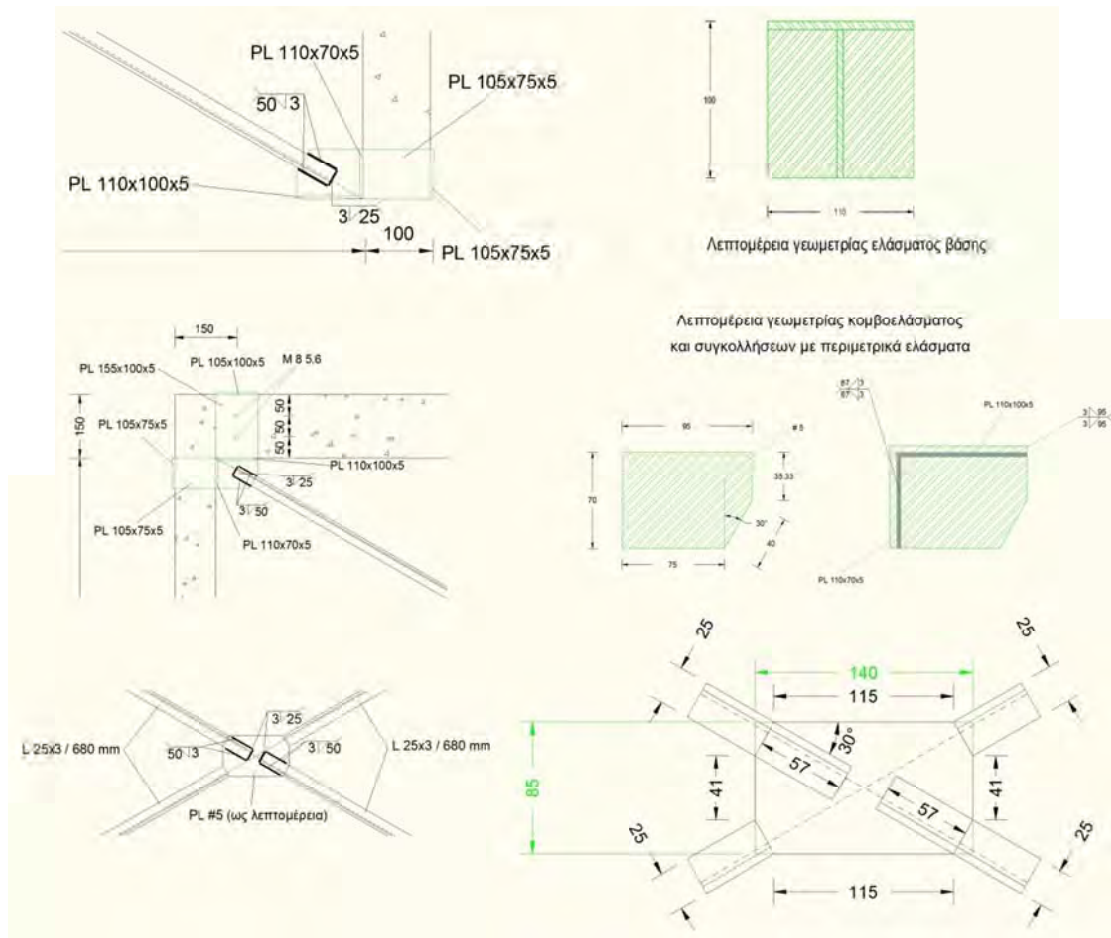
3.5.1. Προκαταρκτικός Σχεδιασμός

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό θεωρήθηκαν οι ονομαστικές τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα S235, ήτοι τάση διαρροής $f_y = 235 \text{ MPa}$ και τάση θραύσης (οριακή αντοχή) $f_u = 360 \text{ MPa}$.

Το 3^ο σύστημα Χ-συνδέσμων αποτελείτο από διαγώνια μέλη διατομής απλού ισοσκελούς γωνιακού L25x3, συγκολλημένου στις τέσσερις γωνίες (κόμβους δοκών-στύλων και βάσεις στύλων), αφήνοντας έτσι ένα ελεύθερο μήκος εκάστου μέλους περίπου ίσο με 68 cm (συμπεριλαμβανομένων και των μηκών των συγκολλήσεων – 54 cm περίπου χωρίς επαφή με κομβοελάσματα). Η όψη και οι σχετικές λεπτομέρειες της όλης διάταξης φαίνονται στα Σχήματα 3.29 και 3.30 αντίστοιχα. Η φιλοσοφία σχεδιασμού ήταν ίδια με αυτή που εφαρμόστηκε στο 1^ο σύστημα (§ 3.3.1).



Σχήμα 3.29. Πρόσοψη της 3ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους



Σχήμα 3.30. Λεπτομέρειες της 3ης πειραματικής διάταξης με Χ-συνδέσμους

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής απλού ισοσκελούς γωνιακού L25x3 είναι: $A = 1.427 \text{ cm}^2$, $I_y = I_z = 0.7968 \text{ cm}^4$, οπότε οι λυγηρότητες ισούνται με $\lambda_y = \lambda_z = 91.001$. Η αντοχή διαρροής σε εφελκυσμό βρίσκεται ίση με $N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1.427 \times 23.5}{1} = 33.5345 \text{ kN}$ ενώ το φορτίο λυγισμού (ίδιο για εντός και εκτός επιπέδου) είναι $N_{b,Rd}^{y,z} = 20.68 \text{ kN}$. Αν γίνει δε χρήση της πειραματικής τιμής της τάσης διαρροής ($f_y = 325 \text{ MPa}$) οι παραπάνω τιμές γίνονται $N_{t,Rd} = 46.38 \text{ kN}$ και $N_{b,Rd}^{y,z} = 23.741 \text{ kN}$. Πάντως, για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.3.1 αναμενόταν λυγισμός εκτός επιπέδου για τα θλιβόμενα διαγώνια μέλη των Χ-συνδέσμων⁶.

Επιπρόσθετα, η απόκριση του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με Χ-συνδέσμους της τρέχουσας 3^{ης} διάταξης αναμενόταν να ακολουθήσει τις επόμενες φάσεις:

⁶ αδιάστατες λυγηρότητες: $\bar{\lambda}_{y,z}^{\text{ονομαστική}} = 0.7242$, $\bar{\lambda}_{y,z}^{\text{πειραματική}} = 1.1397$

1^η Φάση : *Ελαστική Συμπεριφορά :* Αμφότερες οι διαγώνιοι (εφελκυστική και θλιβόμενη) βρίσκονται στην ελαστική περιοχή. Το πλαίσιο από ΟΣ συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα χωρίς να έχει φτάσει την οριακή του αντοχή (αυτή του απλού [«γυμνού»] πλαισίου). Η μέγιστη αναμενόμενη συνεισφορά των Χ-συνδέσμων είναι $2 \times 23.74 = 47.48 \text{ kN}$.

2^η Φάση : *Ανελαστικός Λυγισμός :* Ένα από τα θλιβόμενα διαγώνια μέλη (στοιχεία) λυγίζει αφού έχει εξαντλήσει την ελαστική αντοχή του σε λυγισμό, ίση με 22.26 kN. Η πτώση στο θλιπτικό φορτίο μετά το λυγισμό (περίπου 40% - 50%) αναλαμβάνεται από το πλαίσιο από ΟΣ και την εφελκυστική διαγώνιο, της οποίας το φορτίο αυξάνεται μέχρι τη διαρροή της (46.38 kN). Το πλαίσιο από ΟΣ ακόμα συνεισφέρει αντοχή στο σύστημα μέχρι ποσοστού περίπου 80% της οριακής (χωρίς όμως να την εξαντλεί). Οι Χ-σύνδεσμοι έχουν φθάσει τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα τους με ανελαστικό λυγισμό της μιας διαγωνίου και εφελκυστική διαρροή της άλλης, ήτοι $47.48 + 23.74 \times 0.4 = 56.98 \text{ kN}$.

3^η Φάση : *Πλαστικές Αρθρώσεις στο Πλαίσιο από ΟΣ :* Μετά τον ανελαστικό λυγισμό ενός διαγώνιου μέλους και την εφελκυστική διαρροή του απέναντι του, το περιβάλλον πλαίσιο από ΟΣ έχει εξαντλήσει την οριακή του αντοχή (μετρηθείσα πειραματικά 14 kN, ως Σχήμα 2.19). Η συνολική αναμενόμενη αντοχή του συστήματος ανέρχεται συνεπώς σε περίπου 71 kN, η δε συνεισφορά των Χ-συνδέσμων σε αυτή είναι περίπου 4 φορές η συνεισφορά του απλού πλαισίου.

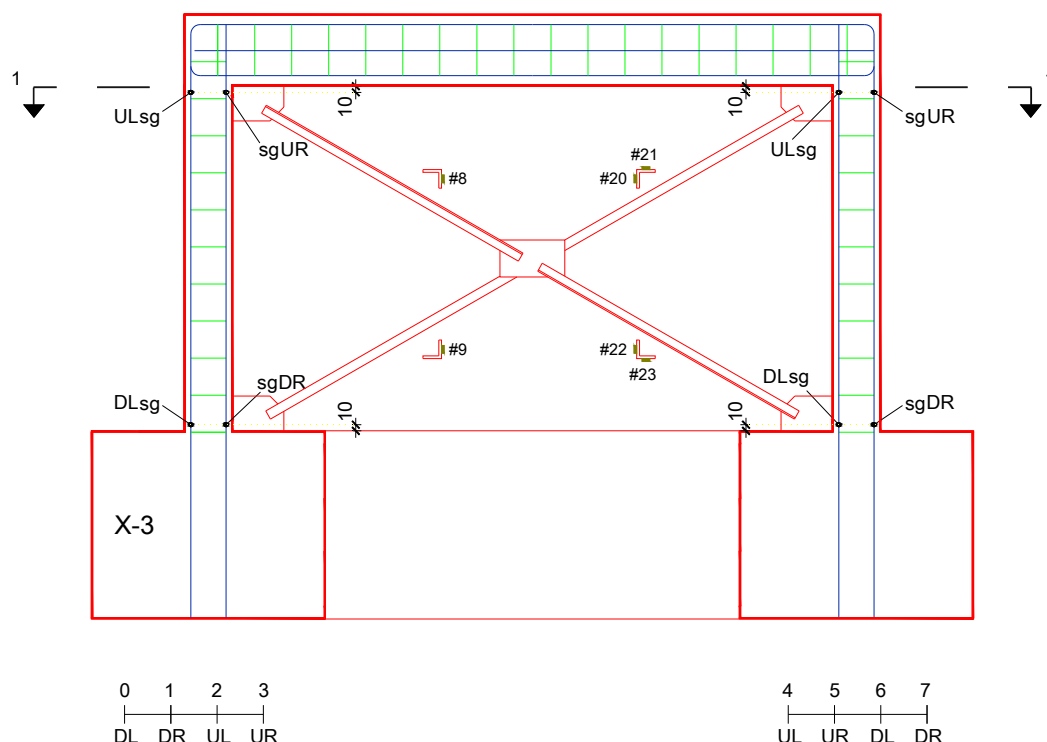
Με την αντιστροφή της φόρτισης το σύστημα αυτό ακολουθεί τις ίδιες φάσεις, πλην όμως η αντοχή που σε κάθε κύκλο συνεισφέρει το κάθε στοιχείο δεν είναι η ίδια με αυτή του 1^{ου} κύκλου φόρτισης. Οι τιμές που θα αποκτηθούν αναμένονται χαμηλότερες.

