

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΥΨΗΛΗΣ
ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΡΙΛΟΤΙΣ**

ΜΠΑΡΛΑΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ

**ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
Δρ. ΜΥΣΤΑΚΙΔΗΣ ΕΥΡΙΠΙΔΗΣ**

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2011, ΒΟΛΟΣ



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

Αριθ. Εισ.: 9423/1
Ημερ. Εισ.: 30-03-2011
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2011
ΜΠΑ

Περιεχόμενα

1.Εισαγωγή	3
2. Μέθοδος αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου	6
2.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση (static pushover).....	10
2.2 Εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης για την μη γραμμική ανάλυση.[8] ...	13
2.2.1 Γενικά	13
2.2.2 Μετατροπή σε Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Συστήματος. (Ι.Μ.Σ.)	14
2.2.3 Καθορισμός της σχέση μεταξύ τέλεια ελαστικής- πλαστικής δύναμης και μετατόπισης του Ι.Μ.Σ.....	14
2.2.4 Καθορισμός της περιόδου του ιδεατού Ι.Μ.Σ.	15
2.2.5 Καθορισμός της μετακίνησης στόχου για το Ι.Μ.Σ.....	15
2.2.6 Προσδιορισμός μετακίνησης στόχου για το πολυβάθμιο σύστημα	16
3. Χαρακτηριστικά συστήματος ενίσχυσης.....	17
3.1 Εισαγωγή.....	17
3.2 Περιγραφή μεταλλικής ενίσχυσης [1].....	18
3.3 Χαρακτηριστικά μεταλλικών συνδέσμων [2]	21
3.4 Πειραματικά αποτελέσματα [3]	25
3.5 Αριθμητική προσομοίωση των πειραμάτων με την χρήση Η/Υ	28
3.5.1 Εισαγωγή	28
3.5.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	28
3.5.3 Υλικά	30
3.5.4 Επιλύσεις	31
3.5.5 Συμπεράσματα	36
4. Διαδικασία προδιαστασιολόγησης μεταλλικού συνδέσμου.....	38
5 Εφαρμογές	44
5.1 Οι κατασκευές στον ελληνικό χώρο και η συμπεριφορά τους σε σεισμό.....	44
5.2 Εννιαόροφο κτίριο με pilotis	46
5.2.1 Γεωμετρία φορέα.....	46
5.2.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν	47
5.2.3 Υλικά – οπλισμοί	47
5.2.4 Φορτία και φορτίσεις.....	50
5.2.5 Σεισμικά φορτία	50
5.2.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ	50
5.2.7 Μοντελοποίηση φορέα	50
5.2.8 Φορτία.....	54
5.2.9 Συμπεράσματα	61

5.3 Πρόταση ενίσχυσης του κτιρίου	62
5.3.1 Συμπεράσματα	72
5.3.2 Διερεύνηση της επίδρασης της ακαμψίας του συνδέσμου στο κτίριο	73
5.3.3 Συμπεράσματα – πλεονεκτήματα του συστήματος ενίσχυσης	85
6. Βιβλιογραφία	88

1.Εισαγωγή

Η χώρα μας βρίσκεται στη ζώνη υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας στην Ευρώπη και επομένως ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτιρίων πρέπει να έχει ως στόχο την ασφαλή συμπεριφορά τους στις σεισμικές καταπονήσεις. Στην κατεύθυνση αυτή τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει πολλά και σημαντικά βήματα, κυρίως με τη θεσμοθέτηση αυστηρότερων Αντισεισμικών Κανονισμών, που η εφαρμογή τους παρέχει στα σύγχρονα κτίρια υψηλού επιπέδου αντισεισμική ασφάλεια. Με δεδομένο όμως ότι ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και η πρώτη σημαντική βελτίωσή-τροποποίησή του έγινε το 1985, εύλογα ανακύπτει το ερώτημα κατά πόσο μπορεί τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985 είναι ασφαλή.

Τα περισσότερα κτίρια στην Ελλάδα μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1980 και επομένως δεν είναι συμβατά με τις απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Οι σεισμοί που έπληξαν τη χώρα μας τα τελευταία χρόνια ανέδειξαν αυτή την αδυναμία, η σεισμική συμπεριφορά αυτών των κτιρίων είναι μειωμένη σε σχέση με αυτή των κτιρίων που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με τους νεώτερους αντισεισμικούς κανονισμούς. Η αγνόηση του παραπάνω κινδύνου μπορεί να αποβεί μοιραία για κάποια κτίρια. Μέχρι σήμερα δεν υπάρχει θεσμοθετημένο πλαίσιο για τον εντοπισμό και την ενίσχυση των κτιρίων που εμφανίζουν τρωτότητα έναντι σεισμού. Παράλληλα είναι ακόμα ασαφής η συμπεριφορά των κτιρίων που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς. Οι παλαιότεροι κανονισμοί είχαν ως στόχο την αποφυγή κατάρρευσης του δομήματος σε ισχυρές σεισμικές δράσεις, όμως αυτός ο σχεδιασμός σημαίνει ότι κατά το σεισμό μπορούν να συμβούν εκτεταμένες και σημαντικές βλάβες καθιστώντας το κτίριο επικίνδυνο, κάτι που οδηγεί σε διακοπή της λειτουργίας του. Η αποκατάσταση των βλαβών αυτών μπορεί να απαιτεί σημαντικό χρηματικό ποσό από τους ιδιοκτήτες. Είναι επιβεβλημένη λοιπόν η ανάγκη αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας των παλαιότερων κτιρίων ώστε να προσδιοριστούν τα ασθενή σημεία των κατασκευών και να καταστρωθεί ένα σχέδιο ενίσχυσης τους, με σκοπό να εμφανίζουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά, παρόμοια με αυτή των νεώτερων κτιρίων.

Το θέμα του προσεισμικού ελέγχου των Δημόσιων και κοινωφελών κτιρίων στην Ελλάδα ετέθη για πρώτη φορά το 1997 με την Εγκύκλιο 53 του ΥΠΕΧΩΔΕ με θέμα "Σχεδιασμός Έκτακτης Ανάγκης για κοινωφελή κτίρια σε επίπεδο Νομού". Παράλληλα το ΥΠΕΧΩΔΕ ανέθεσε στον ΟΑΣΠ (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) την ανάπτυξη κανονισμών για τον προσεισμικό έλεγχο των κτιρίων.

Το κανονιστικό πλαίσιο που διαμορφώθηκε για τον προσεισμικό έλεγχο των κτιρίων περιλαμβάνει τρία στάδια ελέγχου: τον Πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο (ΤΟΕ), για την πρώτη καταγραφή και ταχεία αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κτιρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης, τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο για την προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας με βάση αναλυτικότερους υπολογισμούς και (μη καταστροφικό) έλεγχο ποιότητας των υλικών, για όσα κτίρια προκύψει ανεπαρκής σεισμική ικανότητα με βάση τα αποτελέσματα του ΤΟΕ και τέλος την αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας και (ενδεχομένως) σύνταξη μελέτης αποκατάστασης- ενίσχυσης, για όσα κτίρια προκύψει τοπική ή γενική σεισμική ανεπάρκεια από το προηγούμενο στάδιο.

Ιδιαίτερο πρόβλημα στην σεισμική τους συμπεριφορά εμφανίζουν τα κτίρια με pilotis καθώς ενδέχεται να δημιουργηθεί μηχανισμός ορόφου (μαλακός όροφος). Τα κτίρια αυτά παρουσιάζουν ανεπαρκή πλευρική αντοχή, πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας και μικρή δυνατότητα πλαστικής στρώσης στα υποστυλώματα του ισόγειου (pilotis). Προς αυτή την κατεύθυνση έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες και πρακτικές για την ενίσχυση τους ώστε να περιοριστούν οι βλάβες στην κατασκευή. Η παραπάνω στρατηγική μπορεί να επιτευχθεί με την χρήση κατάλληλων μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης που λειτουργούν σαν αποσβεστήρες και απορροφούν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής ενέργειας ενώ παράλληλα αυξάνουν την αντοχή και τη δυσκαμψία. Στην διεθνή βιβλιογραφία διατίθεται πληθώρα διατάξεων, που διαχωρίζονται σε απλές και χαμηλού κόστους και σε πιο πολύπλοκες και υψηλότερου κόστους. Ενδεικτικά οι Nakagawa et al (1996) και οι Tanaka et al (1998) διερεύνησαν τη χρήση φύλλων χάλυβα καταπονούμενων σε διάτμηση για την αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Οι Kupisue et al (2000) μελέτησαν την ενίσχυση πλαισίων Οπλισμένου Σκυροδέματος με μεταλλικά δικτυωτά στοιχεία και διατμητικά επιφανειακά στοιχεία (πάνελ). Η αστοχία παρουσιάζοταν σε σκοπίμως τοποθετημένους αποσβεστήρες ενέργειας (dampers) που είχαν ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι η αντοχή και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας υφιστάμενων κτιρίων μπορεί να αυξηθεί με αυτό τον τρόπο ενίσχυσης. Οι Perera et al (2004) δοκίμασαν τεχνικές σεισμικής ενίσχυσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Σε ορισμένα ανοίγματα η τοιχοποιία αντικαταστάθηκε από μεταλλικούς συνδέσμους τύπου Λ και παρατηρήθηκε βελτίωση στην απορρόφηση ενέργειας. Οι A.Pinto et al (2006), πραγματοποίησαν σειρά δοκιμών σε δύο τετράωρα πλαίσια από Ο.Σ. σε πλήρη κλίμακα (1:1). Διαπίστωσαν ότι τα ενισχυμένα, με μεταλλικές διατάξεις τύπου Λ, πλαίσια εμφανίζουν αισθητά βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με το γυμνό πλαίσιο το οποίο είχε αυξημένη τρωτότητα στις σεισμικές καταπονήσεις. Οι Antonucci et al (2006) δοκίμασαν σε σεισμική τράπεζα ένα διώροφο χωρικό πλαίσιο από Ο.Σ. στο οποίο είχαν τοποθετηθεί μεταλλικά στοιχεία σχήματος Λ για την ενίσχυσή του έναντι σεισμού. Χρησιμοποιήθηκαν ιξώδεις αποσβεστήρες στην περιοχή σύνδεσης της δοκού με την κεφαλή της μεταλλικής διάταξης μορφής Λ. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι ιξώδεις αποσβεστήρες απορροφούν μέχρι και το 95% της σεισμικής ενέργειας, ενώ παράλληλα μειώθηκε η σχετική μετακίνηση ορόφου. Ο D'Aniello (2006) πραγματοποίησε δοκιμές σε υφιστάμενες κατασκευές που ενισχύθηκαν με μεταλλικές διατάξεις τύπου Λ. Από τις δοκιμές διαπιστώθηκε ότι οι κατακόρυφοι διατμητικοί σύνδεσμοι συνδέονται εύκολα με την υπερκείμενη δοκό και αντικαθίστανται εύκολα μετά από κάθε σεισμική φόρτιση. Η απλοποιημένη μέθοδος προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε οδηγεί σε ικανοποιητική σύμπτωση με τα πειραματικά αποτελέσματα. Τέλος, οι Mistakidis et al (2007) μελέτησαν την συμπεριφορά ενισχυμένων πλαισίων Ο.Σ. με την χρήση μεταλλικών πετασμάτων χαμηλής αντοχής. Αυτή η τεχνική αυξάνει την απόσβεση ενέργειας στο σύστημα.

Το πρόβλημα της ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων με pilotis, ιδίως στην περίπτωση αμιγώς πλαισιακών πολυώροφων κτιρίων, που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς παραμένει επίκαιρο λόγω της υψηλής τρωτότητας που παρουσιάζουν τα συστήματα αυτά. Σκοπός της παρούσας εργασίας, που αποτελεί μέρος της ερευνητικής εργασίας που πραγματοποιεί ο ΟΑΣΠ με επιστημονικό υπεύθυνο τον κ. Κ.Α. Στυλιανίδη, καθηγητή του Α.Π.Θ., είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς υφιστάμενων πολυώροφων, παρελθούσης γενιάς, κτιρίων με pilotis,

που έχουν ενισχυθεί με μεταλλικές διατάξεις υψηλής απόσβεσης. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων έγινε με την μέθοδο της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (static pushover) και η απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας έγινε με τη χρήση της μεθόδου φασματικής ικανότητας (Capacity Spectrum Method). Αυτή η γραφική απεικόνιση παρέχει μια καθαρή εικόνα για το πώς το κτίριο συμπεριφέρεται σε ένα σεισμό, καθώς και πώς οι διάφορες στρατηγικές ενίσχυσης θα επηρεάσουν την απόκριση του κτιρίου στο σεισμό. Τέλος έγινε μια προσπάθεια να καταστρωθεί μια διαδικασία προδιαστασιολόγησης του μεταλλικού συνδέσμου ανάλογα με την κατασκευή και το επίπεδο επιτελεστικότητας που έχει καθοριστεί.

Στο κεφάλαιο 2 περιγράφεται η διαδικασία της μη γραμμικής ανάλυσης η οποία χρησιμοποιείται για να εκτιμηθεί η ικανότητα μιας κατασκευής καθώς και η διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης όπως περιγράφεται στο κείμενο του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η προτεινόμενη διάταξη ενίσχυσης καθώς και τα αποτελέσματα των πειραμάτων και των αριθμητικών προσομοιώσεων που πραγματοποιήθηκαν από την ερευνητική ομάδα. Στο κεφάλαιο 4 προτείνεται μία μεθοδολογία για την προδιαστασιολόγηση του μεταλλικού συνδέσμου που χρησιμοποιείται στο σύστημα ενίσχυσης και τέλος, στο κεφάλαιο 5 μελετήθηκε η συμπεριφορά ενός πολυώροφου κτιρίου με pilotis, που είναι σχεδιασμένο με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, καθώς και το πώς συμβάλει στην βελτίωση της σεισμικής του συμπεριφοράς το σύστημα ενίσχυσης.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ευριπίδη Μυστακίδη, καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας για την καθοδήγησή του, την πολύτιμη βοήθεια του καθώς και για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το άκρως επίκαιρο θέμα της αντισεισμικής ενίσχυσης των κτιρίων. Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω τους υποψήφιους διδάκτορες του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, Κέλλυ Στεφανίδη-Γεωργιάδη, Δάφνη Παντούσα και Κωνσταντίνο Τζάρο για την συνεργασία που είχαμε στο Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών κατά την διάρκεια εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Ευάγγελος Β. Μπάρλας

2. Μέθοδος αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου

Προκείμενου να γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου, ποικίλες μέθοδοι ανάλυσης, ελαστικής (γραμμικής) και ανελαστικής (μη γραμμικής) είναι διαθέσιμες. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιέχουν διαδικασίες στατικής πλευρικής δύναμης, διαδικασίες δυναμικής πλευρικής δύναμης και ελαστικές διαδικασίες που χρησιμοποιούν λόγους απαίτησης ικανότητας. Η πλέον αξιόπιστη μέθοδος αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου είναι η μη γραμμική εν τω χρόνο ολοκλήρωση (time history analysis). Στη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι μεταελαστικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη για επιταχυνσιογραφήματα που είναι συμβατά με το φάσμα σχεδιασμού. Οι υπολογισμοί αυτοί απαιτούν μεγάλη υπολογιστική ισχύ ακόμα και για συνήθεις κατασκευές, καθώς απαιτούνται ανελαστικοί δυναμικοί υπολογισμοί με την χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κίνησης, έτσι ακόμα και σήμερα θεωρούνται ιδιαίτερα περίπλοκες και μη πρακτικές για γενική χρήση. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ευρωκώδικας, επιτρέπουν την ανάλυση και το σχεδιασμό των κατασκευών με "ισοδύναμες" ελαστικές προσεγγίσεις επειδή η ανάλυση με σεισμικά φορτία και δυναμική μη γραμμική ανάλυση, όπως αναφέρθηκε, είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη και χρονοβόρα. Επίσης, έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης-ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων οι οποίες μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό και με αυτό τον τρόπο υπολογίζονται οι μετακινήσεις, οι στροφές των μελών, τα εντατικά μεγέθη κ.α.. Οι διαθέσιμες απλοποιημένες μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν:

- τη μέθοδο φασματικής ικανότητας (Capacity Spectrum Method), η οποία είναι μια διαδικασία που παρέχει την γραφική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας (τέμνουσα βάσης-μετακίνηση οροφής) σε σχέση με ένα φάσμα απόκρισης ώστε να εκτιμηθεί η μέγιστη μετακίνηση,
- τη μέθοδο συντελεστών μετακίνησης (π.χ. FEMA-273, ATC-40, Ευρωκώδικας 8) που χρησιμοποιεί τη μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) και μία τροποποιημένη εκδοχή της αρχής των ίσων μετακινήσεων για να εκτιμηθεί κατά προσέγγιση η μέγιστη μετακίνηση.
- άλλες περισσότερο ή λιγότερο σύνθετες μεθόδους που βρίσκονται υπό συνεχή αξιολόγηση.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η μη γραμμική στατική ανάλυση και η μέθοδος των συντελεστών μετακίνησης για την εκτίμηση της μέγιστης μετακίνησης όπως προτείνεται από το Παράρτημα Β του Ευρωκώδικα 8. Η γραφική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα επιτάχυνσης-μετακίνησης (Acceleration-Displacement Response Spectra ADRS, S_a-S_d) παρέχει μια καθαρή εικόνα για το πώς συμπεριφέρεται ένα κτίριο σε μια σεισμική διέγερση, καθώς και πώς διάφορες στρατηγικές ενίσχυσης, όπως η αύξηση της ακαμψίας ή της αντοχής, θα επηρεάσουν την συμπεριφορά του κτιρίου στο σεισμό.

Ο καθορισμός της στρατηγικής ενίσχυσης και ο σχεδιασμός των προκαταρκτικών σχεδίων ενίσχυσης ενός κτιρίου προϋποθέτει την πραγματοποίηση αναλύσεων ώστε να διαπιστωθεί το επίπεδο σεισμικής επάρκειας, καθώς και να εντοπιστούν σημεία της κατασκευής που εμφανίζουν ανεπαρκή σεισμική συμπεριφορά.

Ένα πλήθος στρατηγικών και συστημάτων ενίσχυσης μπορεί να αποτελέσουν αποδεκτές σχεδιαστικές λύσεις για τα περισσότερα κτίρια και για τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας. Στην αρχή κάθε σχεδίου αποτίμησης ο μηχανικός πρέπει να έρθει

σε συνεννόηση με τον ιδιοκτήτη του κτιρίου ώστε να καθοριστεί το επίπεδο επιτελεστικότητας, δηλαδή να καθοριστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο συμπεριφοράς της κατασκευής για μία συγκεκριμένη σεισμική δράση, αποσαφηνίζοντας παράλληλα τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε λύσης. Οι συνέπειες από την δράση του σεισμού σε ένα κτίριο μπορούν να κατηγοριοποιηθούν στα εξής επίπεδα επιτελεστικότητας:

Επίπεδο " Άμεσης χρήσης μετά τον σεισμό ": σε αυτό το επίπεδο οι βλάβες είναι αρκετά περιορισμένες. Ο φέρων οργανισμός είναι σε θέση να μεταφέρει τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία διατηρώντας τα χαρακτηριστικά που είχαν πριν το σεισμό. Δεν υπάρχει κίνδυνος απώλειας ανθρωπίνων ζωών και το κτίριο είναι ασφαλές για άμεση χρήση μετά το σεισμό. Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερευούσης σημασίας λειτουργίες. Ενδεχομένως να εμφανιστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό και είναι κυρίως καμπτικού χαρακτήρα.

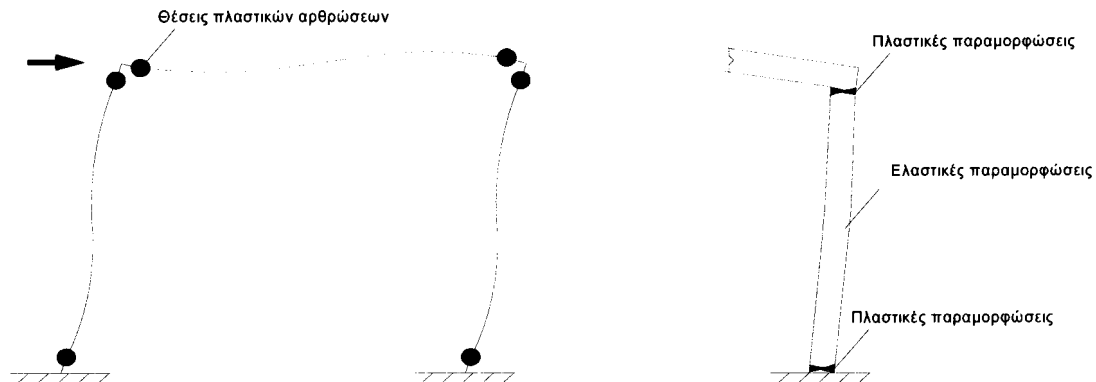
Επίπεδο " Προστασίας ζωής ": είναι η κατάσταση κατά την οποία η κατασκευή αναμένεται να εμφανίσει επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου κατά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς όμως να έχουμε απώλεια ζωής ή σοβαρούς τραυματισμούς εξαιτίας των βλαβών αυτών. Το κτίριο παραμένει δομικά στέρεο και ενδέχεται να εμφανιστούν αστοχίες σε μη φέροντα στοιχεία (πχ τοιχοποιία) που να μην επιτρέπουν την άμεση κατάληψη-λειτουργία του κτιρίου.

Επίπεδο " Οιονεί κατάρρευση ": σε αυτή την κατάσταση ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι στα πρόθυρα μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Τα δομικά στοιχεία που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες με αποτέλεσμα να εμφανίζουν σημαντική πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας τους. Όμως παρόλα αυτά, σημαντικός αριθμός δομικών στοιχείων διατηρούν σημαντικό τμήμα της αντοχής τους και είναι σε θέση να μεταφέρουν με σχετική ασφάλεια τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Το κτίριο παραμένει ευσταθές, αλλά ελλοχεύουν κίνδυνοι τραυματισμών από πτώσεις συντριμιών εντός και εκτός του κτιρίου. Ισχυρές μετασεισμικές δονήσεις μπορούν να επιφέρουν την κατάρρευση του κτιρίου. Προκειμένου το κτίριο να δοθεί και πάλι στους ενοίκους θα απαιτηθούν μεγάλες σε έκταση επισκευές που πιθανόν να είναι ασύμφορες οικονομικά ενώ επίσης είναι πιθανόν το κτίριο να μην είναι επισκευάσιμο από τεχνικής πλευράς.

Είναι προφανές ότι το επίπεδο επιτελεστικότητας επηρεάζεται από την ένταση του σεισμού, δηλαδή ένα κτίριο θα πρέπει να παραμένει ασφαλές για τους μεγάλους σεισμούς και να παραμένει λειτουργικό στους μικρότερης έντασης σεισμούς.

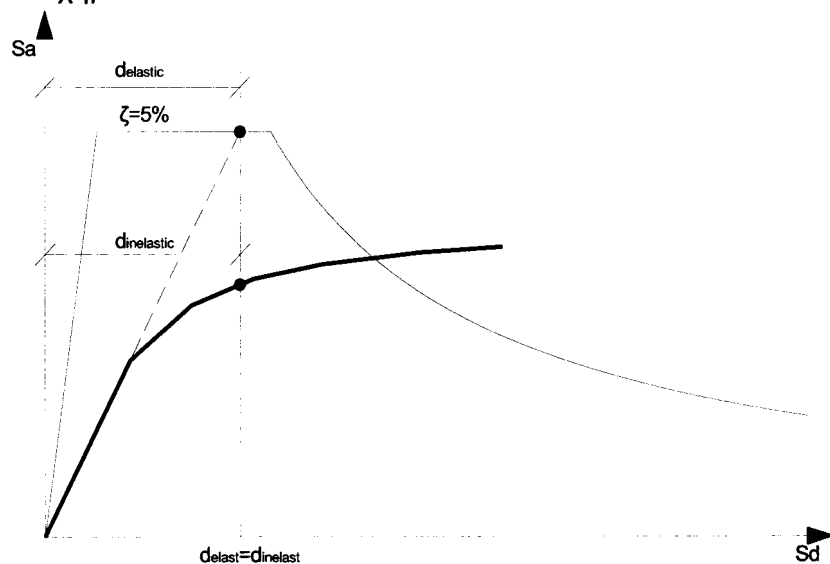
Οι διαδικασίες απλοποιημένης μη γραμμικής στατικής ανάλυσης απαιτούν τον καθορισμό τριών βασικών στοιχείων: της ικανότητας, της απαίτησης (στοχευόμενη μετακίνηση) και το επίπεδο επιτελεστικότητας. Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την αντοχή και τις ικανότητες παραμόρφωσης κάθε μεμονωμένου στοιχείου της, ξεχωριστά. Για να υπολογιστεί η ικανότητα της κατασκευής πέρα από τα όρια της ελαστικής συμπεριφοράς, απαιτείται η χρήση μεθόδων μη γραμμικής ανάλυσης, όπως η στατική μη Γραμμική ανάλυση (static pushover). Η ανάλυση αυτή υπερθέτει διαδοχικές ελαστικές επιλύσεις ώστε να κατασκευαστεί προσεγγιστικά η καμπύλη ικανότητας (διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνηση οροφής) της κατασκευής. Το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής μορφώνεται έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στα μέλη του φορέα κατά τα διαδοχικά στάδια φόρτισης. Η επιβαλλόμενη φόρτιση σε μία κατασκευή προκαλεί σταδιακά την διαρροή των μελών, τα οποία με τη σειρά τους εμφανίζουν πλαστικές

παραμορφώσεις. Οι θέσεις όπου εμφανίζονται πλαστικές παραμορφώσεις εξαρτώνται από την κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος του μέλους καθώς και από την αντοχή της διατομής του. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται κυρίως στις παρειές των δοκών και στα άκρα των υποστυλωμάτων (κορυφή και πόδας υποστυλώματος Σχήμα 1.). Ένα μέλος μπορεί να θεωρηθεί ότι διαρρέει στην ακραία διατομή του, όταν η μέγιστη τιμή της έντασης στο σημείο αυτό ξεπεράσει την αντίστοιχη αντοχή της διατομής.



Σχήμα 1. Θέσεις πιθανών πλαστικών παραμορφώσεων ύστερα από πλευρική φόρτιση

Η διαδικασία προχωράει με πλευρική φόρτιση ώστε να φτάσουν σε διαρροή και άλλα στοιχεία. Η ανάλυση σταματάει όταν η κατασκευή γίνεται ασταθής ή φτάσει την τιμή της καθορισμένης μετακίνησης. Έτσι κατασκευάζεται η καμπύλη τέμνουσα βάσης-μετακίνησης οροφής που προσεγγίζει την μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Ο υπολογισμός της μετακίνησης για μία δεδομένη σεισμική απαίτηση μπορεί να γίνει με την μέθοδο της φασματικής ικανότητας ή με την μέθοδο των συντελεστών μετακίνησης που προτείνονται από διάφορους κανονισμούς. Και οι δύο τρόποι εκτίμησης της απαίτησης της κατασκευής βασίζονται στην αρχή την ίσων μετακινήσεων. Η αρχή αυτή βασίζεται στην υπόθεση ότι η φασματική μετακίνηση ενός ανελαστικού συστήματος θα ήταν η ίδια αν αυτό ήταν τελείως ελαστικό όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.

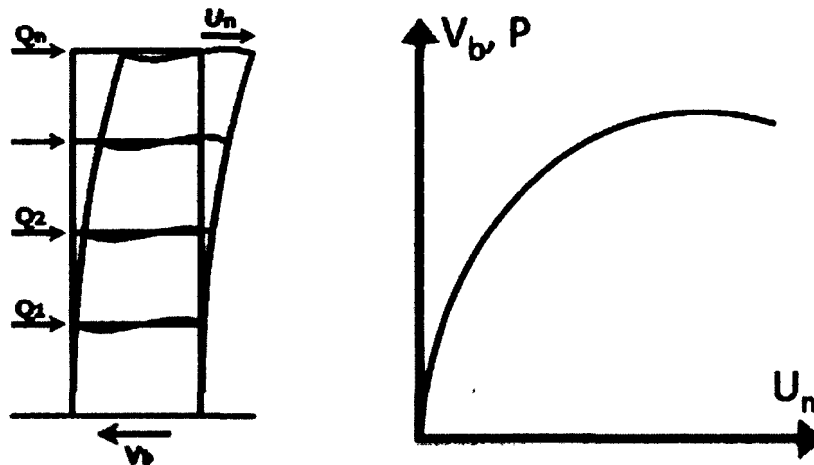


Σχήμα 2. Αρχή ίσων μετακινήσεων

Κατά τη διάρκεια του σεισμού προκαλούνται παραμορφώσεις στο κτίριο ,οι οποίες δεν είναι εύκολο να καθοριστούν. Στις γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιούνται πλευρικές δυνάμεις οι οποίες προκαλούν μετακινήσεις στην κατασκευή. Από την άλλη μεριά στις μη γραμμικές αναλύσεις η απαίτηση μετακίνησης είναι μια εκτίμηση της μέγιστης προσδοκώμενης μετακίνησης του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τέλος ο έλεγχος επιτελεστικότητας γίνεται αφού έχει υπολογιστεί η καμπύλη ικανότητας και έχει καθοριστεί η απαίτηση μετακίνησης. Ο έλεγχος αυτός γίνεται για να διαπιστωθεί αν τα δομικά και μη δομικά στοιχεία της κατασκευής συμπεριφέρονται με βάση το επίπεδο επιτελεστικότητας που έχει καθοριστεί την εκάστοτε φορά με βάση την απαίτηση μετακίνησης.

2.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση (static pushover)

Στη στατική μη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα μοντέλο του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το μοντέλο της κατασκευής φορτίζεται με οριζόντια φορτία καθ' ύψος της, έως ότου ο φορέας οδηγηθεί σε κατάρρευση.



Η ικανότητα μίας κατασκευής αντιπροσωπεύεται με μία καμπύλη δύναμης μετακίνησης (τέμνουσα βάσης – μετακίνηση οροφής). Τα οριζόντια φορτία υπολογίζονται γενικώς από ότι η πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής. Δηλαδή γίνεται η υπόθεση ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι η κύρια μορφή ταλάντωσης της κατασκευής. Γενικά αυτό είναι αποδεκτό για κτίρια με θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης το 1sec. Για πιο εύκαμπτα κτίρια με περίοδο μεγαλύτερη του 1sec, ο μελετητής οφείλει να λάβει υπόψη του την επίδραση των ιδιομορφών ανωτέρας τάξης.

Διαδικασία υπολογισμού καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με στατική μη γραμμική ανάλυση.

1. Μοντελοποίηση της κατασκευής στον υπολογιστή. Το αναλυτικό μοντέλο που χρησιμοποιείται πρέπει να αναπαριστά με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια την συμπεριφορά της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή της μάζας, την αντοχή, την ακαμψία και τις παραμορφώσεις στο αναμενόμενο σημείο συμπεριφοράς (Performance Point). Τα μέλη και τα στοιχεία που αναμένεται να προσδίδουν πλευρική αντοχή καθώς και ακαμψία μετά από αρκετούς κύκλους φόρτισης πρέπει να μοντελοποιούνται με τους κατάλληλους νόμους συμπεριφοράς (νόμος πλαστικής άρθρωσης, νόμος συμπεριφοράς υλικών) καθώς είναι αυτά τα οποία με την συμπεριφορά τους θα καθορίσουν την συνολική απόκριση της κατασκευής κοντά στο σημείο συμπεριφοράς που έχει καθορισθεί. Αντίθετα, μέλη με μεγάλη δυσκαμψία και μικρή αντοχή που αναμένεται να αστοχήσουν πολύ πριν η κατασκευή πλησιάσει το

σημείο συμπεριφορά, όπως δοκοί σύζευξης, δευτερεύουσες δοκοί, κλπ, δεν επηρεάζουν σημαντικά την συμπεριφορά του κτιρίου και δεν είναι απαραίτητο να μοντελοποιηθούν.

Τα μέλη διαχωρίζονται σε κύρια ή δευτερεύοντα ανάλογα με την σπουδαιότητά τους στα διάφορα επίπεδα συμπεριφοράς και όχι ανάλογα με την σχετική δυσκαμψία ή αντοχή τους. Προτιμώτερο είναι τα δευτερεύοντα στοιχεία να μοντελοποιούνται σε αρχική φάση και όσο εξελίσσεται η ανάλυση να διαπιστωθεί με σχετική σαφήνεια ότι κάποια στοιχεία μπορούν να θεωρηθούν ως δευτερεύοντα και επομένως να μπορούν να αγνοηθούν. Μερικά μη κατασκευαστικά μέλη (π.χ. κλιμακοστάσιο) πολλές φορές επηρεάζουν σημαντικά την ακαμψία και την αντοχή του κτιρίου και επομένως δεν μπορεί να αγνοηθούν.

2. Εφαρμογή πλευρικών δυνάμεων στους ορόφους του κτιρίου, κατ' αναλογία της μάζας και της ιδιομορφής. Η εφαρμογή των πλευρικών δυνάμεων γίνεται με πολλούς τρόπους και διαχωρίζεται σε επίπεδα πολυπλοκότητας, ανάλογα με την κατασκευή. Επίπεδο 1: Σε πολύ απλές κατασκευές (πχ μονώροφο κτίριο) εφαρμόζεται οριζόντια δύναμη στην οροφή του κτιρίου.

Επίπεδο 2: Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή της πλευρικής δύναμης σε κάθε όροφο σύμφωνα με τον τύπο $F_i = (m_i h_i / \sum_j m_j h_j) V$ $i, j = 1, 2, 3 \dots N$ όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη i

h_i είναι η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

V είναι η τέμνουσα βάσης.

N είναι το ανώτερο επίπεδο της κατασκευής.

Επίπεδο 3: Εφαρμόζονται πλευρικές δυνάμεις που λαμβάνουν υπόψη τους τόσο τις μάζες των ορόφων όσο και την μορφή της πρώτης ιδιομορφής του κτιρίου σύμφωνα με τον τύπο $F_i = (m_i \phi_i / \sum_j w_j \phi_j) V$ $i, j = 1, 2, 3 \dots N$

όπου:

ϕ_i είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Επίπεδο 4: Οι δυνάμεις ρυθμίζονται με βάση τη μορφή της ελαστικής γραμμής μετά το πέρας της πρώτης διαρροής. Για την πρώτη διαρροή ισχύουν ότι και στο προηγούμενο επίπεδο.

Επίπεδο 5: Σε αυτό το επίπεδο λαμβάνεται στους υπολογισμούς η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών για τον καθορισμό της διαρροής σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία. Η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να γίνει με εφαρμογή διαδοχικών μη γραμμικών αναλύσεων ανώτερης τάξης. Σε αυτές τις ανώτερες αναλύσεις η κατασκευή ωθείται και σύρεται ταυτόχρονα ώστε να διατηρείται το ιδιομορφικό σχήμα.

3. Υπολογίζονται οι δυνάμεις των μελών για τους διάφορους συνδυασμούς κατακόρυφων και πλευρικών φορτίσεων.