Το περιβάλλον πλαίσιο από ΟΣ (ως Σχήμα 2.17) κατασκευάστηκε στο εργαστήριο, ενώ το σύστημα των Χ-συνδέσμων και τα ελάσματα διαμορφώθηκαν και επεξεργάστηκαν στο εργοστάσιο, κατόπιν δε μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο και τοποθετήθηκαν – προσαρμόστηκαν στο άνοιγμα του πλαισίου. Οι τελικές συγκολλήσεις των κολάρων στους στύλους και στη δοκό έγιναν στο εργαστήριο.

3.5.2. Διάταξη Οργάνων Μέτρησης

Στο Σχήμα 3.31 απεικονίζεται η διάταξη των μηχανομητρών στο δοκίμιο. Οι αριθμοί δίπλα από κάθε μηχανομύτρο καταδεικνύουν τον αριθμό καναλιού στο σύστημα απόκτησης δεδομένων (data acquisition). Πέραν των

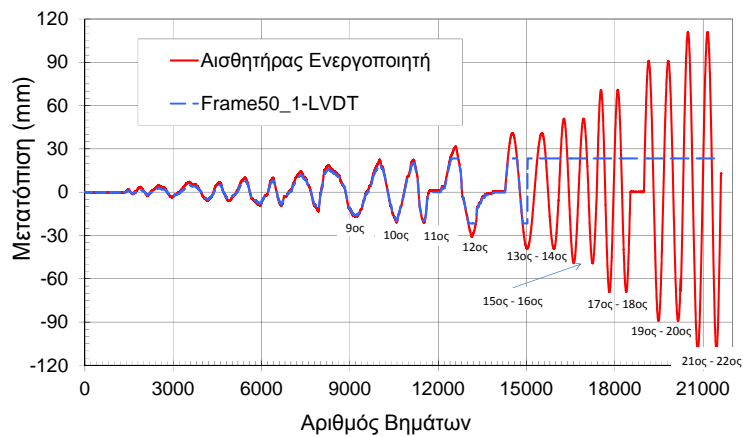
μηκυνσιομέτρων, τοποθετήθηκαν και δύο αισθητήρια καλώδια (wire transducers) κατά μήκος των διαγωνίων, δύο LVDT's (ένας στο μέσο του ανοίγματος της δοκού και ένας στο δυτικό -W- άκρο της δοκού) με μέγιστη ικανότητα ± 24 mm, η δυναμοκυψέλη του ενεργοποιητή (actuator load cell) και ο Tempsonic του ενεργοποιητή (ο έλεγχος του πειράματος έγινε μέσω αισθητήρων μετατόπισης).



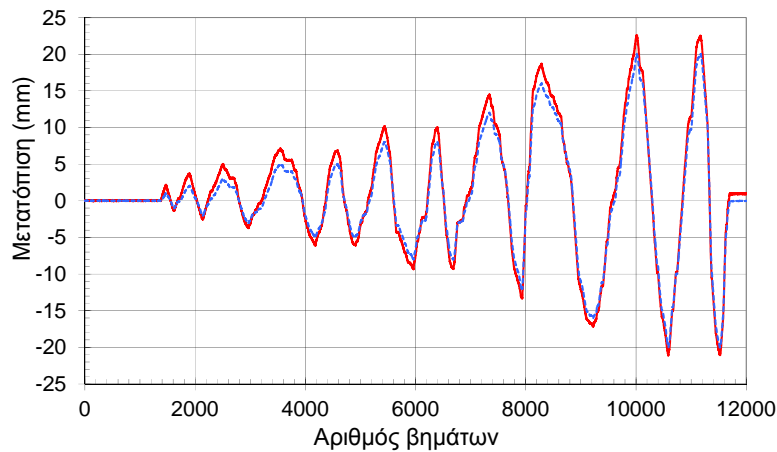
Σχήμα 3.31. Διάταξη μηκυνσιομέτρων στο δοκίμιο της 3^{ης} διάταξης X-συνδέσεων

3.5.3. Πειραματικά Αποτελέσματα

Στο Σχήμα 3.32 απεικονίζεται η ιστορία ανακυκλιζόμενης φόρτισης (22 κύκλοι) που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα, δηλαδή το πρωτόκολλο πλευρικής μετατόπισης που εφαρμόστηκε στο επίπεδο της δοκού μέσω του ενεργοποιητή. Ο “Frame50-1” LVDT βρισκόταν στο μέσο της δοκού (ικανότητας ± 22 mm). Οι καταγραφές του ήταν ελεύθερες από κάποιες περιορισμένες ολισθήσεις / κενά μεταξύ της κεφαλής του ενεργοποιητή και του δοκιμίου (3 mm παραπάνω στον αισθητήρα του ενεργοποιητή για 10 mm στο Frame50-1 LVDT, και 6 mm παραπάνω στον ενεργοποιητή όταν το Frame50-1 καταγράφει 20 mm – βλέπε Σχήμα 3.32β). Οι εν λόγω καταγραφές χρησιμοποιήθηκαν για την παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων όπου οι μετατοπίσεις ήταν μικρότερες των 22 mm. Για μεγαλύτερες μετατοπίσεις έγινε χρήση των καταγραφών του αισθητήρα του ενεργοποιητή.



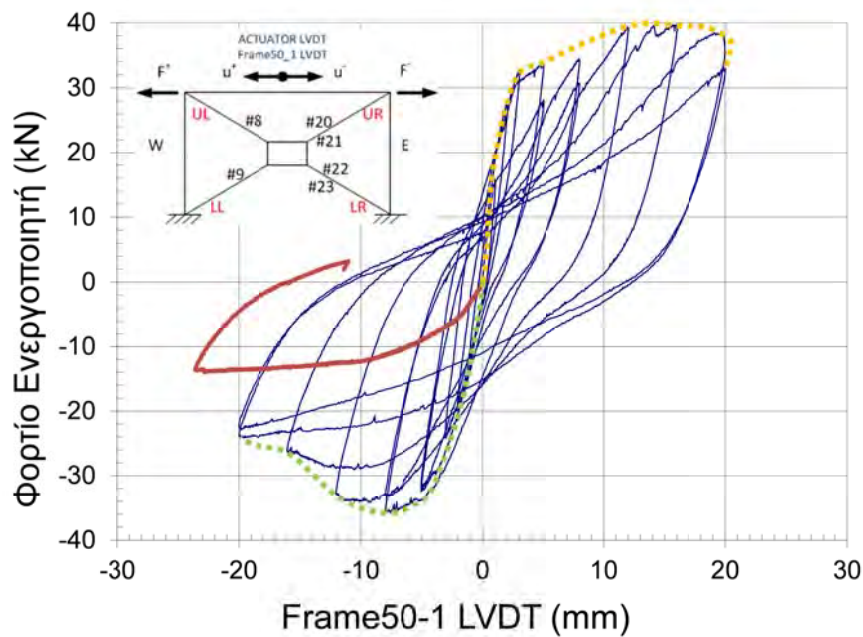
(α)



(β)

Σχήμα 3.32. (α) Πρωτόκολλο πλευρικών μετατοπίσεων που εφαρμόστηκε στο επίπεδο της δοκού και (β) αρχικοί 11 κύκλοι φόρτισης

Ένα σύνολο 22 κύκλων φόρτισης επιβλήθηκε στο δοκίμιο πριν τον τερματισμό του πειράματος λόγω σοβαρών βλαβών στο πλαίσιο και στο σύστημα των Χ-συνδέσμων, όπως αυτές απεικονίζονται στις φωτογραφίες του Σχήματος 3.34. Για τους αρχικούς 11 κύκλους φόρτισης φαίνονται στο Σχήμα 3.33 οι καμπύλες δύναμης (από τη δυναμοκυψέλη) – παραμόρφωσης (από τον Frame50-1 LVDT). Η κόκκινη γραμμή αναπαριστά την πειραματική απόκριση του απλού πλαισίου από ΟΣ μετά από ½ κύκλο (από διαφορετικό πείραμα). Οι πράσινες και πορτοκαλί γραμμές αντιπροσωπεύουν την περιβάλλουσα για θετικές και αρνητικές μετατοπίσεις του όλου συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι.



Σχήμα 3.33. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – πλευρικής μετατόπισης για (α) το σύστημα πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) και (β) του απλού πλαισίου (κόκκινη γραμμή). Οι περιβάλλουσες (για τους αρχικούς 11 κύκλους) φαίνονται με πράσινη και πορτοκαλί γραμμή

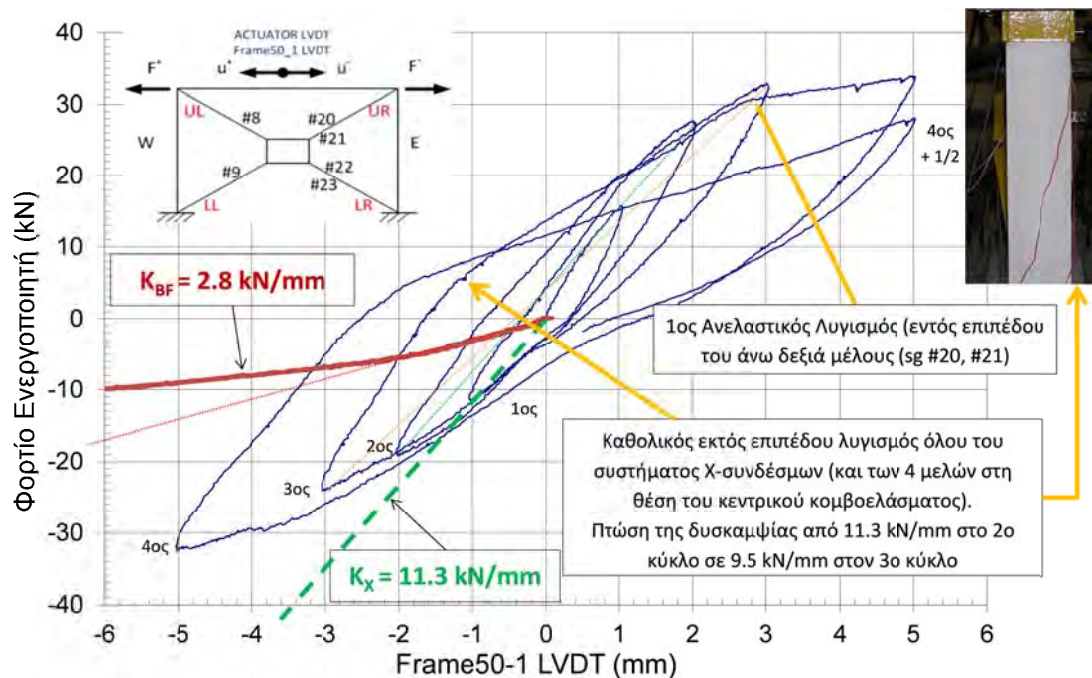


Σχήμα 3.34. Κατάσταση του δοκιμίου μετά το πέρας του πειράματος (22 κύκλων)

Η μέγιστη αντοχή που η συγκεκριμένη διάταξη Χ-συνδέσμων συνεισφέρει στο σύστημα μετρήθηκε ίση με $36 - 14 = 22$ kN και $40 - 14 = 26$ kN για αρνητικές και θετικές μετατοπίσεις αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές είναι μικρότερες από

το μισό της αναμενόμενης σύμφωνα με τον προκαταρκτικό σχεδιασμό αντοχής (56.98 kN). Μια πιθανή ερμηνεία του γεγονότος αυτού είναι ότι κατά τη διάρκεια του 3^{ου} κύκλου φόρτισης (± 2 mm), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.35, έλαβε χώραν εκτός επιπέδου καθολικός λυγισμός (παραμόρφωση) όλου του συστήματος X-συνδέσμων συνολικά (βλέπε τη φωτογραφία του Σχήματος 3.35). Η συμπεριφορά αυτή, η οποία μπορεί να αποδοθεί σε κάποιες αθέλητες εκκεντρότητες είτε στην επιβολή του φορτίου είτε στην ευθυγράμμιση του συστήματος των X-συνδέσμων (κατά την τοποθέτηση τους στο απλό πλαίσιο), είχα σαν αποτέλεσμα την αδυναμία του συστήματος των X-συνδέσμων να προσδώσει πλήρως την αντοχή του και τη δυσκαμψία του σε θλίψη και εφελκυσμό στο ενισχυμένο πλαίσιο.

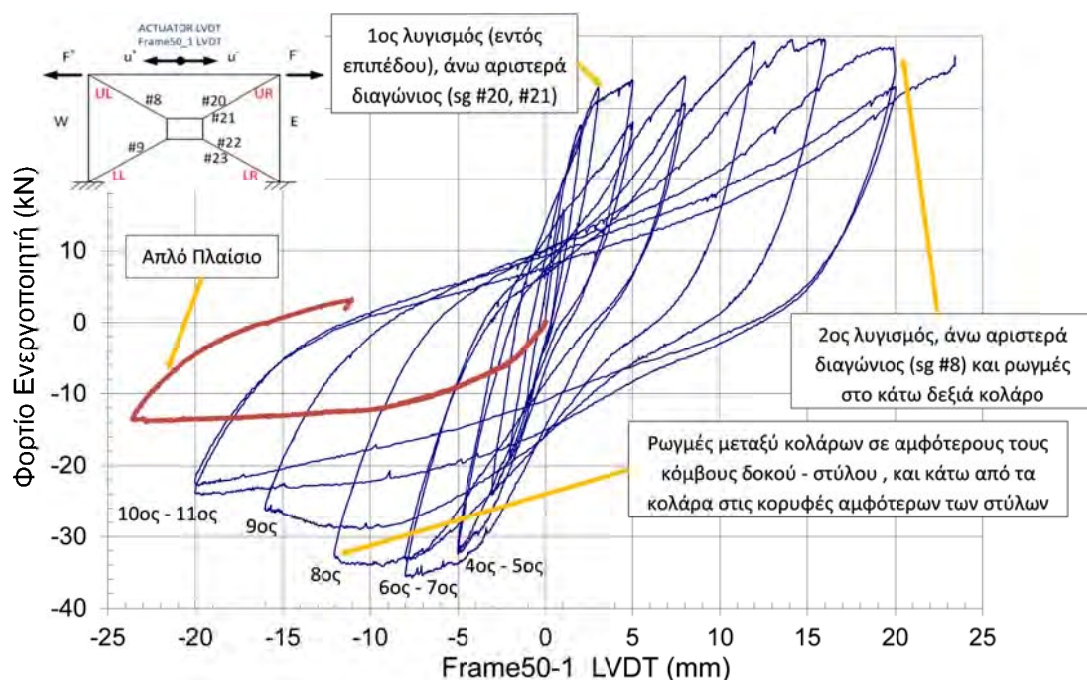
Στο Σχήμα 3.35 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τους πρώτους 4 ½ κύκλους φόρτισης, τόσο για το συνολικό σύστημα όσο και για το απλό πλαίσιο χωρίς συνδέσμους (μπλε και κόκκινη γραμμή αντίστοιχα). Για τους πρώτους δύο κύκλους (± 2 mm) η συμπεριφορά του συστήματος ήταν βασικά ελαστική. Όπως φαίνεται στο Σχήμα αυτό, μια προσέγγιση της αρχικής δυσκαμψίας του όλου συστήματος είναι 8.5 kN/mm. Από πρακτικής πλευράς, η συμπεριφορά του συστήματος μπορεί να θεωρηθεί ελαστική μέχρι και πλευρικές μετατοπίσεις ± 5 mm (βλέπε Σχήματα 3.33 και 3.36).



Σχήμα 3.35. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – πλευρικής μετατόπισης για τους αρχικούς 4 κύκλους

Κατά τη διάρκεια του 3^{ου} κύκλου (πλευρικής μετατόπισης $\pm 2\text{mm}$) κατέστη ορατή καθολική εκτός επιπέδου παραμόρφωση όλου του συστήματος των Χ-συνδέσμων. Κατά τον 4^ο κύκλο ($\pm 5\text{mm}$) το άνω δεξιά διαγώνιο μέλος των συνδέσμων υπέστη εντός επιπέδου ανελαστικό λυγισμό, όπως εμφανικά φαίνεται στο Σχήμα 3.35 αλλά και το Σχήμα 3.39α (sg #20). Το μηκυνσιόμετρο sg #20 κατέγραψε παραμορφώσεις μεγαλύτερες του επιπέδου της διαρροής, ενώ η υστερητική απόκριση μετά από το σημείο αυτό έδειξε αυξανόμενα ισχυρότερη συμπεριφορά pinching.

Η ικανότητα αντοχής (-36 kN) κατά την αρνητική διεύθυνση επετεύχθη για πλευρικές μετατοπίσεις των -8mm (6^{ος} κύκλος), ενώ κατά τη θετική διεύθυνση (40 kN) για μετατοπίσεις από $+11$ έως $+16\text{mm}$ στον 8^ο και τον 9^ο κύκλο. Αυτή η μη συμμετρική απόκριση οφείλεται στον καθολικό εκτός επιπέδου λυγισμό του συνολικού συστήματος που αναφέρθηκε προηγούμενα. Όταν δε η πλευρική μετατόπιση έφθασε τα $+20\text{mm}$ και το φορτίο ήταν 38 kN έλαβε χώρα λυγισμός του άνω αριστερά διαγώνιου μέλους (βλέπε Σχήματα 3.36 και 3.39β με τις καταγραφές του sg #8).

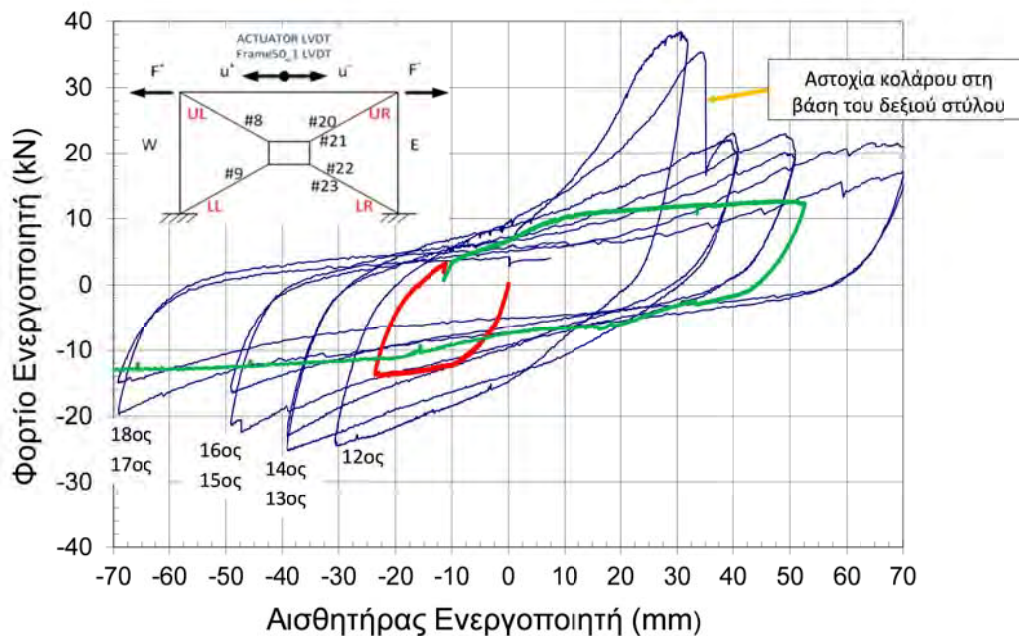


Σχήμα 3.36. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – πλευρικής μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) για τους αρχικούς 11 κύκλους