4. Αφού καθοριστεί το επίπεδο πλευρικής δύναμης καθορίζεται ο νόμος πλαστικής άρθρωσης. Αφού το στοιχείο φτάσει το όριο αντοχής του, θεωρείται ανίκανο να παραλάβει επιπλέον φορτίο. Επειδή η διαρροή σε κάθε μέλος μιας κατασκευής μπορεί να γίνεται σε διαφορετικό σημείο και επειδή είναι χρονοβόρα διαδικασία να

υπολογίζεται το σημείο διαρροής για κάθε μέλος χωριστά, τα μέλη ομαδοποιούνται με άλλα που εμφανίζουν παρόμοια σημεία διαρροής.

5.Γίνεται η ανάλυση και καταγράφεται η μετακίνηση οροφής και η τέμνουσα βάσης, καθώς και οι πλευρικές δυνάμεις και η πλαστικές στροφές των μελών για να γίνει ο έλεγχος επιτελεστικότητας.

6.Τροποποίηση του μοντέλου στα σημεία όπου έχουμε διαρροή των μελών. Σε αυτά τα σημεία μηδενίζεται ή γίνεται πολύ μικρή η ακαμψία του μέλους.

7. Περαιτέρω αύξηση του φορτίου οδηγεί σε διαρροή και άλλων στοιχείων.

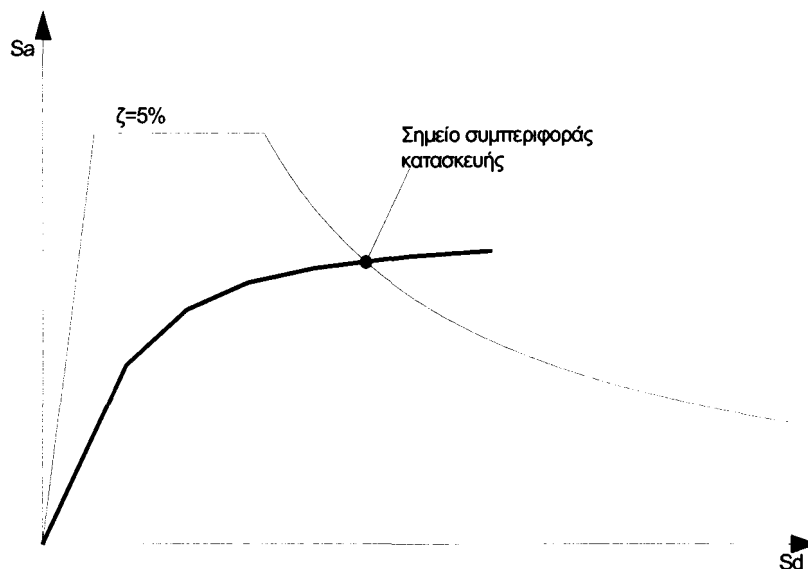
8. Η ανάλυση προχωράει έως ότου η κατασκευή φτάσει σε ασταθή κατάσταση, λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης ή πρόκληση μη επιτρεπτών στροφών πέραν του ορίου που έχει καθοριστεί από το επίπεδο επιτελεστικότητας.

9.Η πρόσθεση του πλευρικού φορτίου και της μετακίνησης οροφής του κάθε σταδίου ανάλυσης μας δίνει την συνολική τέμνουσα βάσης και την συνολική μετακίνηση οροφής.

2.2 Εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης για την μη γραμμική ανάλυση.[8]

2.2.1 Γενικά

Η μετακίνηση στόχος μπορεί να προσδιοριστεί από το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η καμπύλη ικανότητας, η οποία αντιπροσωπεύει την σχέση μεταξύ τέμνουσας βάσης και μετακίνησης ενός κόμβου ελέγχου της κατασκευής, συνήθως της οροφής, μετασχηματίζεται σε όρους φασματικής μετακίνησης και φασματικής επιτάχυνσης. Η εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης βασίζεται στην εύρεση ενός σημείου το οποίο ανήκει στην καμπύλη ικανότητας και τέμνει το φάσμα απαίτησης. Στο σημείο αυτό η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με την σεισμική απαίτηση που καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού και καλείται σημείο συμπεριφοράς (performance point) (Σχήμα 3). Στην περίπτωση που η καμπύλη αυτή δεν τέμνει το διάγραμμα φασματικής ικανότητας σημαίνει ότι η κατασκευή δεν μπορεί να ανταποκριθεί στην απαιτούμενη μετακίνηση που προβλέπεται από το φάσμα. Έτσι η κατασκευή θα πρέπει να ενισχυθεί για την αύξηση της στιβαρότητας και της αντοχής της, ώστε η διατιθέμενη μετελαστική μετακίνηση να γίνει μεγαλύτερη της απαιτούμενης.



Σχήμα 3 Σημείο συμπεριφοράς της κατασκευής συναρτήσει του φάσματος

Αρχικά γίνεται υπόθεση για την σχέση των κανονικοποιημένων πλευρικών δυνάμεων \bar{F}_i με την ιδιομορφή Φ_i .

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i$$

όπου m_i είναι η μάζα κάθε ορόφου. Οι ιδιομορφές έχουν κανονικοποιηθεί ώστε $\Phi_n = 1$ όπου n είναι ο κόμβος ελέγχου. Συνήθως το n αφορά την οροφή του κτιρίου.

Προκύπτει, $\bar{F}_n = m_n$.

2.2.2 Μετατροπή σε Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Συστήματος. (Ι.Μ.Σ.)

Η μάζα του Ι.Μ.Σ. , m^* δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

και ο συντελεστής μετασχηματισμού δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{F_i^2}{m_i} \right)}$$

Οι δυνάμεις F^* και οι μετακινήσεις d^* για το Ι.Μ.Σ. υπολογίζονται ως εξής:

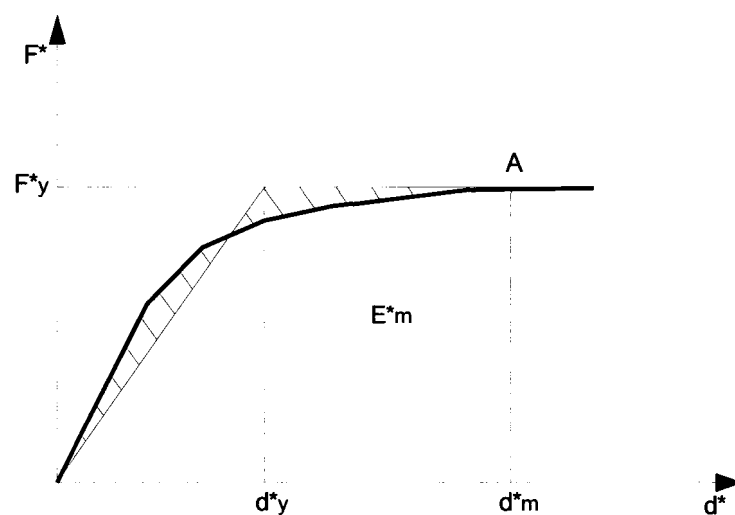
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

όπου F_b και d_n είναι η σχετική τέμνουσα βάσης και οι σχετικές μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου του πολυβάθμιου συστήματος.

2.2.3 Καθορισμός της σχέσης μεταξύ τέλεια ελαστικής- πλαστικής δύναμης και μετατόπισης του Ι.Μ.Σ.

Η δύναμη διαρροής F_y^* , που αντιπροσωπεύει την ολική αντοχή του ιδεατού συστήματος είναι ίση με την τέμνουσα βάση που εμφανίζεται στο σύστημα όταν έχει αναπτυχθεί πλήρως ο πλαστικός μηχανισμός. Η αρχική ακαμψία του ιδεατού συστήματος καθορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε το εμβαδόν κάτω από την πραγματική καμπύλη ικανότητας και την ιδεατή καμπύλη ικανότητας να είναι ίσα (Σχήμα 4).



Σχήμα 4. Πραγματική και ιδεατή καμπύλη ικανότητας.

Βασιζόμενοι σε αυτή την υπόθεση, η μετακίνηση διαρροής d_y^* για το Ι.Μ.Σ. δίνεται από τον τύπο:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

όπου E_m^* είναι η ενέργεια παραμόρφωσης μέχρι τον σχηματισμό του πλήρους πλαστικού μηχανισμού. Το σημείο A αντιπροσωπεύει το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας στην οποία έχουμε πλήρη ανάπτυξη του πλαστικού μηχανισμού.

2.2.4 Καθορισμός της περιόδου του ιδεατού Ι.Μ.Σ.

Η περίοδος T^* του ιδεατού Ι.Μ.Σ. υπολογίζεται από την σχέση:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

2.2.5 Καθορισμός της μετακίνησης στόχου για το Ι.Μ.Σ.

Η μετακίνηση στόχος της κατασκευής με περίοδο T^* για απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά δίνεται από τη σχέση:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

όπου $S_e(T^*)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση για την περίοδο T^* . Για την εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης d_i^* για κατασκευές με μικρή, μεσαία και μεγάλη ιδιοπερίοδο, διαφορετικές εξισώσεις πρέπει να χρησιμοποιούνται και δίνονται παρακάτω. Η γωνιακή τιμή του φάσματος μεταξύ μικρών και μεσαίων περιόδων καλείται T_c

α) $T^* < T_c$ (περιοχή μικρών περιόδων)

αν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και έτσι

$$d_i^* = d_{et}^*$$

αν $F_y^* / m^* \leq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ανελαστική και έτσι

$$d_i^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

όπου q_u είναι ο λόγος μεταξύ της επιτάχυνσης σε μία κατασκευή με απεριόριστη ελαστική συμπεριφορά $S_e(T^*)$ και της κατασκευής με περιορισμένη αντοχή F_y^* / m^* .

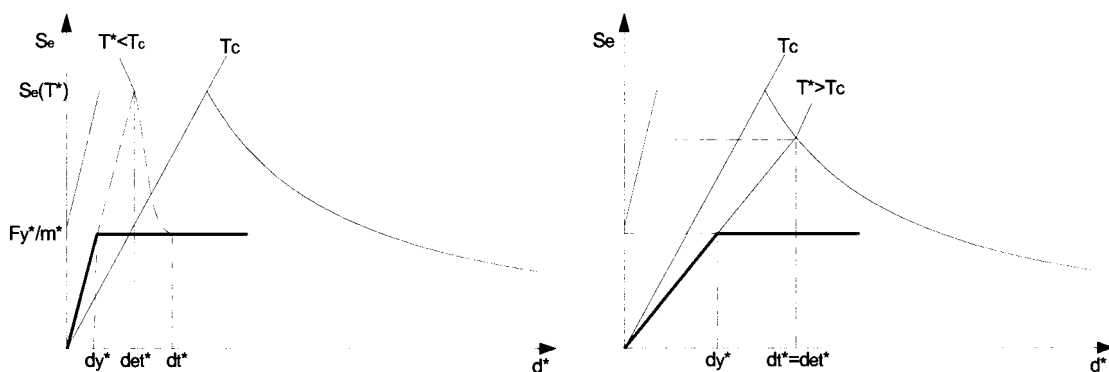
$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

β) $T^* \geq T_c$ (περιοχή μεσαίων και μεγάλων περιόδων)

$$d_i^* = d_{et}^*$$

με το d_i^* να μην υπερβαίνει το $3 d_{et}^*$.

Οι διαφορές για κάθε περίπτωση φαίνονται στο Σχήμα 5 α) και β). Τα διαγράμματα είναι σχεδιασμένα σε όρους φασματικής επιτάχυνσης και φασματικής μετατόπισης. Η περίοδος T^* αναπαρίσταται με ακτινικές γραμμές που διέρχονται από την αρχή του συστήματος αξόνων και του ελαστικού φάσματος απόκρισης με συντεταγμένες $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ και $S_e(T^*)$.



α) Περιοχή μικρών περιόδων

β) Περιοχή μεγάλων και μεσαίων περιόδων

Σχήμα 5. Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για το Ι.Μ.Σ.

Επαναληπτική διαδικασία (προαιρετική).

Αν η στοχευόμενη μετακίνηση d_i^* που καθορίστηκε στην παράγραφο 2.2.5 είναι πολύ διαφορετική από την μετακίνηση d_m^* (Σχήμα 5) που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ιδεατής μετακίνησης – παραμόρφωσης στην παράγραφο 2.2.3, μια επαναληπτική διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί, στην οποία για τα βήματα της παραγράφου 2.2.3 αντί της μετακίνησης d_m^* μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μετακίνηση d_i^* με την αντίστοιχη τιμή της δύναμης F_y^* .

2.2.6 Προσδιορισμός μετακίνησης στόχου για το πολυβάθμιο σύστημα

Η στοχευόμενη μετακίνηση για το πολυβάθμιο σύστημα δίνεται από τον τύπο:

$$d_i = \Gamma d_i^*$$

Η μετακίνηση στόχος αφορά τον κόμβο ελέγχου του κτιρίου.

3. Χαρακτηριστικά συστήματος ενίσχυσης

3.1 Εισαγωγή

Το αντικείμενο της ερευνητικής εργασίας, η οποία προτάθηκε από τον ΟΑΣΠ, είναι η διερεύνηση πρακτικά εφαρμόσιμων μεθόδων ενίσχυσης για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων κτηρίων με *pilotis*. Η εργασία αυτή ανατέθηκε στο Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας, του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ. με επιστημονικό υπεύθυνο του έργου τον κ. Κ.Α. Στυλιανίδη καθηγητή του Α.Π.Θ. και διευθυντή του εργαστηρίου. Η ερευνητική ομάδα συγκροτείται από τον κ. Ε. Μυστακίδη καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Π.Θ. , τον κ. Θ. Σαλονικιό κύριο ερευνητή του ΙΤΣΑΚ, τον κ. Α. Καραλή υποψήφιο διδάκτορα του Α.Π.Θ. και την κα. Κ. Γεωργιάδη-Στεφανίδη υποψήφια διδάκτορα του Π.Θ..

Το πρόβλημα της ενίσχυσης υφιστάμενων κτηρίων που είναι κατασκευασμένα με παλαιότερους κανονισμούς, ιδίως στην περίπτωση αμιγώς πλαισιακών συστημάτων, εξακολουθεί να παραμένει επίκαιρο λόγω της υψηλής τρωτότητας που παρουσιάζουν τα κτίρια αυτά. Για το λόγο αυτό, θα πρέπει να αποκτούν προβάδισμα στις προτεραιότητες επέμβασης της πολιτείας αλλά και των ιδιωτών.

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει πειραματικό σκέλος όσο και αναλυτικό σκέλος. Στόχος του προγράμματος είναι η πειραματική και αναλυτική διερεύνηση της αποτελεσματικότητας μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης για την αντισεισμική ενίσχυση των κτηρίων καθώς και την ανάπτυξη μιας μεθοδολογίας προεπιλογής του συστήματος ενίσχυσης ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες του κτιρίου και τις απαιτήσεις που ορίζει ο μηχανικός. Στο τελικό μάλιστα σχέδιο του Κανονισμού Επεμβάσεων ενθαρρύνεται η μέθοδος ενίσχυσης με μεταλλικά στοιχεία δικτύωσης τα οποία στο συγκεκριμένο πρόγραμμα έχουν τον χαρακτήρα των αποσβεστήρων.

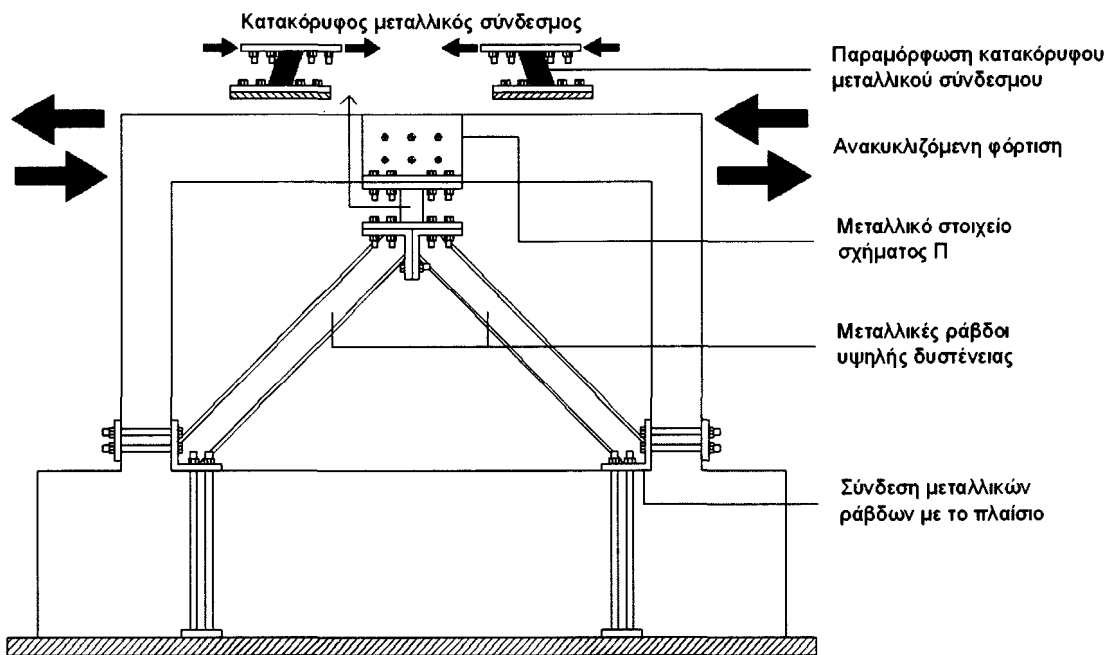
Η εφαρμογή παρόμοιων αντισεισμικών διατάξεων δεν είναι νέα, αλλά η πρωτοτυπία του προτεινόμενου έργου εστιάζεται στα εξής στοιχεία:

- τα υπό μελέτη πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, τόσο στο πειραματικό όσο και στο αναλυτικό σκέλος είναι αντιπροσωπευτικά των ελληνικών κατασκευών Ο.Σ.. Είναι κατασκευασμένα δηλαδή, με τα συνήθη υλικά των προηγούμενων δεκαετιών όπως λείος χάλυβας χαμηλής αντοχής καθώς και σκυρόδεμα χαμηλής επίσης αντοχής. Ταυτόχρονα εφαρμόστηκαν οι διατάξεις των παλαιών αντισεισμικών κανονισμών (αραιοί συνδετήρες, μικρά μήκη αγκύρωσης και μικρή επιμέλεια στην διαμόρφωση αγκίστρων) για την ακριβέστερη προσομοίωση της συμπεριφοράς την κατασκευών στον σεισμό.
- Οι προτεινόμενες διατάξεις είναι πρακτικά εφαρμόσιμες, είναι δηλαδή εύκολα κατασκευάσιμες, αλλά και παρέχουν ευκολία στην αντικατάστασή τους μετά το σεισμό. Παράλληλα παρέχουν την ευκολία προσαρμογής των χαρακτηριστικών τους ανάλογα με τους στόχους του ανασχεδιασμού.
- Η εργασία εστιάζει στην αντιμετώπιση του μηχανισμού ορόφου που ενδέχεται να εμφανιστεί σε πλαισιακές κατασκευές. Η ολοκληρωμένη μεθοδολογία θα ξεκινά από το στάδιο του προκαταρκτικού σχεδιασμού των συστημάτων ενίσχυσης, θα περνά από το στάδιο της επιλογής της βέλτιστης λύσης και θα καταλήγει στην επαλήθευση της αποτελεσματικότητάς του.