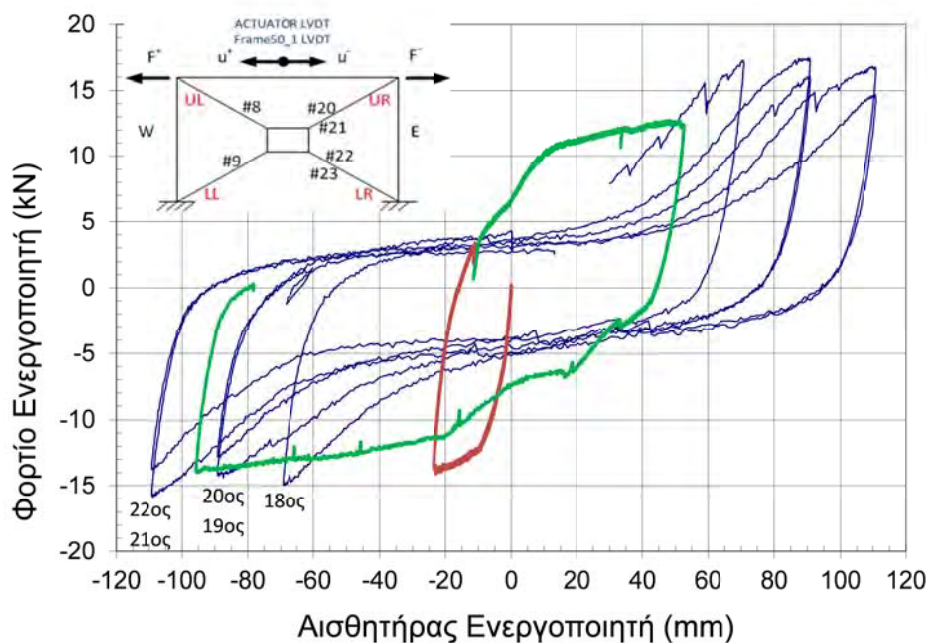
Καθώς αυξανόταν το εύρος της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, η αντοχή το συστήματος μειωνόταν κύρια λόγω της κυκλικής συμπεριφοράς και της

συσσωρευμένης βλάβης του άνω αριστερά και άνω δεξιά διαγωνίων μελών που λύγισαν. Την μείωση αυτή της αντοχής επηρέασαν επίσης ρωγμές στα κολάρα των στύλων καθώς και η ελευθερία τους να στραφούν, ειδικά μεταξύ του 5^{ου} και του 11^{ου} κύκλου φόρτισης. Πέραν της αντοχής, τα παραπάνω φαινόμενα επηρέασαν και τη μορφή του υστερητικού βρόγχου, προσδίδοντας του ισχυρά αιχμηρή μορφή (heavily pinched form) (ως Σχήματα 3.36, 3.37 και 3.38)

.Κατά τη θετική διεύθυνση των μετατοπίσεων το σύστημα διατήρησε την αντοχή του μέχρι τον 13^ο κύκλο, κατά τον οποίο αστόχησε το κολάρο στη βάση του δεξιού στύλου λόγω θραύσης των ραφών. Μετά την αστοχία αυτή η αντοχή του συστήματος έφθασε πολύ κοντά στην αντοχή του απλού πλαισίου από ΟΣ, όπως διακρίνεται στα Σχήματα 3.37 και 3.38.



Σχήμα 3.37. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – πλευρικής μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) για τους κύκλους 12^ο – 18^ο



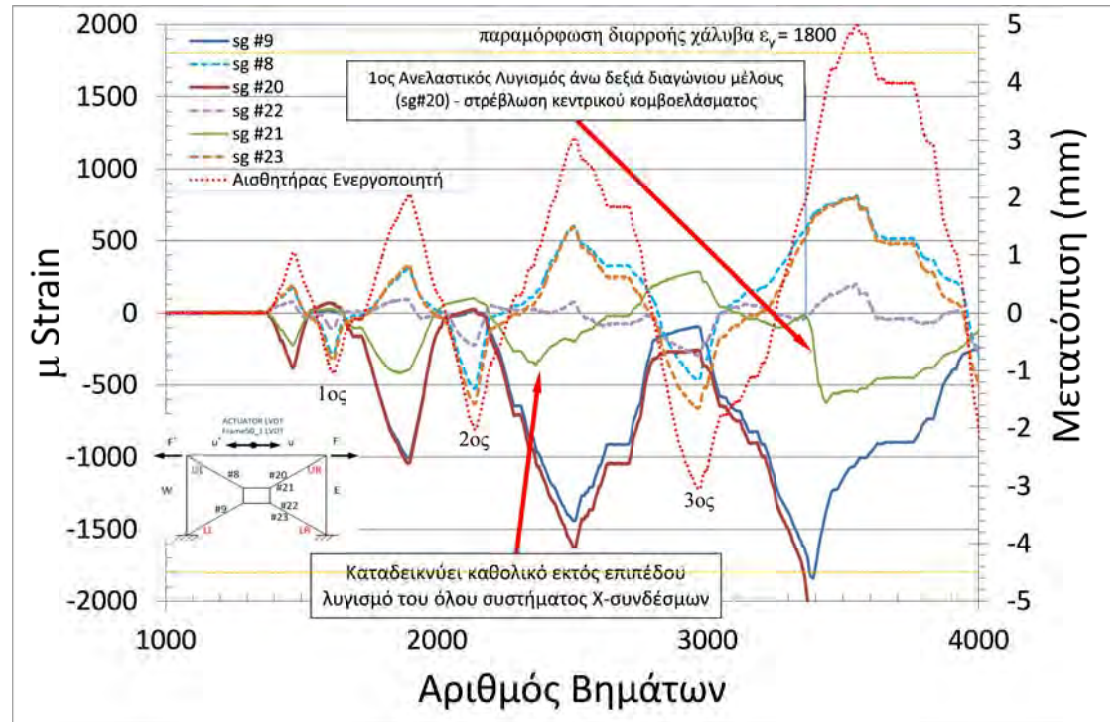
Σχήμα 3.38. Πειραματική καμπύλη πλευρικής (διατμητικής) δύναμης – πλευρικής μετατόπισης του συστήματος πλαίσιο – Χ-σύνδεσμοι (μπλε γραμμή) για τους τελικούς κύκλος φόρτισης του δοκιμίου. Η κόκκινη και η πράσινη γραμμή είναι η σχετική καμπύλη για το απλό πλαίσιο

Η αντοχή κατά την αρνητική διεύθυνση μετατοπίσεων είχε μειωθεί σε κάτι λίγο περισσότερο από 20 kN (μεταξύ του 5^{ου} και του 11^{ου} κύκλου) όχι λόγω κάποιας αστοχίας κολάρου, όπως φαίνεται για το κάτω δεξιά κολάρο κατά τον 13^ο κύκλο, αλλά επειδή το κάτω αριστερά κολάρο ολίσθαινε πάνω – κάτω στον αριστερό στύλο, χωρίς δυνατότητα κάποιας αγκύρωσης, που θα ενσωμάτωνε την αντοχή και την δυσκαμψία της σχετικής διαγωνίου των συνδέσμων. Σημειωτέον ότι το κάτω δεξιά κολάρα ουδέποτε αστόχησε κατά τη διάρκεια του πειράματος.

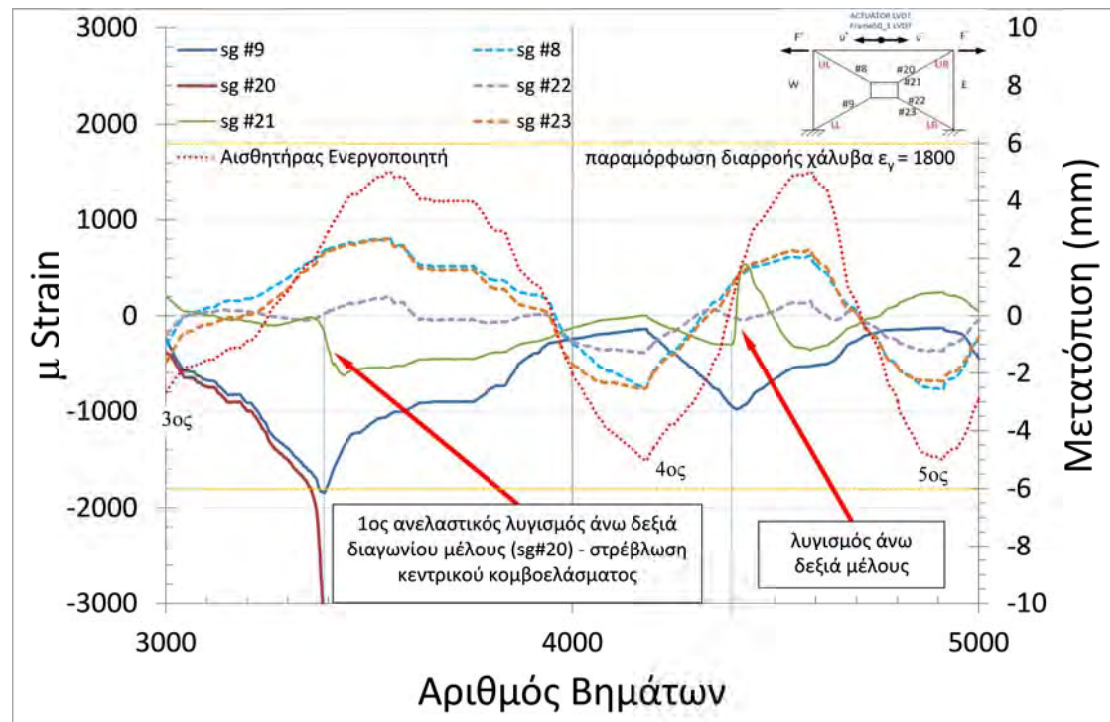
Η μικρή υπεραντοχή (Σχήμα 3.38, περίπου 6 kN) κατά τους τελευταίους κύκλους και προς τη θετική πλευρά των μετατοπίσεων (στην περιοχή των μέγιστων τοιούτων) οφειλόταν στην θλιβόμενη διαγώνιο. Αυτή μετά την εφελκυστική αστοχία του κολάρου μπορεί ακόμα υπό θλίψη (μαζί με το κομβοέλασμα) να συνεισφέρει κάποια μικρή αντοχή στο σύστημα. Από πρακτικής πλευράς πάντως, μετά την αστοχία του κολάρου θεωρείται ότι και το όλο πλαίσιο αστόχησε.

Οι δύο κόμβοι δοκού – στύλων (βλέπε Σχήμα 3.34) φάνηκαν σχετικά άθικτοι, εκτός από κύριες καμπτικές οριζόντιες ρωγμές εκεί που συνδέεται η

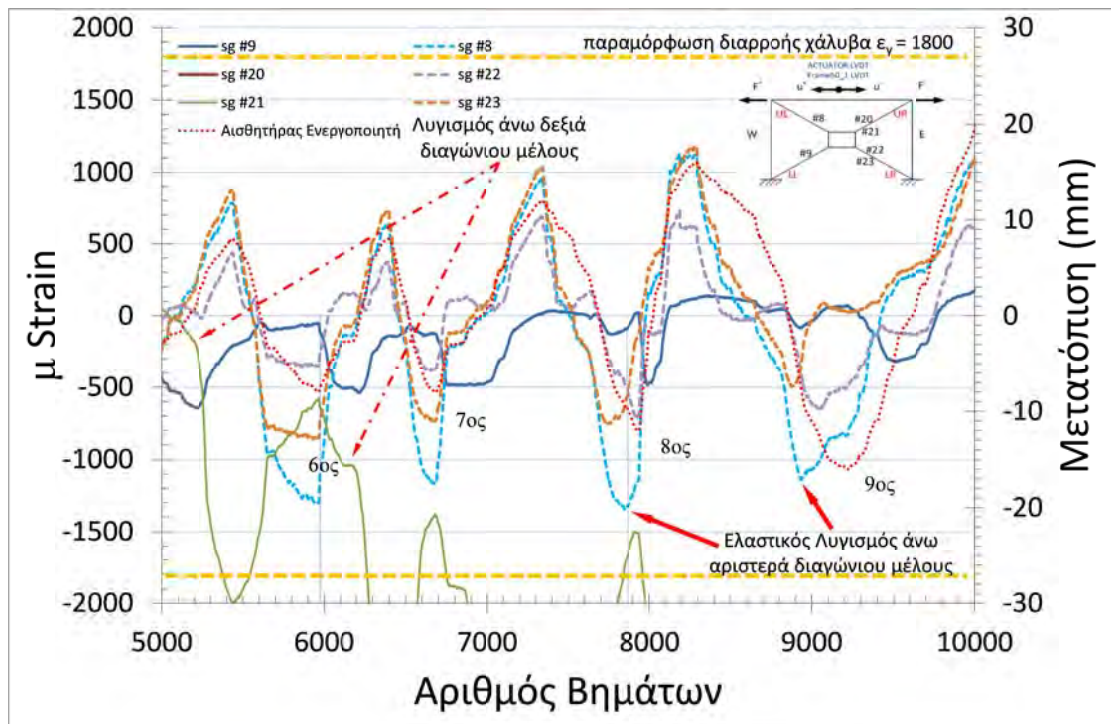
δοκός με τους στύλους. Όταν επιβλήθηκαν πλευρικές μετατοπίσεις μεγαλύτερες των 50 mm, ήταν ορατό ότι οι ρωγμές αυτές άνοιγαν και έκλειναν κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, καταδεικνύοντας ότι τα κολάρα στους κόμβους δοκού – στύλων, παρόλη την αυξημένη δυσκαμψία τους λόγω της παρουσίας των κομβοελασμάτων, διέθεταν κάποια στροφική ικανότητα.



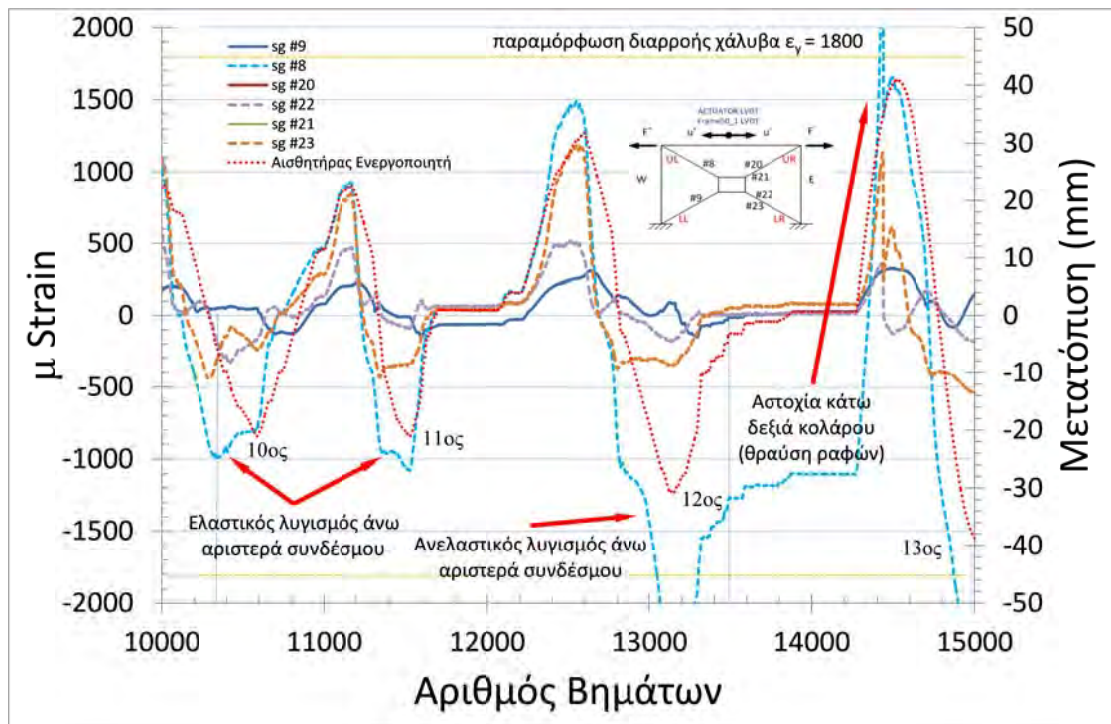
(α)



(β)



(γ)

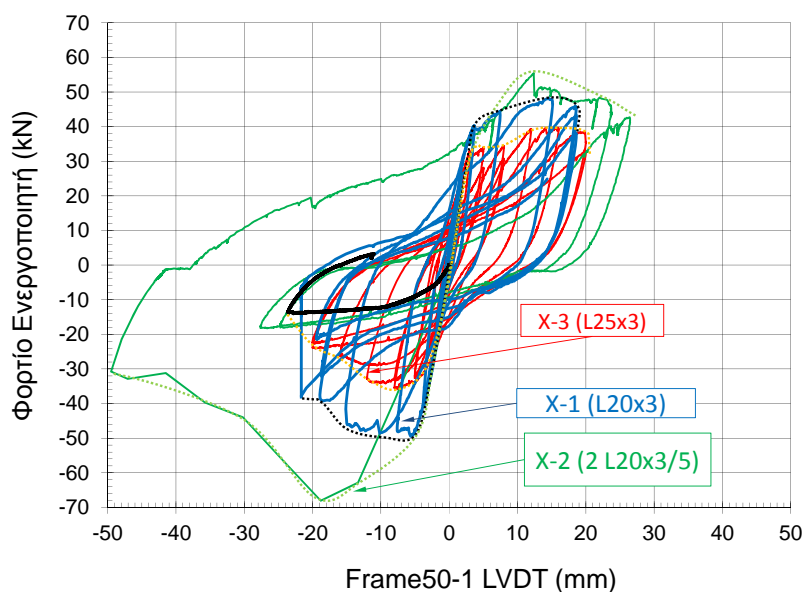


(δ)

Σχήμα 3.39. Πειραματικές καταγραφές ενός αριθμού μηχανομετρήσεων ως προς τον αριθμό του βήματος φόρτισης. Τα δεδομένα που απεικονίζονται αφορούν τους αρχικούς 13 κύκλους και περιλαμβάνουν δύο συμβάντα λυγισμού, ενώ φαίνεται και η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα

3.6. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα και σχολιασμός

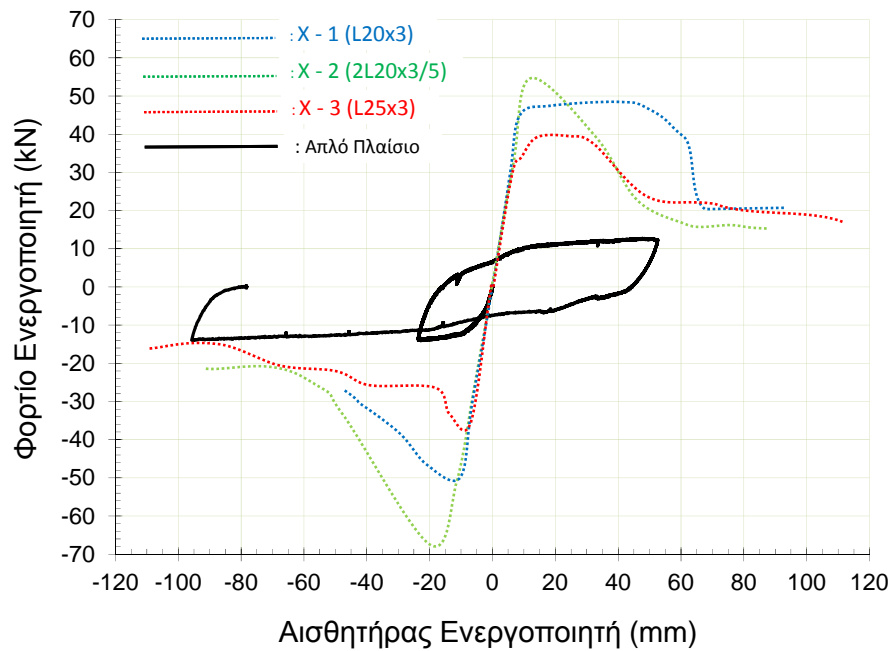
Στο Σχήμα 3.40 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι πειραματικές υστερητικές καμπύλες των τριών δοκιμών – συστημάτων ενίσχυσης αλλά και αυτής του απλού (χωρίς X-συνδέσμους) πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνολική συμπεριφορά και των τριών συστημάτων εμφανίζεται ικανοποιητική. Σε όλες τις περιπτώσεις τόσο η αντοχή όσο και η πλαστιμότητα βελτιώνονται, ακόμα και στο 2^ο πείραμα όπου οι X-σύνδεσμοι υπέστησαν σοβαρές βλάβες κατά το πρώτο 1/2 κύκλου, λόγω μεγάλων τυχαματικών μετατοπίσεων που επιβλήθηκαν στο πλαίσιο κατά λάθος.