3.2 Περιγραφή μεταλλικής ενίσχυσης [1]

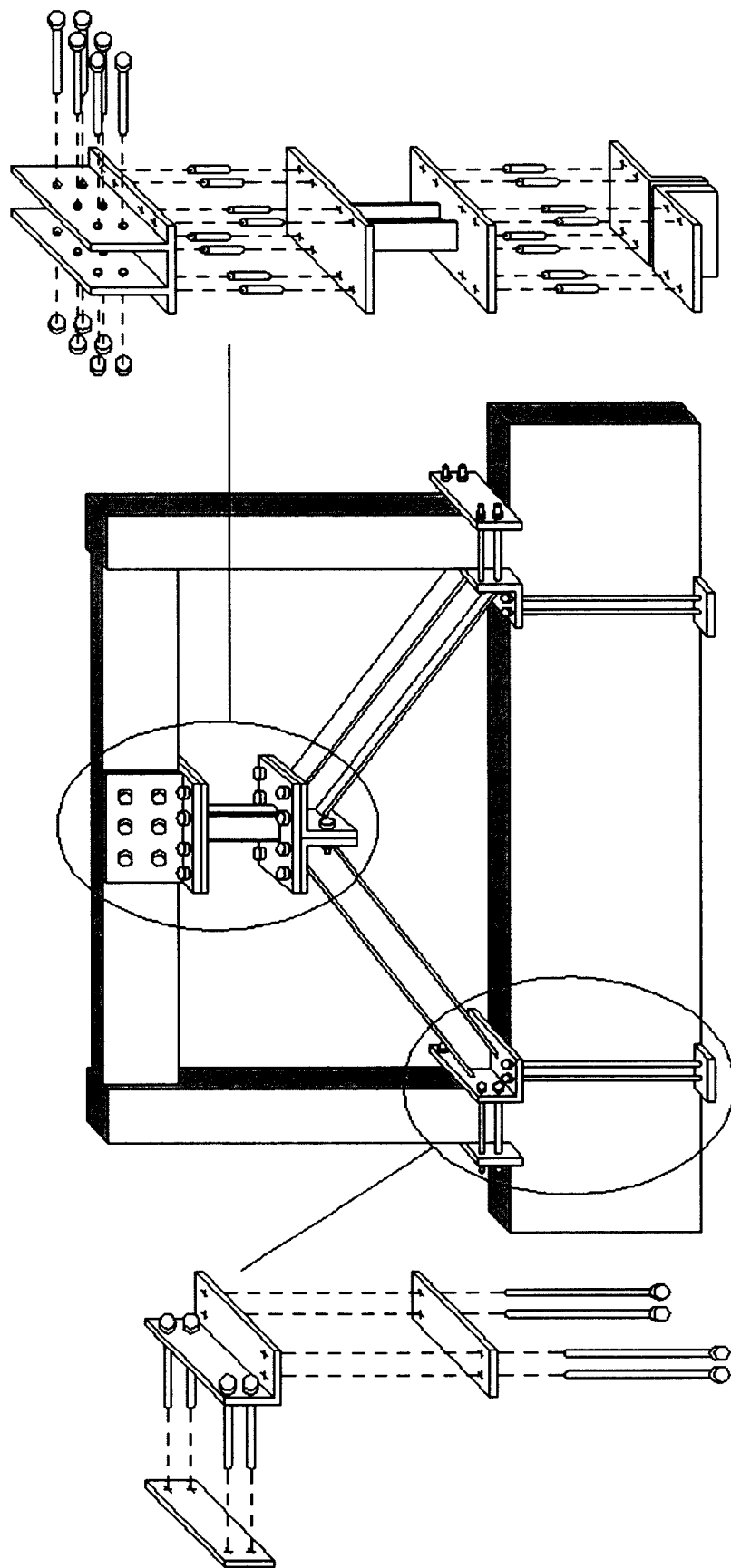
Στην παρούσα εργασία είναι διερευνάται η αποτελεσματικότητα μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης για την βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που διαθέτουν *pilotis* και είναι σχεδιασμένα με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, καθώς και η ανάπτυξη μιας μεθοδολογίας για τον τύπο της ενίσχυσης και την έκταση της ανάλογα με τις ανάγκες της εκάστοτε κατασκευής.

Η μεταλλική διάταξη (Σχήμα 6) αποτελείται από δύο ράβδους δικτύωσης μορφής Λ, οι οποίες καταλήγουν στην κορυφή τους σε έναν συγκολλητό σύνδεσμο, ο οποίος με τη σειρά του συνδέεται με τη δοκό του πλαισίου. Οι διαγώνιοι μεταλλικοί ράβδοι υπερδιαστασιολογήθηκαν ώστε να έχουν μεγάλη αντοχή και κατά τη διάρκεια της φόρτισης να αποφεύγονται φαινόμενα λυγισμού και πρακτικά να παραμένουν απαραμόρφωτες. Σκοπός αυτού του σχεδιασμού είναι η συγκέντρωση της βλάβης στον κατακόρυφο μεταλλικό σύνδεσμο, ο οποίος αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία του πλαισίου, αλλά κυρίως αποτελεί στοιχείο με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης της ενέργειας.

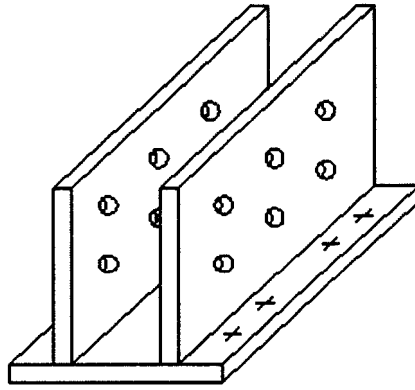


Σχήμα 6: Γενική διάταξη ενισχυμένου πλαισίου [1]

Η σύνδεση των διαγώνιων ράβδων με το πλαίσιο γίνεται με εξωτερικές ντίζες για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας της σύνδεσης. Η σύνδεση του μεταλλικού συνδέσμου με την υπερκείμενη δοκό έγινε με την χρήση ισχυρού μεταλλικού στοιχείου σχήματος Π το οποίο περιβάλλει τη δοκό και αγκυρώνεται με έξι διαμπερείς ντίζες (Σχήμα 7). Να σημειωθεί ότι οι συνδέσεις στους κόμβους καθώς και τα διαγώνια μεταλλικά στοιχεία δεν αποτελούν παραμέτρους υπό διερεύνηση και για αυτό υπερδιαστασιολογήθηκαν.

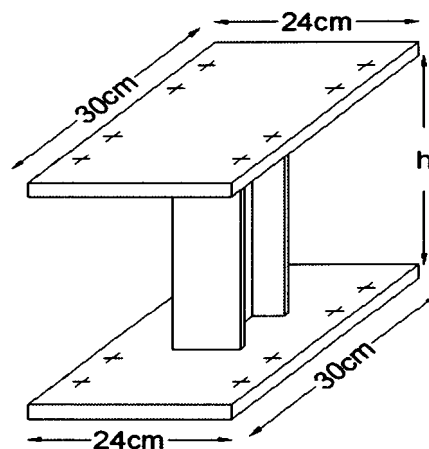


Σχήμα 7. Κατασκευαστικές διατάξεις μεταλλικών συνδέσμων [1]



Σχήμα 8. Στοιχείο σχήματος Π [1]

Στο Σχήμα 8 απεικονίζεται το μεταλλικό στοιχείο σχήματος Π που χρησιμοποιείται για τη σύνδεση της δοκού του πλαισίου με το μεταλλική διάταξη ενίσχυσης. Το στοιχείο αυτό σχεδιάστηκε δύσκαμπτο για να μην παραμορφώνεται και να μην υφίσταται βλάβες κατά τη φόρτιση. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως η σύνδεση του μεταλλικού στοιχείου Π με τη δοκό γίνεται με έξι ντίζες που διαπερνούν τη δοκό. Η διάτρηση της δοκού πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή ώστε να περιοριστεί η ρηγμάτωση του σκυροδέματος και να μην προκληθούν βλάβες στους οπλισμούς.



Σχήμα 9. Κατακόρυφος μεταλλικός σύνδεσμος [1]

Στο Σχήμα 9 απεικονίζεται ο κατακόρυφος μεταλλικός σύνδεσμος, του οποίου η διαστασιολόγηση είναι κρίσιμη για την συνολική συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου. Οι κυριότερες παράμετροι που διερευνούνται είναι η μορφή της διατομής του μεταλλικού συνδέσμου (ορθογωνική διατομή λεπίδα ή διατομή διπλού T) καθώς και το ύψος του στοιχείου. Ο σύνδεσμος συγκολλάται στη κεφαλή και στον πόδα του με μεταλλικές πλάκες πάχους 20mm οι οποίες διαθέτουν οπές ώστε να επιτυγχάνεται η σύνδεση του στοιχείου με την υπόλοιπη διάταξη της ενίσχυσης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.

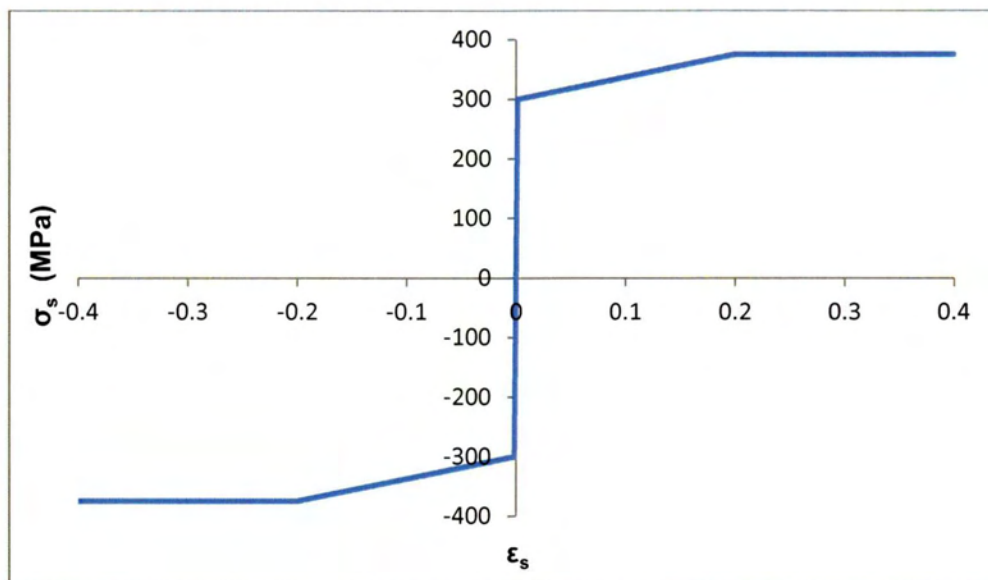
Τα διαγώνια στοιχεία ,όπως έχει αναφερθεί, είναι δύο ράβδοι τύπου HEA100 και σκόπιμα επιλέχτηκε τέτοιος τύπος ώστε να μην αστοχούν και να μην εμφανίζονται φαινόμενα λυγισμού κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Η σύνδεση των ράβδων με το πλαίσιο γίνεται με ντίζες όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.

Οι κλασικές μέθοδοι ενίσχυσης με μεταλλικούς διατάξεις τύπου Χ ή Λ ναι μεν αυξάνουν την αντοχή και την δυσκαμψία των πλαισίων, ωστόσο μεταφέρουν σημαντικές δυνάμεις στο σκυρόδεμα μέσω των μεταλλικών στοιχείων, ένα θέμα το οποίο είναι πολύ κρίσιμο. Το πλεονέκτημα της μεθόδου που προτείνεται στην παρούσα εργασία είναι ότι οι δυνάμεις που μεταφέρονται στο πλαίσιο είναι απόλυτα ελεγχόμενες μέσω της διαστασιολόγησης του πλάστιμου συνδέσμου.

3.3 Χαρακτηριστικά μεταλλικών συνδέσμων [2]

Οι κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι που χρησιμοποιούνται σε τέτοιου είδους ενισχύσεις είναι χάλυβας με σχετικά μικρή αντοχή και ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Η επιλογή αυτού του είδους χάλυβα γίνεται με σκοπό οι σύνδεσμοι να είναι από τα πρώτα στοιχεία της κατασκευής που θα διαρρεύσουν, κάτι που σημαίνει ότι θα είναι αυτά που θα απορροφήσουν το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής ενέργειας και έτσι ο φορέας της κατασκευής θα υποστεί μικρής έκτασης ή και καθόλου βλάβες.

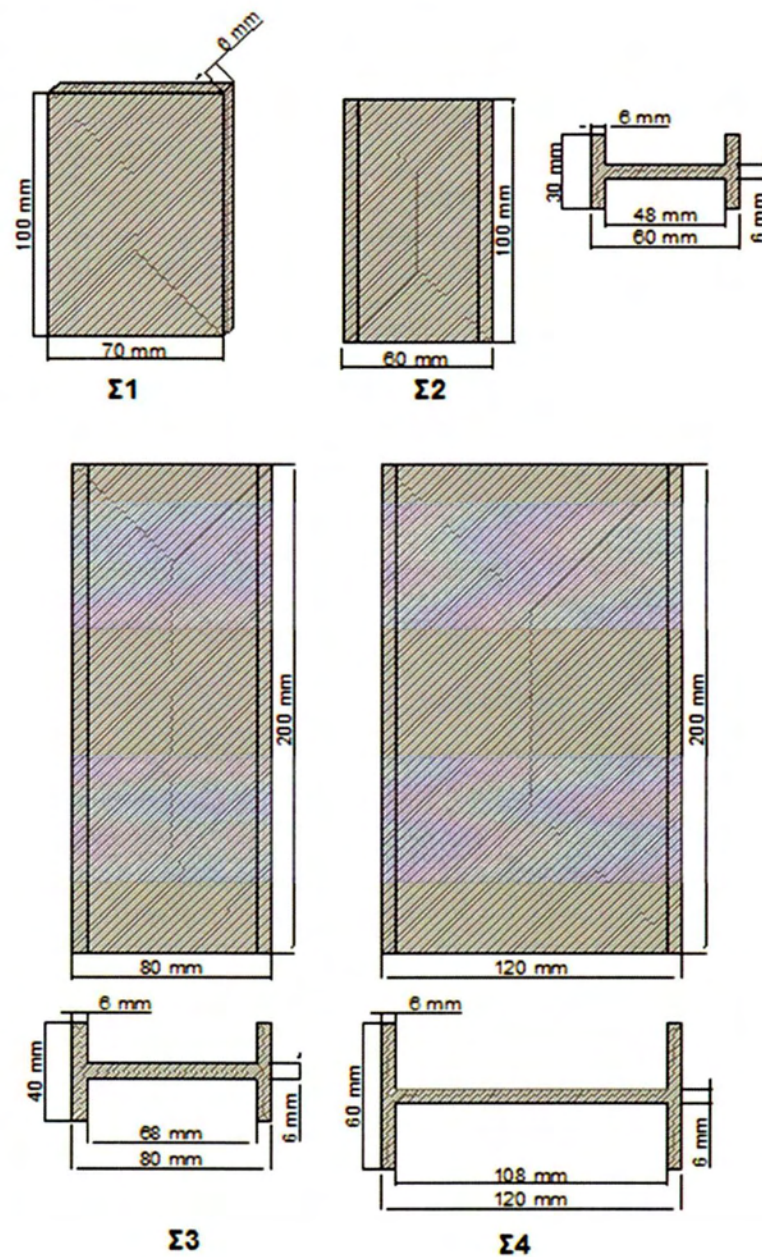
Η τάση διαρροής και τάση αστοχίας του χαλύβδινου συνδέσμου που χρησιμοποιήθηκε σε αυτή την εργασία είναι $f_y / f_u = 300/375$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 10 όπου παρουσιάζεται ο νόμος τάσεων παραμορφώσεων. Το μέτρο ελαστικότητας E είναι 210GPa και ο λόγος Poisson $\nu=0.3$



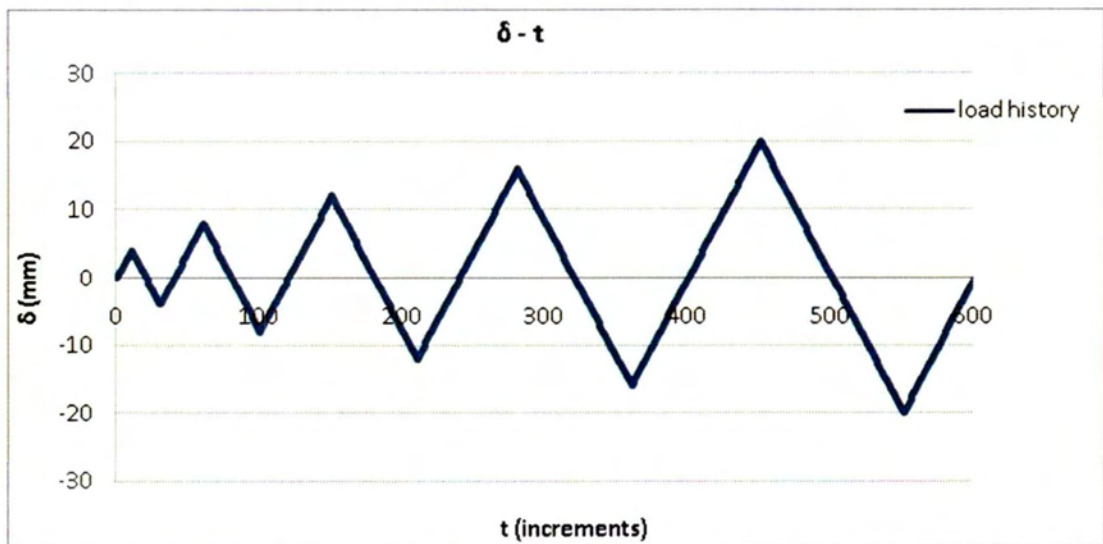
Σχήμα 10. Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα

Έχουν διερευνηθεί αριθμητικά τέσσερις τύποι μεταλλικών συνδέσμων σε κλίμακα 1:3 ($\Sigma 1$, $\Sigma 2$, $\Sigma 3$, $\Sigma 4$) από τους Κ.Α Georgiadi-Stefanidi & Ε.Σ. Mistakidis [2] η μορφή των οποίων φαίνεται στο Σχήμα 11. Η διερεύνηση έγινε τόσο με δισδιάστατα όσο και με τρισδιάστατα μοντέλα με τη χρήση του λογισμικού MSC-MARC χρησιμοποιώντας κατάλληλα πεπερασμένα στοιχεία που αυξάνουν την αξιοπιστία της αριθμητικής προσομοίωσης.