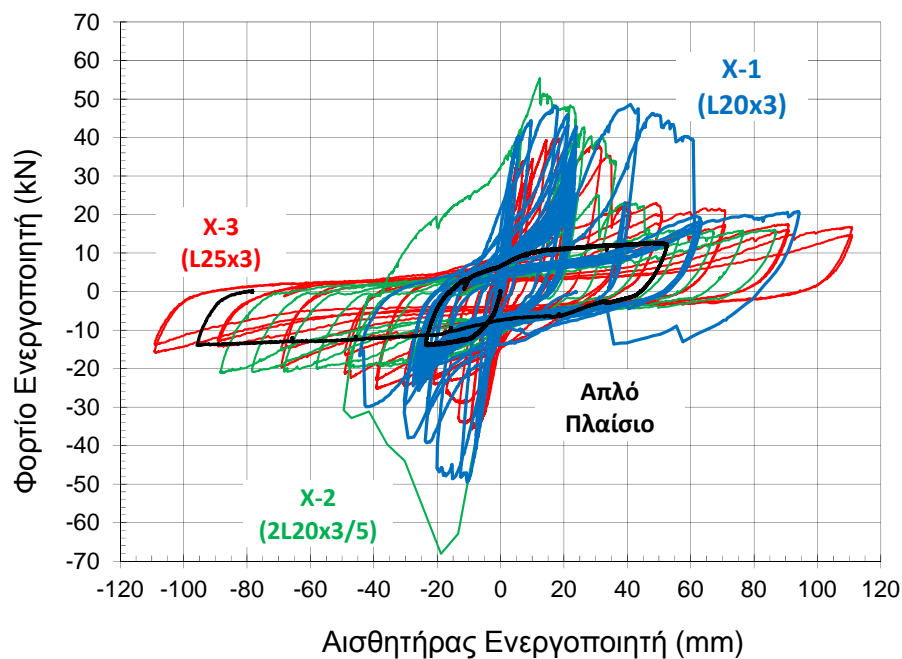
Σχήμα 3.40. Υστερητικές καμπύλες υστερητικής δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης των τριών πειραμάτων με X-συνδέσμους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση με εύρος μικρότερο των 25mm. Εξαιρέση το 2^ο πείραμα με εύρος 50mm στο 1/2 το 1^ο κύκλου

Η ανελαστική συμπεριφορά των X-συνδέσμων (ανελαστικός λυγισμός και διαρροή λόγω εφελκυσμού) είχε σαν αποτέλεσμα την μεγάλη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας με αξιόπιστο τρόπο. Θεωρώντας ότι για το απλό χωρίς X-συνδέσμους πλαίσιο η μετατόπιση διαρροής είναι περίπου 5mm (ως Σχήμα 3.35), και τα τρία συστήματα X-συνδέσμων κατέδειξαν μεγάλη αντοχή (40, 50 και 70 kN) καθώς και μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας για πλαστιμότητα = 4 (20mm) και μάλιστα για σχετικά μεγάλο αριθμό κύκλων συγκρινόμενα με το απλό πλαίσιο. Παρόμοια συμπεράσματα μπορούν να αντληθούν από τα περιεχόμενα των Σχημάτων 3.41 και 3.42, όπου παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες καθώς και οι υστερητικές καμπύλες τέμνουσας δύναμης – οριζόντιας μετατόπισης μέχρι την αστοχία των

δοκιμίων. Επίσης είναι σημαντικό να παρατηρήσει κανείς ότι όταν οι Χ-σύνδεσμοι είχαν πλήρως αστοχήσει, η αντοχή του συστήματος έπεσε σε αυτή του απλού πλαισίου (14 kN).



Σχήμα 3.41. Πειραματικές καμπύλες περιβαλλουσών των τριών πειραμάτων με Χ-συνδέσμους αλλά και του απλού πλαισίου



Σχήμα 3.42. Αποτελέσματα πειραμάτων ανακυκλιζόμενης φόρτισης: Καμπύλες τέμνουσας – μετατοπίσεων αισθητήρα ενεργοποιητή

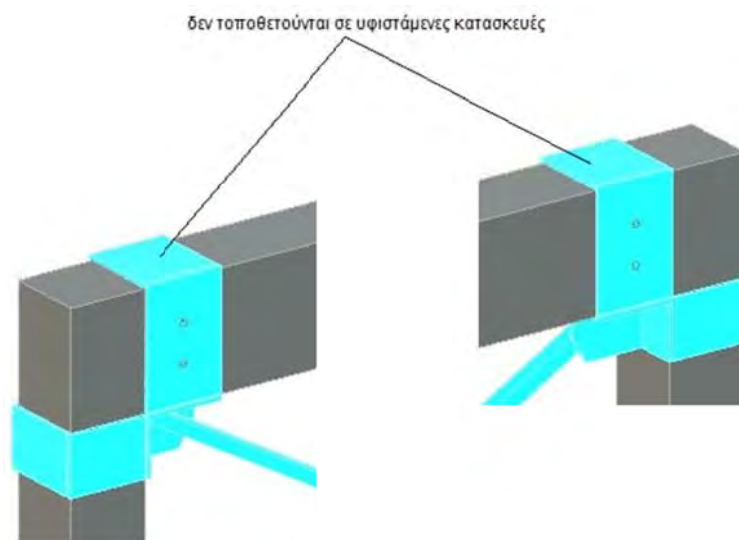


Σχήμα 3.43. Αστοχία βάσης στύλου και κολάρου στο τέλος του τρίτου πειράματος με Χ-συνδέσμους, Οι επιβληθείσες οριζόντιες μετατοπίσεις ήταν μεγαλύτερες από 100mm (σχετική πλευρική μετατόπιση ορόφου – *inter-story drift* μεγαλύτερη από 10%)

Και στα τρία πειράματα με Χ-συνδέσμους η μορφή αστοχίας του συστήματος ως συνόλου προήλθε από θραύση κατακόρυφων ραφών σε ένα από τα κολάρια στις βάσεις των στύλων (ως Σχήμα 3.43). Δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές ή θραύση σε κανένα από τα μέλη των συνδέσμων ούτε σε κάποιο κομβοέλασμα παρόλη την ανελαστική παραμόρφωση υπό μεγάλης πλαστιμότητας ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι στύλοι από ΟΣ αστόχησαν με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα 3.43.

Τα κολάρια στις βάσεις των στύλων, στα οποία είχαν συγκολληθεί τα κομβοελάσματα κάτω σύνδεσης των συνδέσμων, δεν κατασκευάστηκαν υπό τύπον πάκτωσης – αγκύρωσης στο δάπεδο ή τη θεμελίωση, αλλά με εμφανή στροφική ικανότητα και ελεύθερα να ολισθαίνουν κατακόρυφα κατά μήκος εκάστου στύλου. Η συγκεκριμένη επιλογή – μορφή σχεδιασμού δεν προέκυψε τυχαία αλλά λαμβάνοντας υπ' όψη τις δυνατότητες εφαρμογής σε πραγματική βάση. Όντως, σε υφιστάμενα κτίρια με φέροντα οργανισμό από ΟΣ και πυλωτή είναι μη πρακτικό (και εν πολλοίς άκρως δαπανηρό) ως ανέφικτο να υλοποιηθεί πακτωμένη σύνδεση στη βάση των στύλων (ουσιαστικά με το δάπεδο και ακόμα δυσκολότερα με την υπάρχουσα θεμελίωση). Κατά συνέπεια ο υιοθετηθείς – και προτεινόμενος – τρόπος σχεδιασμού της σύνδεσης των Χ-συνδέσμων με τις βάσεις των στύλων διαθέτει ισχυρά πλεονεκτήματα, όπως αυτά έχουν ήδη περιγραφεί αναλυτικά.

Αντίστοιχα, οι συνδέσεις των X-συνδέσμων με τους κόμβους δοκού - στύλων του πλαισίου υλοποιήθηκαν μέσω δύο κολάρων, ενός περιμετρικά του στύλου και ενός περιμετρικά της δοκού αλλά και συνδεδεμένου μέσω διαμπερών κοχλιών κάθετα στο επίπεδο του πλαισίου. Τα δύο αυτά κολάρια ήταν συνδεδεμένα μεταξύ τους συγκολλητά με το κομβοέλασμα του X-συνδέσμου, οπότε ήταν πρακτικά δεσμευμένη τόσο η μετατόπιση κατά μήκος είτε της δοκού είτε του στύλου αλλά και η ικανότητα στροφής. Όπως ήδη προαναφέρθηκε, το έλασμα στην άνω παρειά της δοκού τοποθετήθηκε για λόγους ευκολίας κατασκευής της πειραματικής διάταξης. Στην προτεινόμενη λύση αυτό δεν θα υπάρχει, πλην όμως θα διατηρηθούν οι διαμπερείς κοχλίες (το κολάρο θα είναι από πάνω «ανοιχτό»), όπως φαίνεται και στο παρακάτω Σκαρίφημα.



Οι συνδέσεις δοκών – στύλων, στην περιοχή εκτός των κολάρων προς τη γωνία του πλαισίου, ήταν ουσιαστικά προστατευμένες, καθόσον υπέστησαν περιορισμένες εφελκυστικές ρωγμές ακόμα και για μεγάλες επιβληθείσες πλευρικές μετατοπίσεις (τάξης μεγέθους πλαστιμότητας 15 και μεγαλύτερες).

Η συνολική απόκριση του τρόπου σύνδεσης των X-συνδέσμων με το πλαίσιο από ΟΣ κατέδειξε ικανοποιητική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις, δίδοντας τη δυνατότητα στις εφελκυσόμενες και θλιβόμενες διαγωνίους να προσδώσουν στο σύστημα την παρατηρηθείσα αυξημένη αντοχή και πλαστιμότητα – ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Σημειωτέον ότι οι συγκολλήσεις των X-συνδέσμων με τα κομβοελάσματα έμειναν άθικτες, έχοντας σχεδιαστεί για να αναλαμβάνουν τη μέγιστη αναμενόμενη δράση από τα συνδεόμενα μέλη.