Στους μεταλλικούς συνδέσμους ασκήθηκε στατική μονότονη και στατική πλήρως ανακυκλιζόμενη φόρτιση με τη μορφή των επιβεβλημένων μετακινήσεων στην κεφαλή του συνδέσμου με ταυτόχρονη πλήρη δέσμευση των μετακινήσεων στον πόδα αυτού. Η μέγιστη μετακίνηση σε κάθε περίπτωση φόρτισης ήταν $\pm 20\text{mm}$ και το ιστορικό της φόρτισης φαίνεται στο Σχήμα 12.

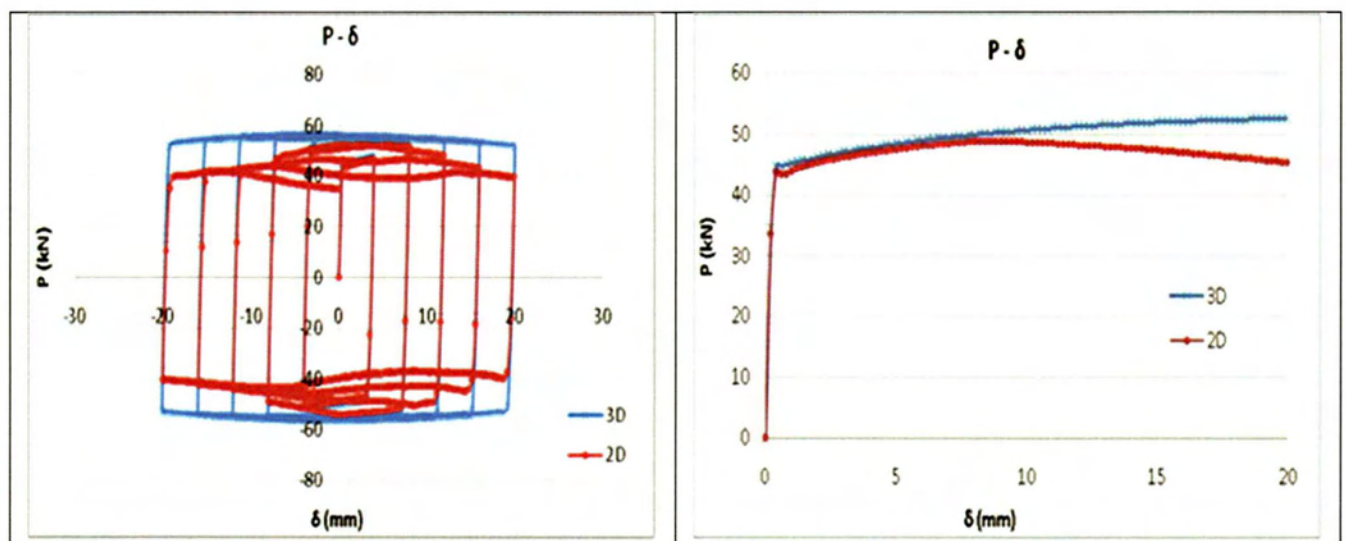


Σχήμα 11. Οι τέσσερις τύποι μεταλλικών συνδέσμων όπως μελετήθηκαν από τους Κ.Α. Georgiadi-Stefanidi & Ε.Σ. Mistakidis [2]

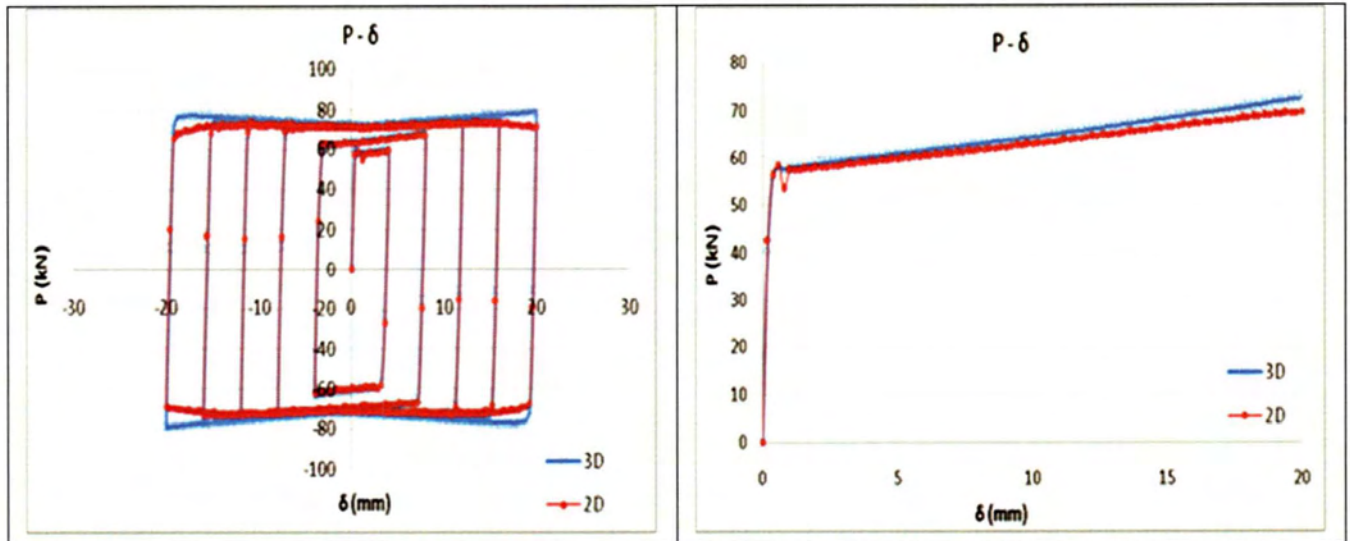


Σχήμα 12. Ιστορικό φόρτισης όπως μελετήθηκαν από τους K.A. Georgiadi-Stefanidi & E.S. Mistakidis [2]

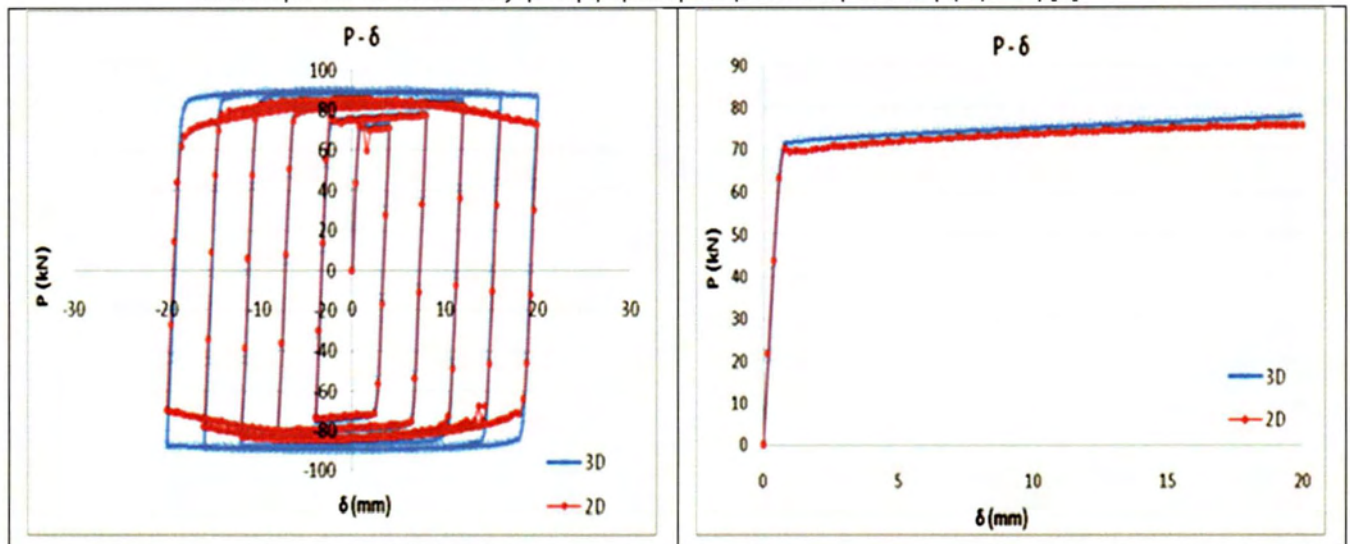
Τα αποτελέσματα της μελέτης αυτής συνοψίζονται στα διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης που προέκυψαν από την δισδιάστατη και τρισδιάστατη ανάλυση σε συνθήκες μονότονης στατικής και στατικής πλήρως ανακυκλιζόμενης φόρτισης για κάθε τύπο συνδέσμου. Όπως διαπιστώθηκε από την παραπάνω μελέτη η δισδιάστατη προσομοίωση βρίσκεται σε ικανοποιητική συμφωνία μεταξύ τους και επομένως η δισδιάστατη ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί για την προσομοίωση ενισχυμένων πλαισίων – κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα παρακάτω Σχήματα 13, 14, 15 και 16 για τους συνδέσμους Σ1, Σ2, Σ3 και Σ4 αντίστοιχα.



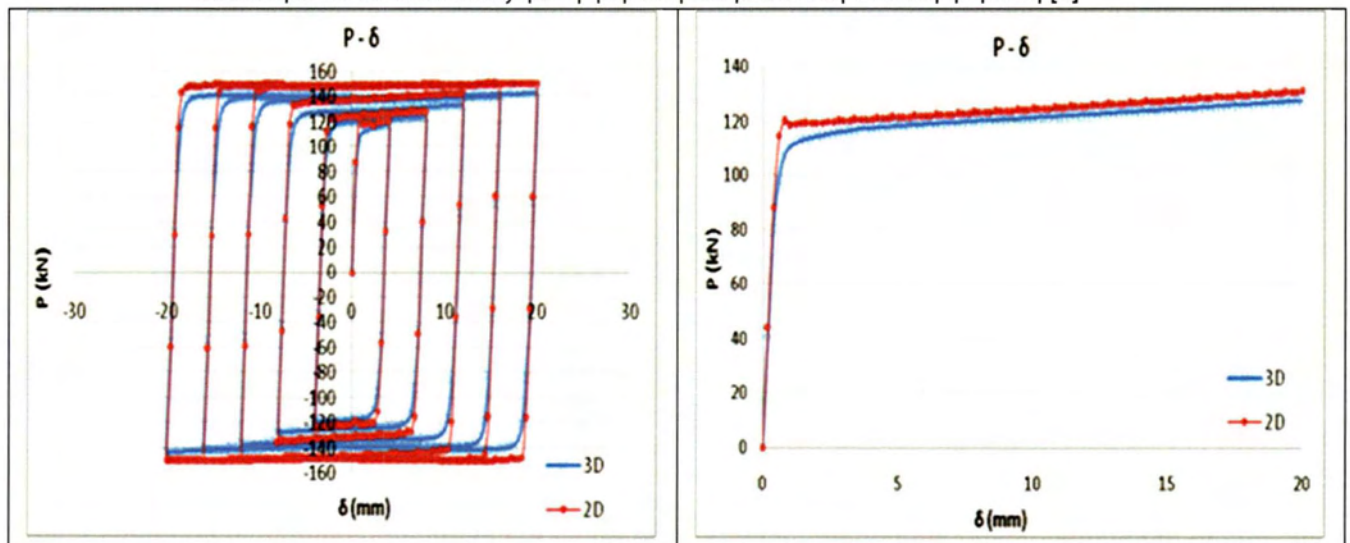
Σχήμα 13. Καμπύλες P-δ της τρισδιάστατης και δισδιάστατης ανάλυσης για το μεταλλικό σύνδεσμο Σ1 σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και μονότονη στατική φόρτιση [2]



Σχήμα 14. Καμπύλες P-δ της τρισδιάστατης και δισδιάστατης ανάλυσης για το μεταλλικό σύνδεσμο Σ2 σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και μονότονη στατική φόρτιση [2]



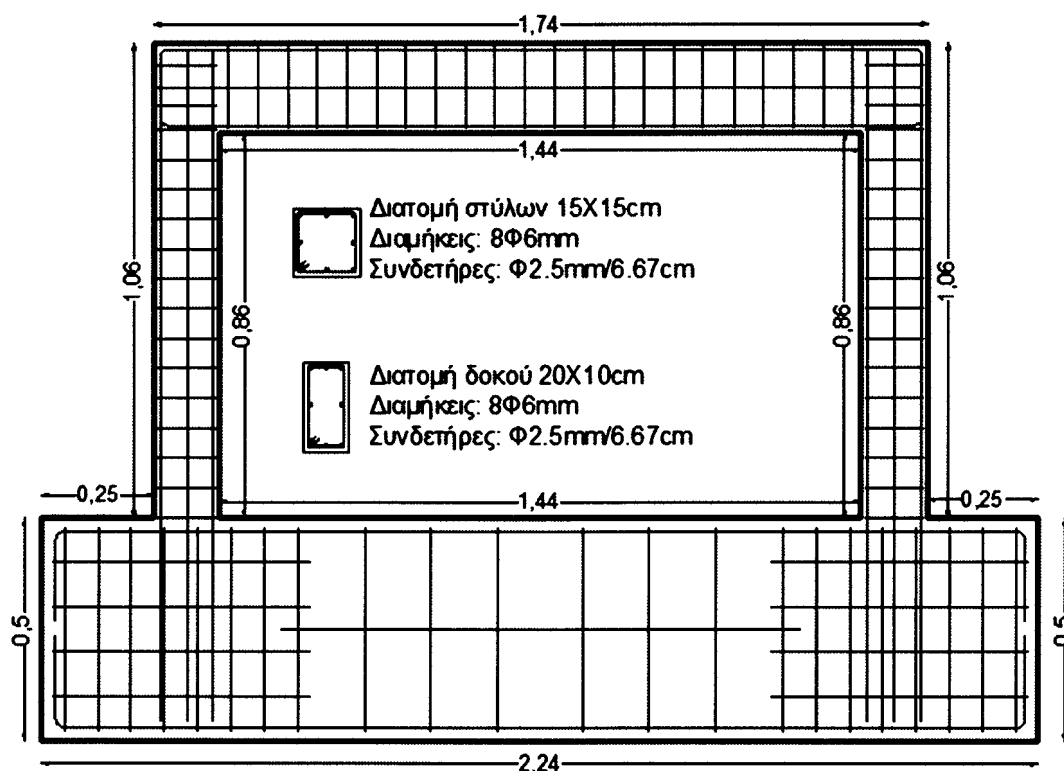
Σχήμα 15. Καμπύλες P-δ της τρισδιάστατης και δισδιάστατης ανάλυσης για το μεταλλικό σύνδεσμο Σ3 σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και μονότονη στατική φόρτιση [2]



Σχήμα 16. Καμπύλες P-δ της τρισδιάστατης και δισδιάστατης ανάλυσης για το μεταλλικό σύνδεσμο Σ4 σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και μονότονη στατική φόρτιση [2]

3.4 Πειραματικά αποτελέσματα [3]

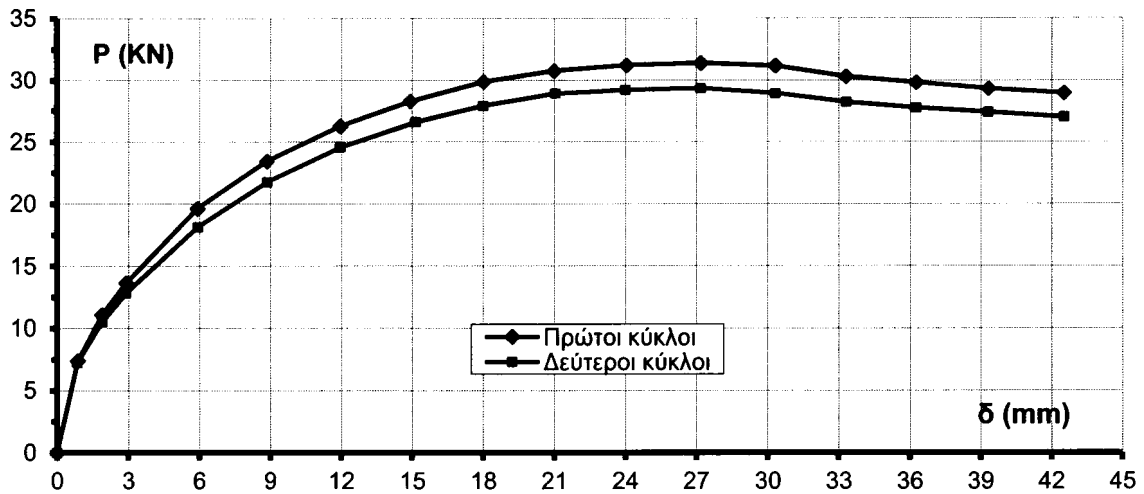
Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας τοιχοποιίας του Α.Π.Θ. υπό την επίβλεψη των Α. Καραλή υποψήφιου διδάκτορα του Α.Π.Θ., κ. Θ. Σαλονικίου κύριου ερευνητή του Ι.Τ.Σ.Α.Κ και κ. Κ.Α. Στυλιανίδη καθηγητή του Α.Π.Θ. Τα πειράματα που πραγματοποιήθηκαν περιλάμβαναν παρόμοια πλαίσια Ο.Σ. εκ των οποίων το ένα είναι γυμνό και τα άλλα, ενισχυμένα με διαφορετικό μεταλλικό σύνδεσμο. Τα πλαίσια σχεδιάστηκαν με βάσει παλαιούς κανονισμούς και με χαμηλής ποιότητας υλικά για να επιτευχθεί όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική προσομοίωση των προς ενίσχυση κατασκευών. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ήταν σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής $f_c = 16$ MPa και λείος χάλυβας αντοχής $f_y/f_u = 450/540$ MPa για τον διαμήκη οπλισμό και $f_y/f_u = 265/390$ MPa για τον εγκάρσιο οπλισμό. Η όπλιση του πλαισίου έγινε με της παλιές διατάξεις δηλαδή με αραιούς συνδετήρες ακόμα και στις κρίσιμες περιοχές και με μικρά μήκη αγκύρωσης. Ο οπλισμός και οι διαστάσεις του πλαισίου φαίνονται στο Σχήμα 17.



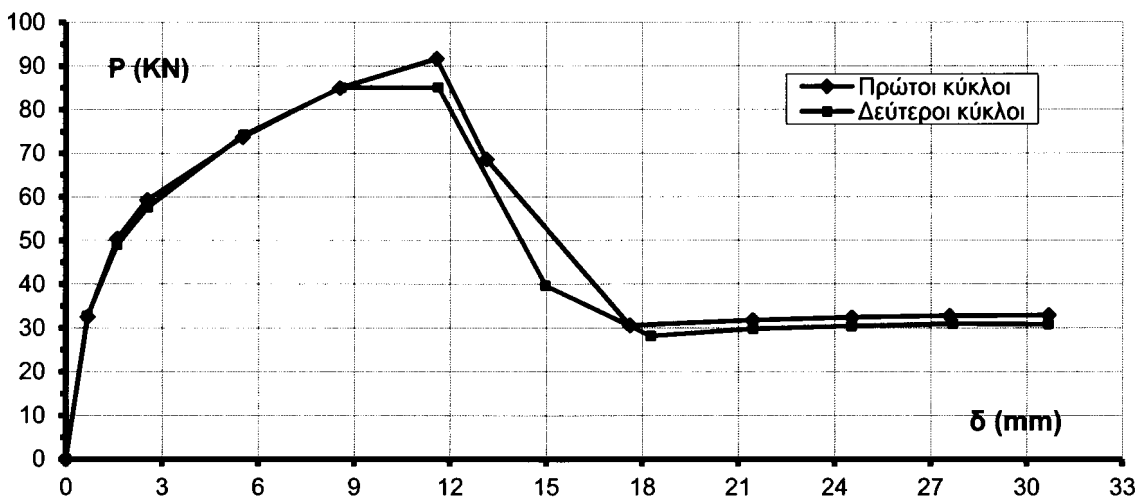
Σχήμα 17. Γεωμετρία και οπλισμός πλαισίου [3]

Τα πλαίσια υποβλήθηκαν σε οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση πολλών πλήρων κύκλων με έλεγχο μετακίνησης (displacement control). Τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετακίνηση οροφής φαίνονται παρακάτω και γίνεται εμφανής η συνεισφορά του συνδέσμου στην αντοχή του πλαισίου. Το γυμνό πλαίσιο εμφάνισε πλαστικές αρθρώσεις στην βάση και στην κορυφή των υποστυλωμάτων και οδήγησαν σε αστοχία λόγω μηχανισμού ορόφου. Αντίθετα το ενισχυμένο πλαίσιο με την ενεργοποίηση του μεταλλικού συνδέσμου παρουσίασε αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής σε μικρές μετακινήσεις. Ο σύνδεσμος είναι απόλυτα ενεργός για γωνιακή μετακίνηση της τάξεως του 1% και στο πλαίσιο είχε αρχίσει ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις ίδιες θέσεις με αυτές του γυμνού πλαισίου. Αμέσως μετά ο σύνδεσμος αστοχεί ψαθυρά με

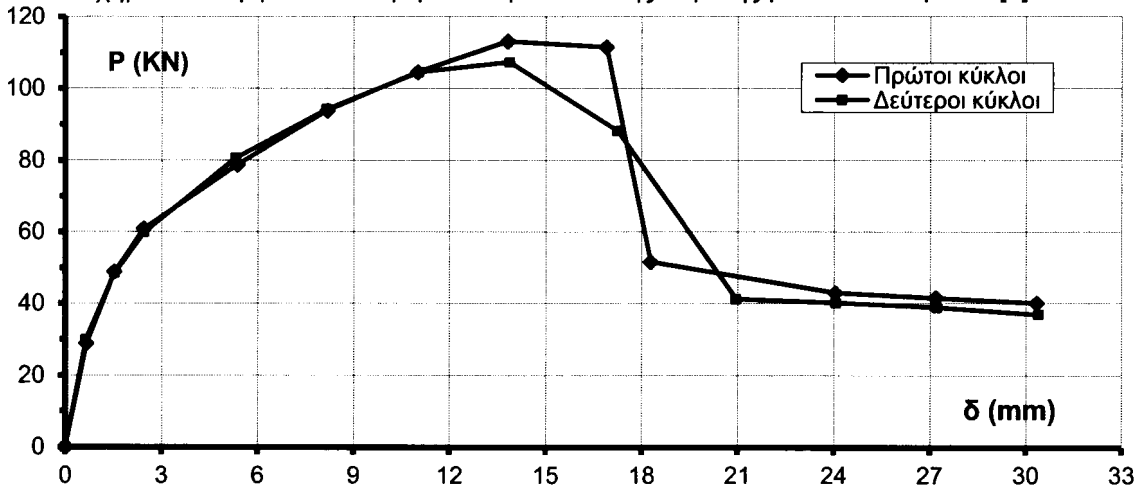
οριζόντιο αποχωρισμό συνοδευόμενο από έντονη στρέβλωση. Μετά την αστοχία του συνδέσμου η αντοχή του πλαισίου πέφτει σε αυτή του γυμνού πλαισίου με χαμηλή όμως φέρουσα ικανότητα. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης οροφής των υπό εξέταση πλαισίων για του διάφορους μεταλλικούς συνδέσμους που μελετήθηκαν.



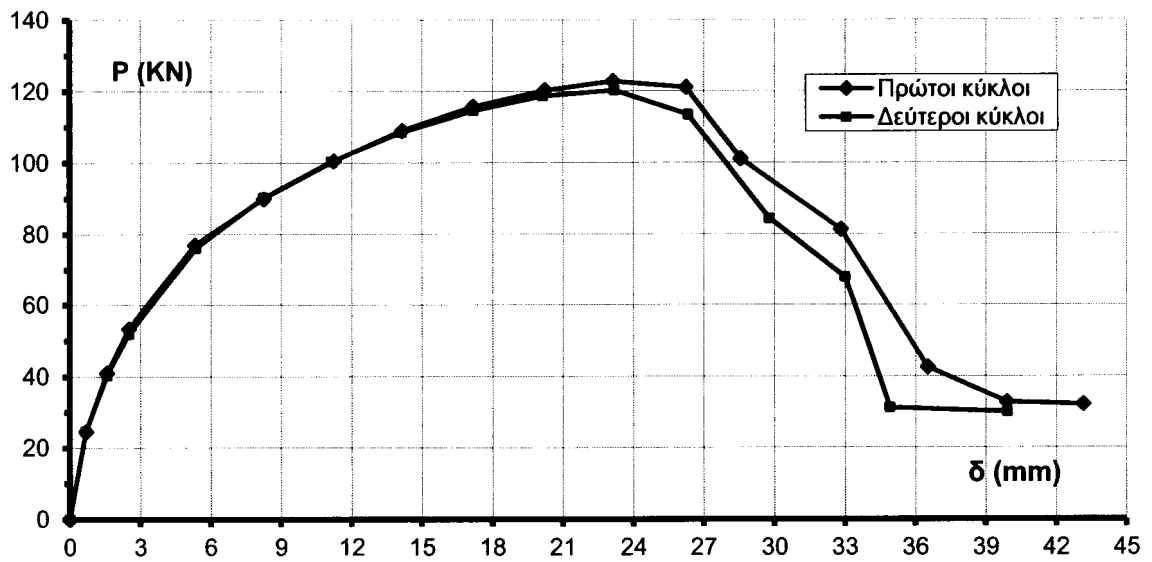
Σχήμα 18. Περιβάλλουσα φορτίου – μετατόπισης κεφαλής γυμνού πλαισίου [3]



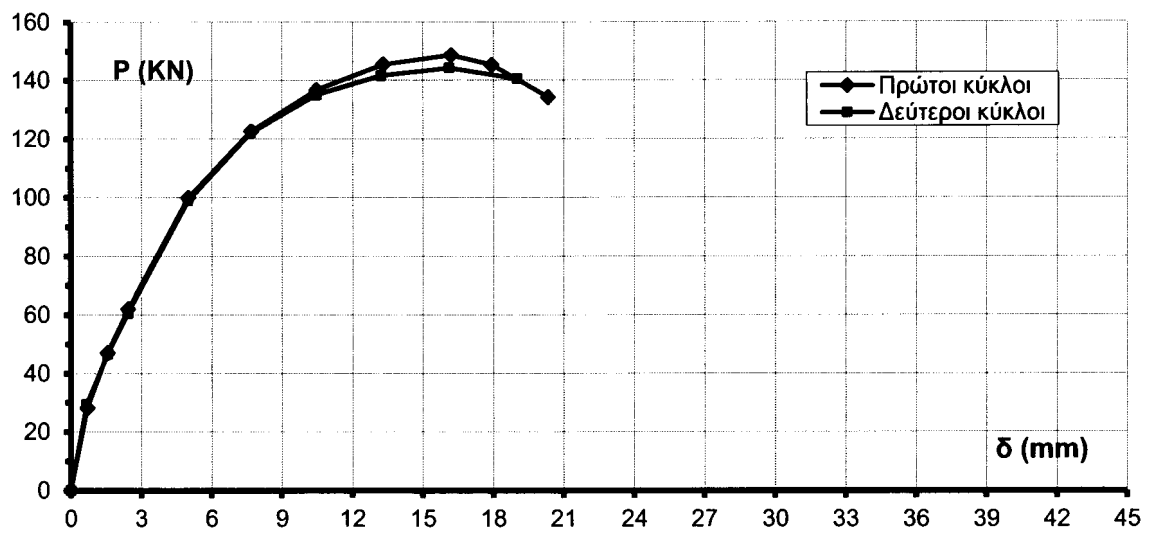
Σχήμα 19. Περιβάλλουσα φορτίου – μετατόπισης κεφαλής με το σύνδεσμο Σ1 [3]



Σχήμα 20. Περιβάλλουσα φορτίου – μετατόπισης κεφαλής με το σύνδεσμο Σ2 [3]



Σχήμα 21. Περιβάλλουσα φορτίου – μετατόπισης κεφαλής με το σύνδεσμο Σ3 [3]



Σχήμα 22. Περιβάλλουσα φορτίου – μετατόπισης κεφαλής με το σύνδεσμο Σ4 [3]

3.5 Αριθμητική προσομοίωση των πειραμάτων με την χρήση Η/Υ

3.5.1 Εισαγωγή

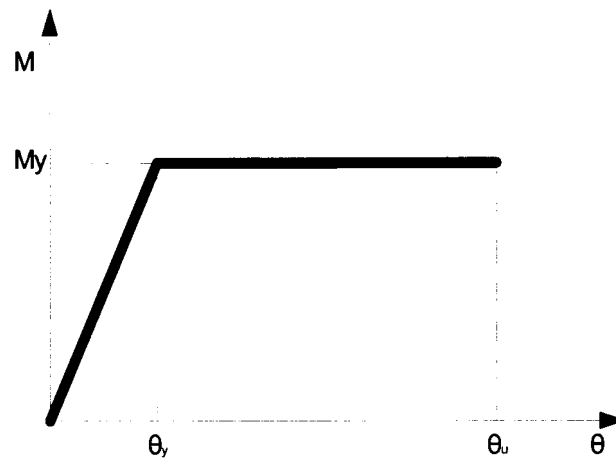
Σε αυτή την παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την αριθμητική προσομοίωση των πειραμάτων με τη χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000. Το μοντέλο του πλαισίου μορφώθηκε σε ένα δισδιάστατο προσομοίωμα σύμφωνα με τις διαστάσεις και τα υλικά που προβλέπονταν στο πείραμα. Στο πλαίσιο ελήφθησαν υπόψη όλες οι κρίσιμες μη-γραμμικότητες, όπως η διαρροή του οπλισμού και η διαρροή του μεταλλικού συνδέσμου. Τα αποτελέσματα από την αριθμητική προσομοίωση συγκρίθηκαν με αυτά των πειραμάτων [3] με σκοπό να διαπιστωθεί η ορθότητα των παραδοχών που έγιναν στο στατικό πρόγραμμα, ώστε αυτό να μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα και σε μεγαλύτερα και πολυπλοκότερα προσομοιώματα. Να τονιστεί ότι η διερεύνηση της συμπεριφορά του πλαισίου έγινε χρησιμοποιώντας τους συνδέσμους Σ1 και Σ2.

3.5.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Το δισδιάστατο μοντέλο που δημιουργήθηκε αποτελείται από πεπερασμένα στοιχεία δοκού επίπεδου πλαισίου. Κάθε στοιχείο έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο u_1, u_1, θ_1 και u_2, u_2, θ_2 και για την προσομοίωση του μεταλλικού συνδέσμου χρησιμοποιήθηκε στοιχείο με μη γραμμικά χαρακτηριστικά (link element) που διαθέτει το πρόγραμμα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και της δοκού σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα Section designer που περιλαμβάνεται στο πρόγραμμα του SAP2000 και με την βοήθεια αυτού υπολογίστηκαν οι αντοχές των διατομών.

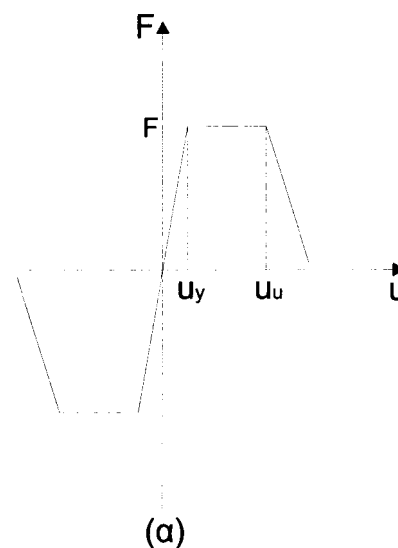
Το μοντέλο μορφώθηκε με τρόπο τέτοιο ώστε να είναι όσο το δυνατόν πιο κοντά στο δοκίμιο της πειραματικής διάταξης. Στα πειράματα είχε τοποθετηθεί η μεταλλική διάταξη χωρίς τον κατακόρυφο μεταλλικό σύνδεσμο [3] και η επιλογή της τοποθέτησης της μεταλλικής διάταξης στο πλαίσιο, έναντι τελείως γυμνού πλαισίου, έγινε για να είναι ευκολότερη η κατανόηση της συμπεριφοράς των κατακόρυφων συνδέσμων απόσβεσης μιας και η παρουσία των στοιχείων δικτύωσης προκαλούν αύξηση της ακαμψίας του πλαισίου. Το σημείο πάκτωσης των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκε ψηλότερα κατά 15cm από τη στάθμη θεμελίωσης και αυτό γιατί η σύνδεση του πλαισίου σκυροδέματος με το μεταλλικό πλαίσιο προκαλεί τοπικές συνθήκες πάκτωσης. Η συνδεσμολογία των μεταλλικών διατάξεων με τα υποστυλώματα του πλαισίου έχει σαν αποτέλεσμα να μειώνεται το καθαρό ύψος των υποστυλωμάτων και η πλαστική άρθρωση να εμφανίζεται ακριβώς πάνω από το σημείο σύνδεσης των μεταλλικών ράβδων με το υποστυλώμα. Η παρουσία και μόνο των διαγώνιων συνδέσμων επηρεάζει τη συμπεριφορά του πλαισίου σε σχέση με το αντίστοιχο τελείως γυμνό πλαίσιο. Άμεσο επακόλουθο όλων αυτών είναι η μικρή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του πλαισίου. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στην σύνδεση της δοκού με τα υποστυλώματα. Στη περίπτωση σύνδεσης δύο στοιχείων στο πρόγραμμα (όπως μια δοκός με ένα υποστυλώμα) υπάρχει ένα τμήμα σε κάθε στοιχείο το οποίο υπερκαλύπτεται από τη διατομή του άλλου. Όταν το μήκος αυτού του τμήματος είναι σημαντικό σε σχέση με το συνολικό μήκος του στοιχείου τότε πρέπει να ληφθεί υπόψη η ακαμψία αυτού του τμήματος για την αποφυγή σφαλμάτων στα αποτελέσματα. Έτσι στα σημεία σύνδεσης τοποθετήθηκαν ράβδοι με πολύ μεγάλη ακαμψία έτσι ώστε να παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτοι οι κόμβοι

κατά την ανάλυση. Πλαστικές αρθρώσεις καθορίστηκαν στην αρχή και στο πέρας κάθε δοκού ενώ στα υποστυλώματα στην κεφαλή και στον πόδα αυτών. Να σημειωθεί ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που ορίστηκαν στα υποστυλώματα εξαρτώνται μόνο από την τιμή της ροπής και αυτό γιατί στο πλαίσιο δεν εφαρμόζονται κατακόρυφα φορτία πλην του ίδιου βάρους. Ομοίως και οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς εξαρτώνται μόνο από την τιμή της ροπής. Ο νόμος ροπής-στροφής που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 23).