Πέραν των ανωτέρω, η διαστασιολόγηση – επιλογή των επί μέρους τμημάτων, οι συγκολλήσεις και όλοι οι σχετικοί υπολογισμοί των τριών συστημάτων των Χ-συνδέσμων (στην οριακή κατάσταση αστοχίας) έγινε σύμφωνα με τις αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 αλλά και με γνώμονα τις συστάσεις του Ευρωκώδικα 8 (για κατασκευές από χάλυβα). Ιδιαίτερα δε τονίζεται ότι – συγκριτικά – τη βέλτιστη απόκριση μεταξύ των τριών διατάξεων επέδειξε η 1^η, για την οποία η πραγματική αδιάστατη λυγηρότητα των Χ-συνδέσμων ευρίσκεται εντός των ορίων της παραγράφου 6.7.3 του Μέρους 1 του EC8 (σύμφωνα και με τις συστάσεις της παραγράφου 8.5.5.4 του ΚΑΝΕΠΕ), καθόσον ισχύει ότι

$$1.3 < \bar{\lambda}_{y,z}^{\text{πειραματική}} = 1.443 \leq 2$$

ΜΕΡΟΣ 4: ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

4.1. Φιλοσοφία προτεινόμενης επέμβασης

Η προτεινόμενη «**δομητική επέμβαση**» - σύμφωνα με το ορισμό της στην §2.3.α του ΚΑΝΕΠΕ – για την σεισμική ενίσχυση συμβατικών κτιριακών κατασκευών με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα με πυλωτή μέσω μη έκκεντρων χαλύβδινων χιαστών συνδέσμων δυσκαμψίας – εισάγει μια εναλλακτική φιλοσοφία. Αυτή συνίσταται στην υιοθέτηση της **αφαίρεσης της σεισμικής τρωτότητας της πυλωτής** αντί για πλήρη προσεισμική ενίσχυση της κατασκευής, με ότι αυτή συνεπάγεται. Μια τέτοια φιλοσοφία – προσέγγιση επέμβασης φαίνεται περισσότερο οικονομική και άμεσα εφαρμόσιμη, και αναμένεται να προτιμηθεί από τους ιδιοκτήτες / χρήστες των σχετικών κατασκευών. Τούτο καθόσον περιλαμβάνει εργασίες μόνο στο ισόγειο – πυλωτή και δεν προβλέπει κάτι σχετικό για τα δομικά αλλά και μη δομικά στοιχεία των υπερκείμενων ορόφων. Τούτο βρίσκεται σε συμφωνία με τα κριτήρια αλλά και τις στρατηγικές επεμβάσεων του ΚΑΝΕΠΕ.

Προς τούτο εισάγονται δύο δείκτες / λόγοι α και β , οι οποίοι αποτελούν τους λόγους της δυσκαμψίας και της αντοχής του δομήματος στο επίπεδο της πυλωτής προς αυτές του αμέσως υπερκείμενου ($1^{ου}$ – πλήρως τοιχοπληρωμένου) ορόφου αντίστοιχα. Οι δείκτες αυτοί ουσιαστικά αποτελούν τα σχετικά μέτρα **συνέχειας** (ομοιομορφίας καθ' ύψος) τόσο της αντοχής όσο και της δυσκαμψίας στα δύο πρώτα επίπεδα (ισόγειο – $1^ο$ όροφο) της κατασκευής. Ο ακριβής ορισμός των δεικτών αυτών περιέχεται αναλυτικά στην §2.7 της παρούσας Έκθεσης.

4.2. Προτεινόμενες τιμές των δεικτών α και β

Σύμφωνα με τα περιεχόμενα του Μέρους 2, εντός των ήδη εκτεθέντων περιορισμών της ανάλυσης και μετά από αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής (§2.1 του ΚΑΝΕΠΕ) προτείνεται όπως οι μη έκκεντροι χαλύβδινοι Χ-σύνδεσμοι σχεδιαστούν και εφαρμοστούν κατά τέτοιο τρόπο, που να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις, που αφορούν το εύρος των τιμών των δεικτών α και β :

$$\alpha \approx 1.00, 1.5 < \beta < 2.5$$

4.3. Σχεδιασμός και λεπτομέρειες συνδέσεων του συστήματος

X-συνδέσεων στην πυλωτή

Όπως προκύπτει τόσο από τα περιεχόμενα της παρούσας όσο και τη διεθνή σχετική βιβλιογραφία, οι επί μέρους υπολογισμοί και η εν γένει διαστασιολόγηση του προτεινόμενου συστήματος μη έκκεντρων χαλύβδινων X-συνδέσεων δυσκαμψίας (ραβδωτών μελών, κομβοελασμάτων, συνδέσεων και συγκολλήσεων) δύναται και προτείνεται να πραγματοποιείται με βάση τα περιεχόμενα τόσο του Ευρωκώδικα 3 όσο και του Ευρωκώδικα 8, δηλαδή με βάση τις ισχύουσες διατάξεις περί αντισεισμικού σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών, που εν πολλοίς περιέχονται στα σχετικά εδάφια του ΚΑΝΕΠΕ. Αναλυτικότερα, προτείνονται τα ακόλουθα:

(α) Η διατομή των X-συνδέσεων να είναι απλό ισοσκελές γωνιακό από χάλυβα (που διαθέτει ίδια ροπή αδράνειας και προς τους δύο κύριους άξονες), η δε επιλογή της (σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο) να γίνει όχι με βάση τις ονομαστικές τιμές της αντοχής αλλά από πειραματικές τοιαύτες μετά από εργαστηριακές δοκιμές. Περαιτέρω δε προτείνεται να ισχύει η σχέση για την ανηγμένη λυγηρότητα εκάστου μέλους του τέλους της §3.6 της παρούσας.

(β) Οι συνδέσεις να πραγματοποιηθούν με συγκολλήσεις κατάλληλου πάχους λαιμού και διαστάσεων μέσω κομβοελασμάτων τόσον στο κέντρο όσο και στα άκρα των μελών, ειδικότερα δε να τηρηθεί η απαίτηση καθαρού μήκους εντός των γωνιακών κομβοελασμάτων του Σχήματος 1.32β της παρούσας αλλά και των απαιτήσεων σχεδιασμού για τα κομβοελάσματα αυτά της παραγράφου αμέσως μετά το προαναφερθέν Σχήμα (σελίδες 42, 43).

(γ) Τα σκέλη των γωνιακών που βρίσκονται εκτός του κατακόρυφου επιπέδου κεντρικά στο ελεύθερο άνοιγμα της πυλωτής να μην βρίσκονται στην ίδια πλευρά αλλά να εναλλάσσονται όπως στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες του Κεφαλαίου 3 (ιδία της §3.3.1, σελίδες 77, 78) .

(δ) Σε ότι αφορά τη διαμόρφωση των συνδέσεων των X-συνδέσεων με το υφιστάμενο πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα της πυλωτής προτείνεται όπως:

(δ₁) Για τις συνδέσεις στις βάσεις των στύλων των πλαισίων της πυλωτής το κομβοέλασμα να συνδέεται συγκολλητά με εξωρραφές με τριςδιάστατο κολάρο που περιβάλλει τη βάση των στύλων (και μορφώνεται από

τέσσερα χαλύβδινα ελάσματα που συνδέονται με εσωρραφές). Το κολάρο αυτό δεν θα συνδέεται με το οριζόντιο επίπεδο – πλάκα δαπέδου ούτε με τη θεμελίωση, αλλά θα επιτρέπει την προς τα άνω κίνηση (κατακόρυφα πάνω στο στύλο) όταν η συνδεόμενη διαγώνιος εφελκύεται. Έτσι θα εξασφαλίζεται περιορισμένη ευκαμψία μεταξύ πλαισίου και Χ-συνδέσμων με αποτέλεσμα σταδιακή αύξηση της αντοχής τους και κατά συνέπεια αυξημένη πλαστιμότητα.

(δ₂) Για τις συνδέσεις με τους κόμβους δοκού – στύλων από οπλισμένο σκυρόδεμα το κομβοέλασμα να συνδέεται μέσω συνδυασμού τριςδιάστατων κολάρων (που μέσω της συγκόλλησης τους με το κομβοέλασμα αποτελούν μονολιθική σύνδεση). Το μεν κολάρο που συνδέεται με την κορυφή του στύλου κατασκευάζεται με τέσσερα ελάσματα που περικλείουν το στύλο, ενώ το κολάρο σύνδεσης με τη δοκό με τρία ελάσματα (όλα τα ως άνω συνδεόμενα με εσωρραφές). Το οριζόντιο μέρος – έλασμα θα τίθεται σε επαφή με την κάτω παρειά της δοκού, τα δε υπόλοιπα δύο κατακόρυφα ελάσματα στις δύο κατακόρυφες παρειές της δοκού, συνδεόμενα μεταξύ τους και με τη δοκό μέσω διαμπερών κοχλιών κατάλληλης διαμέτρου και ποιότητας, που να αντέχουν την προβλεπόμενη διατμητική καταπόνηση. Οι κοχλίες αυτοί θα διέλθουν μέσω οπών που θα διανοιχθούν στις δοκούς επί τόπου. Ο τρόπος αυτός διαμόρφωσης της σύνδεσης κατέδειξε εξαιρετική απόκριση, προστατεύοντας αποτελεσματικά τη σύνδεση δοκού – στύλων από ΟΣ του υπάρχοντος πλαισίου, σε όλες τις πλευρές του, ακόμα και για μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις, έως και 15 φορές μεγαλύτερες των μετατοπίσεων διαρροής του μη ενισχυμένου πλαισίου.

(δ₃) Τέλος, προτείνεται η κατά το δυνατόν αποφυγή αθέλητων κατασκευαστικών εκκεντροτήτων προς τη ίδια πλευρά (με κατάλληλο έλεγχο οριζοντίωσης και κατακορύφωσης του συστήματος κατά την τοποθέτηση του), προκειμένου αποφευχθεί καθολικός εκτός επιπέδου του πλαισίου λυγισμός αυτού. Παρά ταύτα και σε μια τέτοια περίπτωση η εφαρμογή της προτεινόμενης λύσης θα οδηγήσει σε ικανοποιητικό επίπεδο την εκπλήρωση των τεθέντων στόχων. Επιπρόσθετα δε, πέραν κάποιων μικρών εργασιών «λείανσης» των επιφανειών των στύλων και της δοκού από ΟΣ στην περιοχή σύνδεσης με τα κολάρα, ουδεμία επί πλέον επεξεργασία των διεπιφανειών προτείνεται, αλλά ούτε και ενδιάμεση παρουσία – εφαρμογή κάποιου άλλου είδους συνδετικού υλικού.