Σχήμα 23. Νόμος πλαστικής άρθρωσης

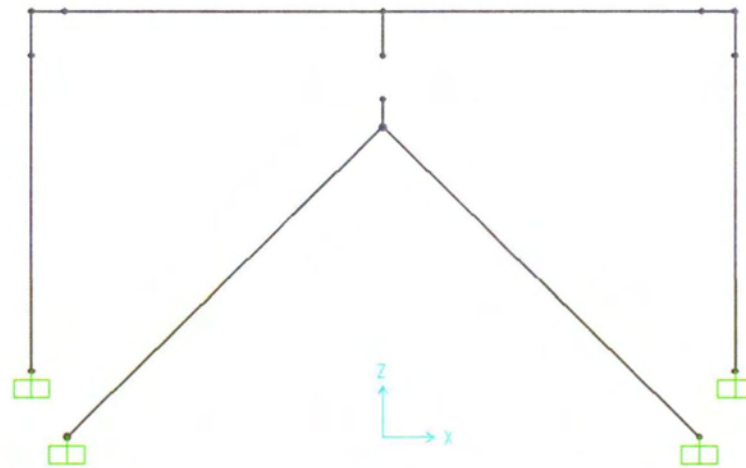
Όσον αφορά τον μεταλλικό σύνδεσμο η προσομοίωση του έγινε με μη γραμμικά στοιχεία (link elements) που διαθέτει το πρόγραμμα, με την αντίστοιχη ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Ο νόμος που δύναμης-μετακίνησης που διέπει τα μη γραμμικά στοιχεία (link elements) δίνεται στο Σχήμα 24, όπου F η δύναμη διαρροής του συνδέσμου και u η οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής του συνδέσμου.



Σχήμα 24. Νόμος δύναμης-μετακίνηση ελαστοπλαστικού συνδέσμου

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι η πτώση αντοχής που φαίνεται στο διάγραμμα οφείλεται στην αστοχία του συνδέσμου που παρατηρήθηκε στο πείραμα κατά την διάρκεια της φόρτισης. Η απότομη πτώση της αντοχής του μεταλλικού συνδέσμου προκαλούσε αριθμητική αστάθεια στο πρόγραμμα και για αυτό επιλέχθηκε μια ηπιότερη κλίση στον πτωτικό κλάδο του διαγράμματος δύναμης-μετακίνησης του συνδέσμου.

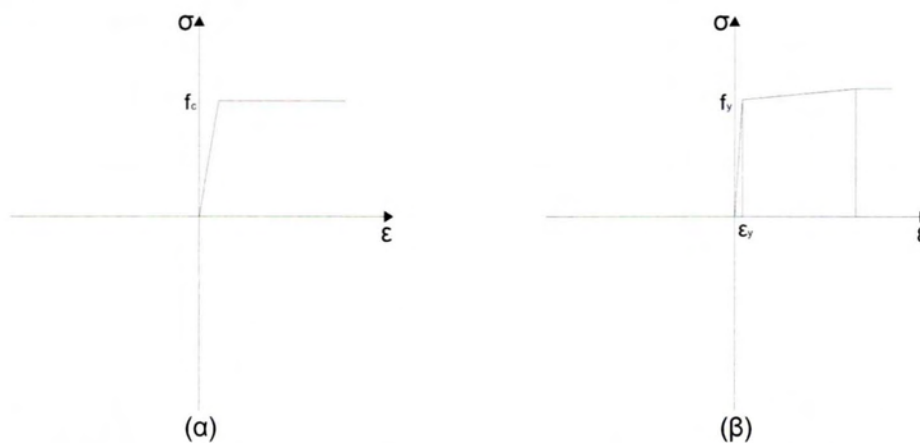
Στο Σχήμα 25 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του πλαισίου με τα μεταλλικά στοιχεία δικτύωσης αλλά χωρίς τον μεταλλικό σύνδεσμο.



Σχήμα 25. Το δισδιάστατο μοντέλο του υπό μελέτη πλαισίου.

3.5.3 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ήταν σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής $f_c = 16 \text{ MPa}$ και λείος χάλυβας αντοχής $f_y/f_u = 450/540 \text{ MPa}$ για τον διαμήκη και $f_y/f_u = 265/390 \text{ MPa}$ για τον εγκάρσιο οπλισμό αντίστοιχα. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E είναι 28.4 GPa και ο λόγος Poisson $\nu = 0.16$ ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι 200 GPa και το ο λόγος Poisson $\nu = 0.20$. Ο νόμος συμπεριφοράς των υλικών φαίνεται στο Σχήμα 26.



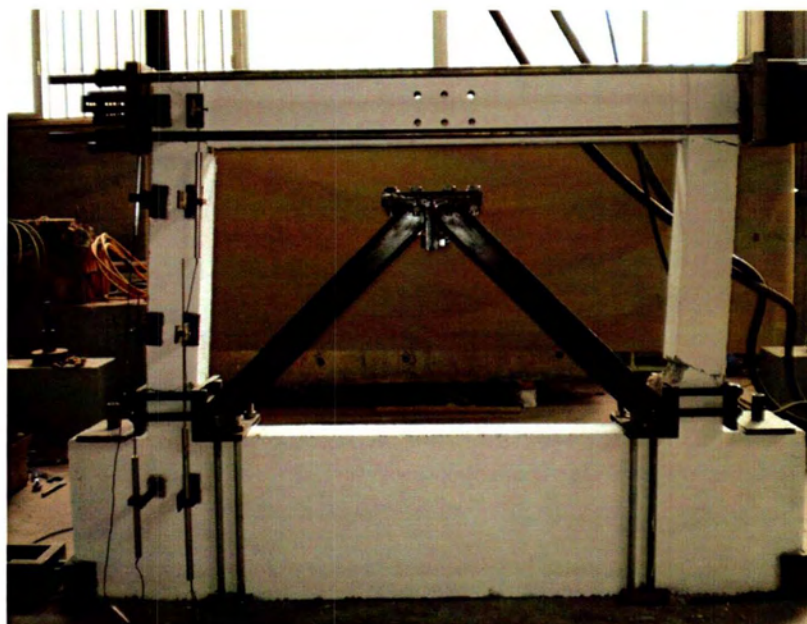
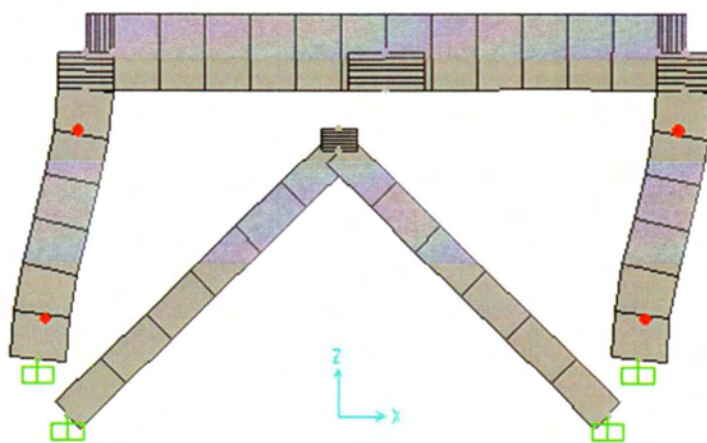
Σχήμα 26. Νόμος τάσεων - παραμορφώσεων που διέπουν την συμπεριφορά (α) του σκυροδέματος (β) του χάλυβα αντίστοιχα

Οι κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι είναι χαλύβδινοι με ελαστοπλαστική συμπεριφορά με $f_y / f_y = 300 / 375$ MPa. Το μέτρο ελαστικότητας τέθηκε ίσο με 210GPa και ο λόγος Poisson $\nu=0.3$.

3.5.4 Επιλύσεις

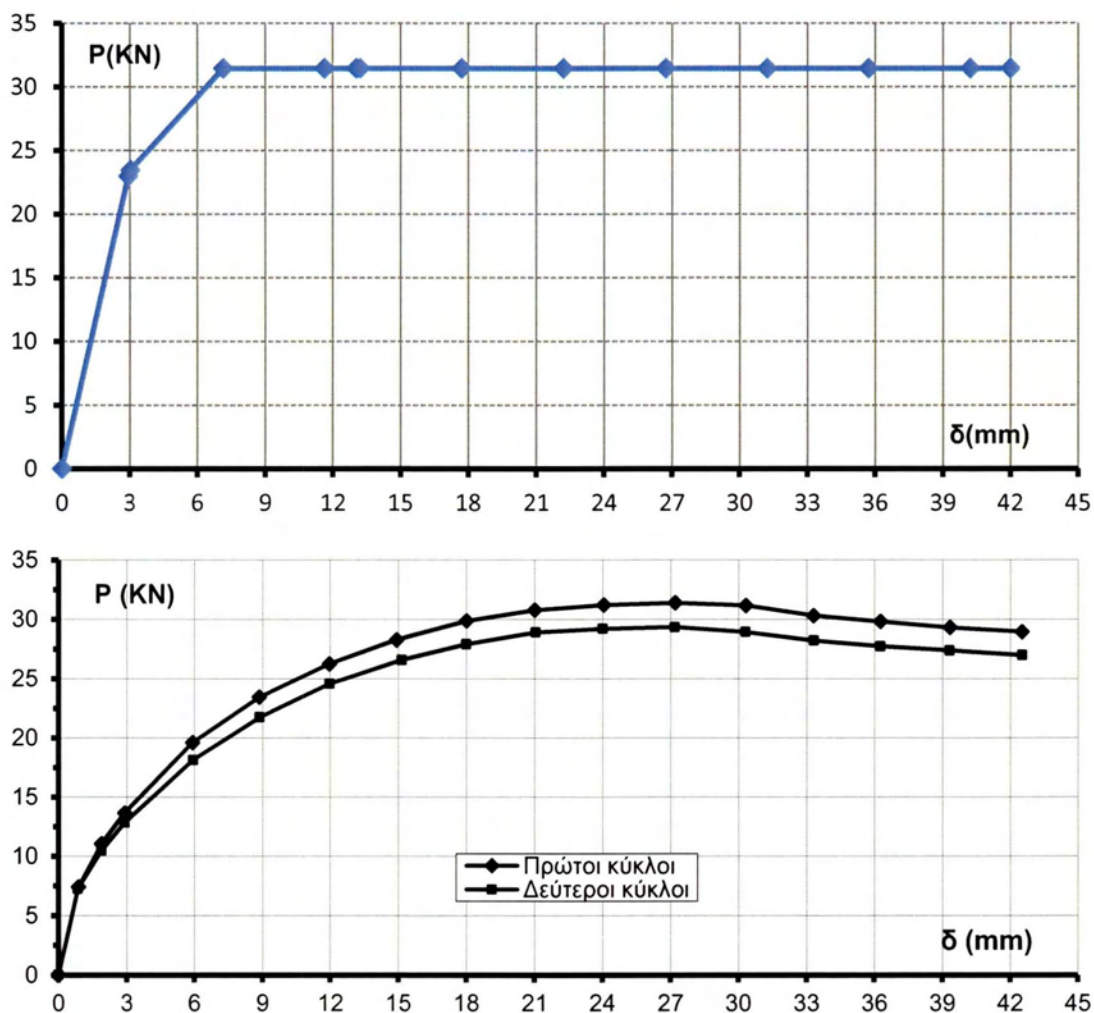
Στο πλαίσιο εφαρμόστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση με σκοπό να αποτιμηθεί η αντοχή του. Στο ανώτερο επίπεδο του πλαισίου εφαρμόστηκε οριζόντιο στατικό φορτίο με μετακίνηση στόχο τα 3cm.

Το πλαίσιο με την μεταλλική διάταξη, αλλά χωρίς τον μεταλλικό σύνδεσμο εμφάνισε παρόμοια συμπεριφορά με αυτή που είχε το πλαίσιο κατά την πειραματική διαδικασία. Οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν στον πόδα των υποστυλωμάτων και στην συνέχεια στην κεφαλή του υποστυλώματος, οδηγώντας το πλαίσιο σε μηχανισμό κατάρρευσης ορόφου όπως φαίνεται στο Σχήμα 27.



Σχήμα 27. Δημιουργία μηχανισμού ορόφου τόσο στο SAP2000 όσο και στο πείραμα.

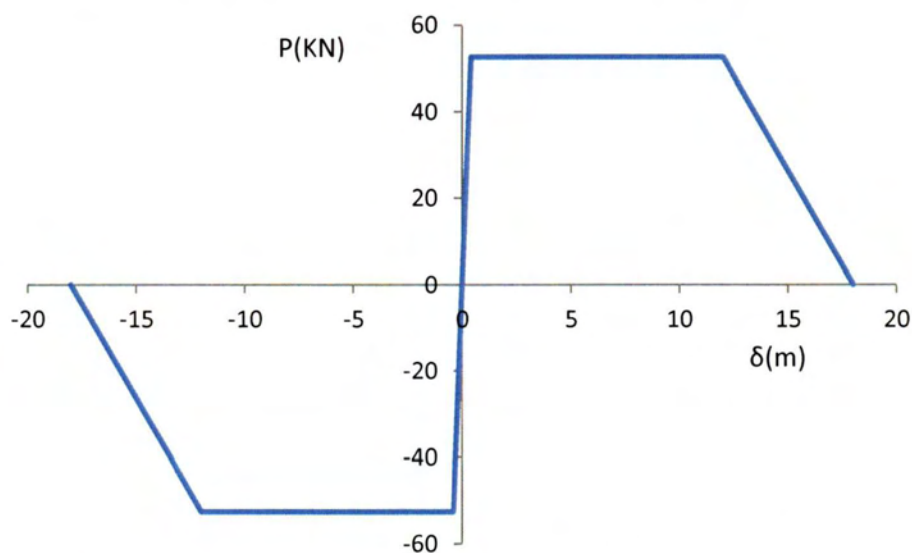
Στη συνέχεια συγκρίθηκε η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, όπως προέκυψε από τα περάματα και την ανάλυση που έγινε με το στατικό πρόγραμμα στον Η/Υ. Παρατηρώντας τις δύο καμπύλες είναι εμφανές ότι η μέγιστη τέμνουσα βάση σαν τιμή υπολογίζεται με αρκετή ακρίβεια από το πρόγραμμα. Η πιο απότομη αύξηση της τέμνουσας βάσης στο διάγραμμα που προέκυψε από το πρόγραμμα, οφείλεται στο ότι το πρόγραμμα δεν μπορεί να λάβει υπόψη του με ακρίβεια τις μικρορηγματώσεις που εμφανίζονται στο σκυρόδεμα κατά την διάρκεια της φόρτισης και έχουν σαν αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή του. Ένα άλλος λόγος είναι ο τρόπος επιβολής της φόρτισης, στο μεν πείραμα η κεφαλή του πλαισίου υποβλήθηκε σε οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση πολλών πλήρων κύκλων με έλεγχο μετακίνησης (displacement control), ενώ στο πρόγραμμα η φόρτιση έγινε με σταθερό στατικό φορτίο με σημείο εφαρμογής το σημείο σύνδεσης της δοκού με το υποστύλωμα με παράλληλο έλεγχο μετακίνησης της κορυφής του πλαισίου. Για αυτούς τους λόγους, επιλέχθηκε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος να μειωθεί κατά 50% έτσι ώστε να θεωρείται ρηγματωμένη διατομή και τα αποτελέσματα να προσεγγίζουν το πραγματικό φαινόμενο. Παρακάτω στο Σχήμα 28. φαίνονται τα δύο διαγράμματα τέμνουσας βάσης- μετακίνησης οροφής, του γυμνού πλαισίου, πρώτα από την ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα και μετά από το πείραμα.



Σχήμα 28. Καμπύλης P- δ από την ανάλυση με το πρόγραμμα και το πείραμα.