ΜΕΡΟΣ 5: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

5.1. ΚΥΡΙΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Popov, E.V., Takahashi, K., Roeder, C.W. (1976). “Structural Steel Bracing Systems: Behavior under Cyclic Loading.” *Rep. No EERC 76-17*, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.
2. Jain, A.K. (1985). “Seismic Response of RC Frames with Steel Braces.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 111(10), 2138 – 2148.
3. Badoux, M. and Jirsa, J.O. (1990). “Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 116(1), 55 – 74.
4. Bush, T.D., Jones, E.A. and Jirsa, J.O. (1991). “Behavior of RC Frame Strengthened Using Structural Steel Bracing.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 117(4), 1115 – 1126.
5. Nateghi-A, F. (1995). “Seismic strengthening of eight-storey RC apartment building using steel braces.” *Engineering Structures* 17(6), 455 – 461.
6. Pincheira, J.A., Jirsa, J.O. (1995). “Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 121(8), 1225 – 1235.
7. Maheri, M.R. and Sahebi, A. (1997). “Use of steel bracing in reinforced concrete frames.” *Engineering Structures* 19(12), 1018 – 1024.
8. Gan, W. and Hall, J.F. (1998). “Static and Dynamic Behavior of Steel Braces under Cyclic Loading.” *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 124(1), 87 – 93.
9. Dolšek, M, Fajfar, P. (2001). “Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames.” *Journal of Earthquake Engineering* 5(1), 1 -12.
10. Jain, S.K., Lettis, W.R., Murty, C.V.R. and Bardet, J.P. eds. (2002). “Bhuj, India Earthquake of January 26, 1001 Reconnaissance Report.” *Earthquake Spectra* 18(S1), 1 – 4.
11. Moehle, J.P. (2001). “State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US.” *U.S.-Japan Symposium on Seismic Rehabilitation of Concrete Structures, 2000*, PEER, University of California, Berkeley, CA.

12. Tremblay, R. (2002). "Inelastic seismic response of steel bracing members." *Journal of Constructional Steel Research* 58(5-8), 665 – 701.
13. Bouvier, C.A.C. (2003). "Techniques of Seismic Retrofitting of Concrete Structures." *MEng Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston, MA.
14. Maheri, M.R. and Akbari, R. (2003). "Seismic behavior factor, R , for steel X-braced and knee-braced RC buildings." *Engineering Structures* 25(12), 1505 – 1513.
15. Maheri, M.R., Kousari, R., Razanan, M. (2003). "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames." *Engineering Structures* 25(13), 1697 – 1705.
16. Maheri, M.R. and Hadjipour, A. (2003). "Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame." *Engineering Structures* 25(13), 1707 – 1714.
17. Jin, J. and El-Tawil, M. (2003). "Inelastic Cyclic Model for Steel Braces." *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 129(5), 548 – 557.
18. Bai, J.W. (2003). "Seismic Retrofit for reinforced Concrete Building Structures." *Consequence-Based Engineering Final Report*, Mid-America Earthquake Center, CM-4: Structure Retrofit Strategies, Texas A & M University, College Station, TX.
19. MacRae, G.A., Kimura, Y. and Roeder, C. (2004). "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior." *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 130(3), 381 – 391.
20. Higgins, C.C., Newell, J.D. (2004). "Confined Steel Brace for Earthquake Resistant Design." *Engineering Journal (AISC)* 4th Quarter, 187 – 202.
21. Besing, C. (2004). "The Retrofitting of Existing Buildings for Seismic Criteria." *MEng Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston, MA.
22. Bartera, F., Giacchetti, R. (2004). "Steel dissipating braces for upgrading existing building frames." *Journal of Constructional Steel Research* 60(3-5), 751 – 769.
23. Mazzolani, F.M., Della Corte, G. and Faggiano, B. (2004). "Full Scale Testing and Analysis of Innovative Techniques for Seismic Upgrading of RC

- Buildings.” *Proc. APCMR Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design*, Timisoara, Romania, May 7-8.
24. Maheri, M.R. (2005). “Recent Advances in Seismic Retrofit of RC Frames.”, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* 6(5), 373 – 391.
 25. El-Amoury, T. and Ghobarah, A. (2005). “Retrofit of RC Frames Using FRP Jacketing or Steel Bracing.” *JSEE* 7(2), 83 – 94.
 26. Lee, K., Bruneau, M. (2005). “Energy dissipation demand of compression members in concentrically braced frames.” *Steel and Composite Structures* 5(5), 345 – 358.
 27. Thermou, G.E. and Elnashai, A.S. (2005). “Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences.” *Progress in Structural Engineering and Materials* 8(1), 1 – 15.
 28. Farraioli, M., Avossa, A.M., Malangone, P. (2006). “Performance-based Assessment of R.C. Buildings Strengthened with Steel Braces.” *Proc. 2nd Int. FIB Congr.*, Naples, Italy, June 5-8, pp. 9 – 22.
 29. Ghaffarzadeh, H. and Maheri, M.R. (2006). “Capacity Interaction Between the Steel Bracing and Concrete Frame.” *Proc. 4th Int. Congr. Civ. Eng.*, May, Tehran, Iran.
 30. Caterino, N., Iervolino I., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2006). “Selection of the “Best” Seismic Upgrading Solution for RC Building by MCDM.” *Proc. 2nd Int. FIB Congr.*, Naples, Italy, June 5-8, pp. 17 – 32.
 31. Jirsa, J.O. (2006). “Learning from Earthquakes to Improve Rehabilitation Guidelines for Reinforced Concrete Buildings.” *Proc. NATO Science for Peace Workshop on Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, Istanbul, Turkey, May 30 – June 1, 2005, pp. 209 – 227.
 32. Ghaffarzadeh, H. and Maheri, M.R. (2006). “Mechanical compression release device in steel bracing system for retrofitting RC frames.” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 5(1), 151 – 158.
 33. Ghaffarzadeh, H. and Maheri, M.R. (2006). “Cyclic Tests on the Internally Braced RC Frames.” *JSEE* 8(3), 177 – 186.
 34. Di Ludovico, M. (2006). “Comparative Assessment of Seismic Rehabilitation Techniques on the Full Scale SPEAR Structure.” *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Naples Federico II, Naples, Italy.

35. Karavasilis, Th.L., Bazeos, N. and Beskos, D.E. (2007). "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36(15), 2273 – 2289.
36. Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M. (2007). "Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing." *Engineering Structures* 29(7), 1561 – 1568.
37. Aydin, E., Boduroglu, M.H. (2008). "Optimal placement of steel diagonal braces for upgrading the seismic capacity of existing structures and its comparison with optimal dampers." *Journal of Constructional Steel Research* 64(1), 72 – 86.
38. Broderick, B.M., Elghazouli, A.Y., Goggins, J. (2008). "Earthquake testing and response analysis of concentrically-braced sub-frames." *Journal of Constructional Steel Research* 64(9), 997 – 1007.
39. Caterino, N., Iervolino I., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2008). "Multi-Criteria Design Making for Seismic Retrofitting of RC Structures." *Journal of Earthquake Engineering* 12(4), 555 – 583.
40. Gorji, M.S., Taribakhsh, M. and Gandomi, A. (2008). "Seismic Assessment and Strengthening of Intermediate Moment Resisting Concrete Frames." *Interaction* 5(3), 43 – 58.
41. Maheri, M.R., Ghaffarzadeh, H. (2008). "Connection overstrength in steel-braced RC frames." *Engineering Structures* 30(7), 1938 – 1948.
42. Martinez-Saucedo, G., Packer, J.A. and Christopoulos, C. (2008). "Gusset Plate Connections to Circular Hollow Section Braces under Inelastic Cyclic Loading." *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 134(7), 1252 – 1258.
43. Mazzolani, F.M. (2008). "Innovative metal systems for seismic upgrading of RC structures." *Journal of Constructional Steel Research* 64(7-8), 882 – 895.
44. Yoo, J.-H., Roeder, C.W. and Lehman, D.E. (2008). "Analytical Performance Simulation of Special Concentrically Braced Frames." *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 134(6), 881 – 889.
45. Yoo, J.-H., Lehman, D.E., Roeder, C.W. (2008). "Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames." *Journal of Constructional Steel Research* 64(6), 607 – 623.

46. Lehman, D.E., Roeder, C.W., Herman, D. Johnson, S. and Kotulka, B. (2008). “Improved Seismic Performance of Gusset Plate Connections.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 134(6), 890 – 901.
47. Di Sarno, L. and Elnashai, A.S. (2009). “Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames.” *Journal of Constructional Steel Research* 65(2), 452 – 465.
48. Fell, B.V., Kanvinde, A.M., Deierlein, G.G. and Myers, A.T. (2009). “Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Failure of Steel Braces.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 135(1), 19 – 32.
49. Kaushik, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K. (2009). “Effectiveness of Some Strengthening Options for Masonry-Infilled RC Frames with Open First Story.” *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 135(8), 925 – 937.
50. Crisafulli, F.J., Carr, A.J. (2007). “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures.” *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 40(2), 69 – 77.

5.2. ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

51. Carr, A. (2007) RUAUMOKO – Inelastic Dynamic Analysis Computer Program. University of Canterbury, New Zealand.
52. Charalampakis, A. E., Koumousis, V. K., (2008) “Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial bending and axial load”, *Advances in Engineering Software*, doi:10.1016/j.advengsoft.2008.01.007 .
53. Crisafulli, F. J. (1997) “Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills.” PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
54. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H. (1976) “Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra” MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Order Number 527.
55. Ikeda, K. and S. A. Mahin, (1984) “A refined physical theory model for predicting the seismic behavior of braced steel frames”, EERC Report No. 84/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA.

56. Remennikov AM, Walpole WR. (1997) "Modeling the inelastic cyclic behavior of a bracing member for work-hardening material." Int. J. Solids Struct., 34(27), pp. 3491-3515.
57. Περδικάρης, Φ. κ.α. (2011) «Διερεύνηση της Συμπεριφοράς Πλαισίων Ο.Σ. Ενισχυμένων με Εμφατνούμενα Τοιχώματα Ο.Σ.» 2η Έκθεση προόδου ερευνητικού προγράμματος ΟΑΣΠ Ιούνιος 2011.