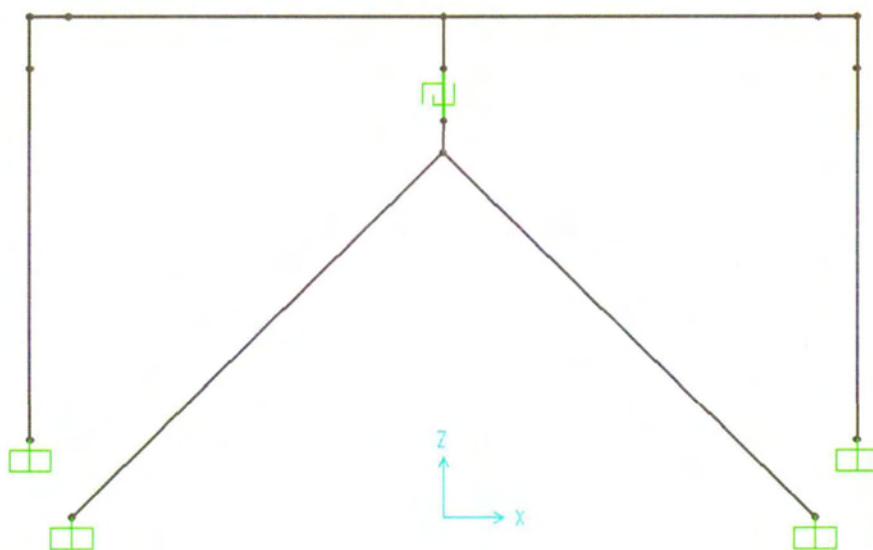
Στη συνέχεια μελετήθηκε η συμπεριφορά του πλαισίου όταν σε αυτό έχει τοποθετηθεί ο μεταλλικός σύνδεσμος και συγκρίθηκε με τα αποτελέσματα που έδωσαν τα πειράματα.

Αρχικά μελετήθηκε ο μεταλλικός σύνδεσμος Σ1 για την ενίσχυση του πλαισίου. Αυτή η πρώτη μορφή ενίσχυσης περιλαμβάνει την τοποθέτηση μεταλλικής λάμας διατομής 70x6mm και ύψους 100mm. Όπως προέκυψε από τις αναλύσεις που έκαναν οι Κ.Α Georgiadi-Stefanidi & Ε.Σ. Mistakidis [2] καθορίστηκε ένας απλοϊκός νόμος δύναμης- μετατόπισης που ακολουθεί ο σύνδεσμος που φαίνεται στο Σχήμα 29.



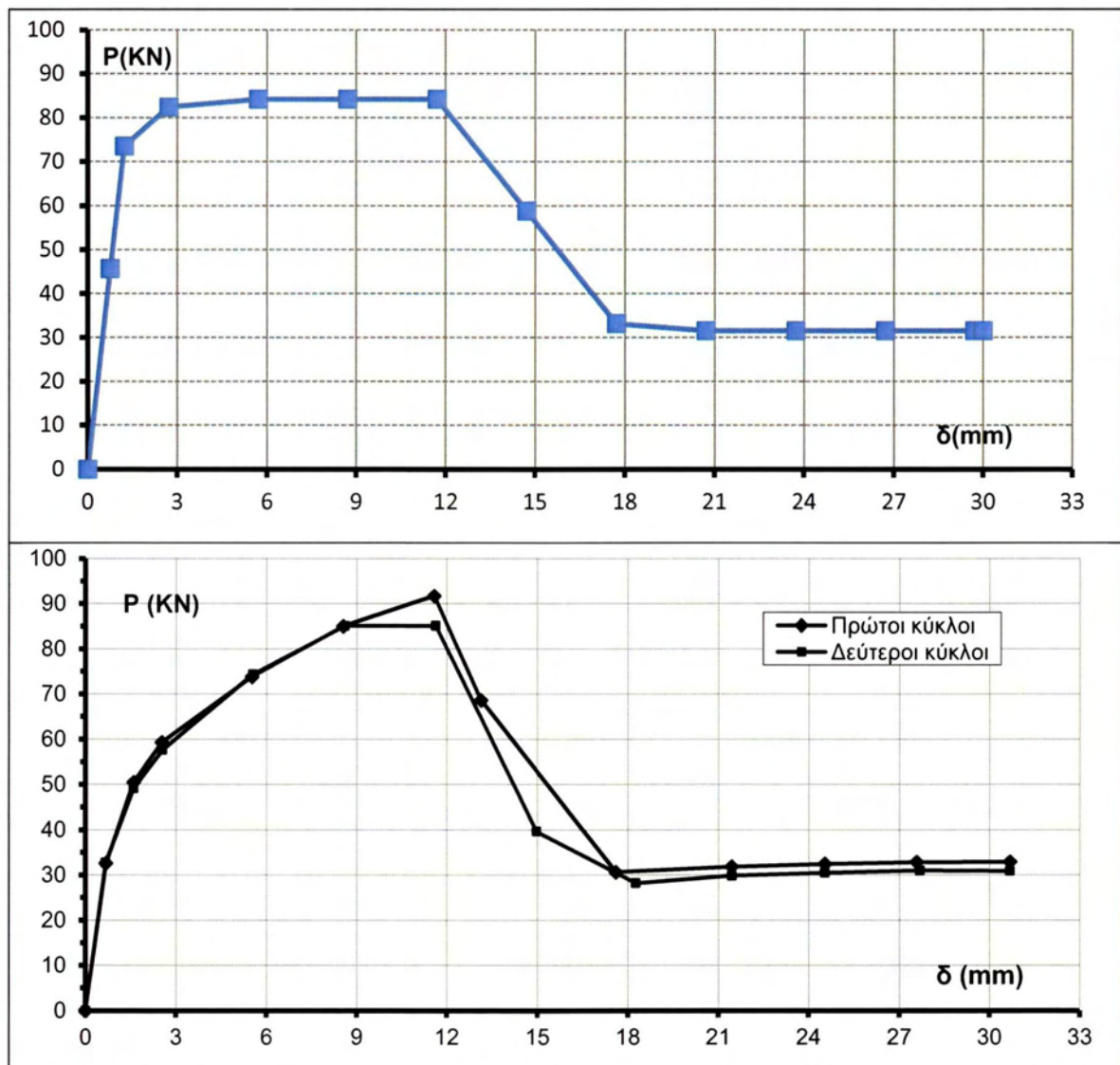
Σχήμα 29. Νόμος δύναμης-μετατόπισης για το σύνδεσμο Σ1.

Από τους διαθέσιμους τύπους συνδέσμων (link) που διαθέτει το πρόγραμμα επιλέχθηκε ο τύπος Multilinear Plastic όπου και στην εγκάρσια διεύθυνση του ορίστηκε ο παραπάνω νόμος. Το πλαίσιο με τον σύνδεσμο όπως μορφώθηκε στο πρόγραμμα φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 30).



Σχήμα 30. Προσομοίωμα του πλαισίου με το σύνδεσμο

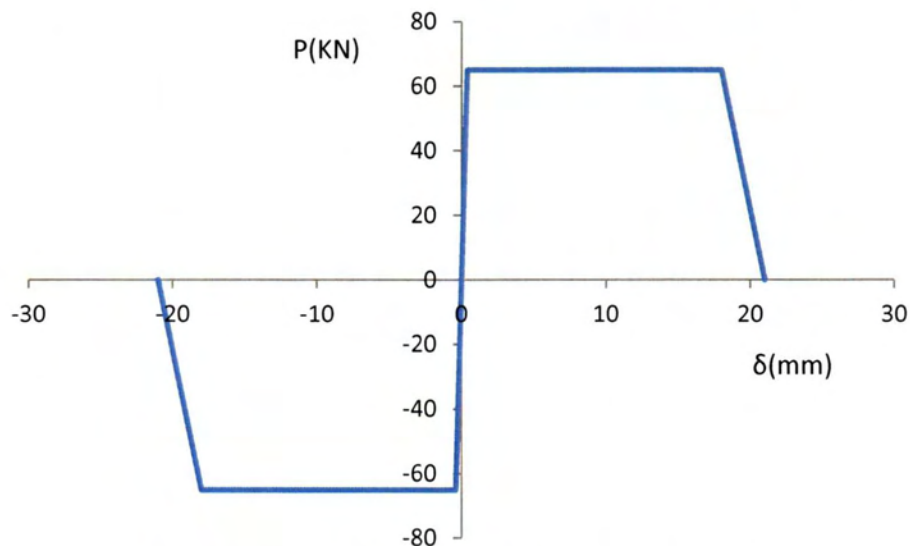
Το ενισχυμένο πλαίσιο με την προσθήκη του συνδέσμου παρουσίασε αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του, όσο ήταν ενεργός ο σύνδεσμος. Η φέρουσα ικανότητα του πλαισίου σχεδόν τριπλασιάστηκε σε σχέση με τον γυμνό πλαίσιο. Ο μεταλλικός σύνδεσμος είναι ενεργός μέχρι γωνιακές παραμορφώσεις της τάξεως 1.2% δηλαδή για μετακίνηση 12mm. Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις ο σύνδεσμος αστοχεί λόγω οριζόντιου αποχωρισμού και η αντοχή του πλαισίου πέφτει σε αυτή που έχει το γυμνό πλαίσιο έως ότου φτάσει την μετακίνηση στόχου που έχει καθοριστεί. Η καμπύλη P-δ του ενισχυμένου πλαισίου όπως προέκυψε από το πρόγραμμα φαίνεται παρακάτω σε αντιπαραβολή με την καμπύλη P-δ του πειράματος.



Σχήμα 31. Καμπύλης P-δ από την ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα και το πείραμα μετά την προσθήκη του συνδέσμου Σ1.

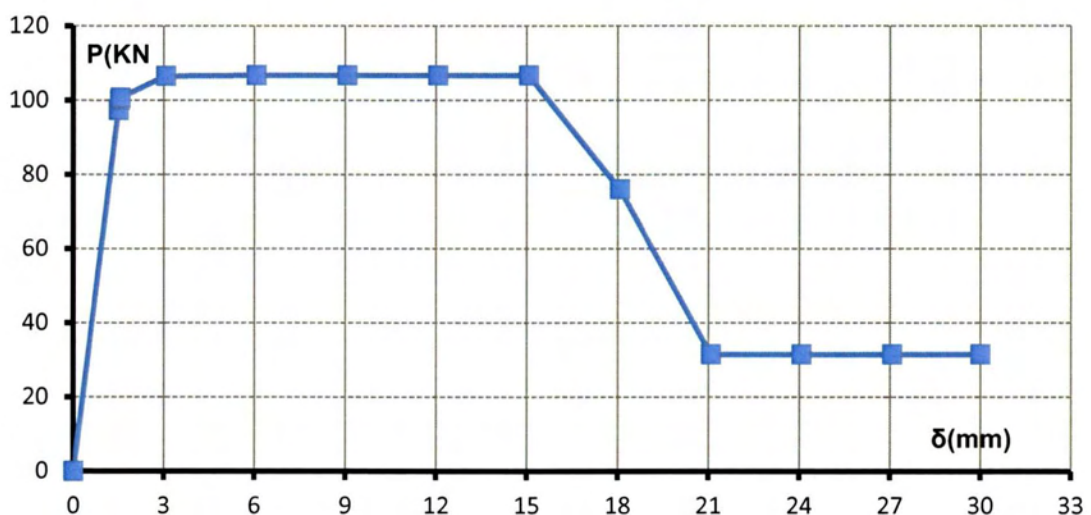
Όσο ο σύνδεσμος είναι ενεργός στο πλαίσιο σκυροδέματος έχει αρχίσει ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων. Οι πλαστικές αρθρώσεις εντοπίζονται στις ίδιες θέσεις με αυτές που εμφανίστηκαν στο γυμνό πλαίσιο, δηλαδή στην βάση και στην κεφαλή των υποστυλωμάτων. Στη συνέχεια ο σύνδεσμος που μελετήθηκε ήταν

ο Σ2. Πρόκειται για μεταλλικό σύνδεσμο με διατομή διπλού T με διαστάσεις της διατομής ύψος 60mm, πλάτος πελμάτων 30mm και πάχος κορμού και πελμάτων 6mm (Σχήμα 10). Το ύψος του συνδέσμου διατηρήθηκε στα 100mm όπως στην περίπτωση του συνδέσμου Σ1. Η διατομή διπλού T έχει καλύτερη συμπεριφορά από αυτή της μεταλλικής λάμας καθώς τα πέλματα της διατομής αποτρέπουν την στρέβλωση του κορμού. Ο σύνδεσμος αυτός αστοχεί σε μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση από τον σύνδεσμο Σ1 όπως έδειξαν τα πειράματα. Η αστοχία του ξεκινά σε γωνιακή παραμόρφωση 1.8%. Ο νόμος δύναμης-μετατόπισης που ακολουθεί ο σύνδεσμος Σ2 φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 32.

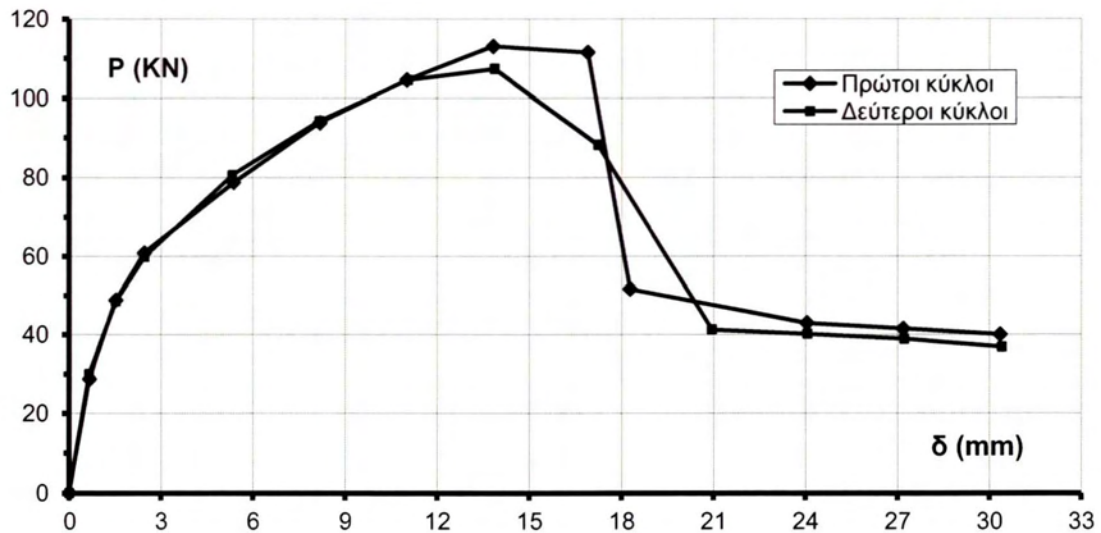


Σχήμα 32. Νόμος δύναμης-μετατόπισης για το σύνδεσμο Σ2.

Ο κατακόρυφος μεταλλικός σύνδεσμος Σ2 διατομής διπλού T λόγω της μορφής της διατομής του και λόγω του χαμηλού του ύψους, καθιστά το πλαίσιο πιο ανθεκτικό και πιο δύσκαμπτο απ' ό,τι η κατακόρυφη μεταλλική λάμα (Σ1). Η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από την ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα του ενισχυμένου πλαισίου φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 33(α)) και παρακάτω η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από το πείραμα (Σχήμα 33(β))

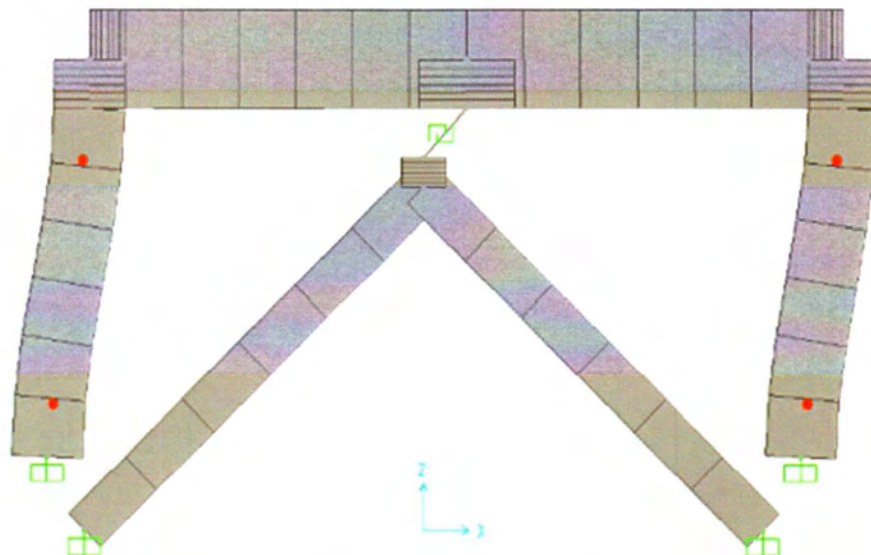


Σχήμα 33(α). Καμπύλης P-δ από την ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα με το σύνδεσμο Σ2.



Σχήμα 33(β). Καμπύλης P- δ από τα πειράματα με το σύνδεσμο Σ2.

Η αυξημένη αντοχή το συνδέσμου, είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση και της αντοχής του ενισχυμένου πλαισίου. Η φέρουσα ικανότητα του πλαισίου σχεδόν τετραπλασιάστηκε σε σχέση με αυτή του γυμνού ενώ σε σχέση με το πλαίσιο με τον σύνδεσμο Σ1 η συνολική αντοχή αυξήθηκε κατά 30% περίπου. Μετά την αστοχία του συνδέσμου η αντοχή του πλαισίου πέφτει σε αυτήν του γυμνού πλαισίου. Στα υποστυλώματα άρχισαν να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις ίδιες θέσεις με αυτές του γυμνού πλαισίου, δηλαδή στη βάση και στην κεφαλή των υποστυλωμάτων Σχήμα 34.

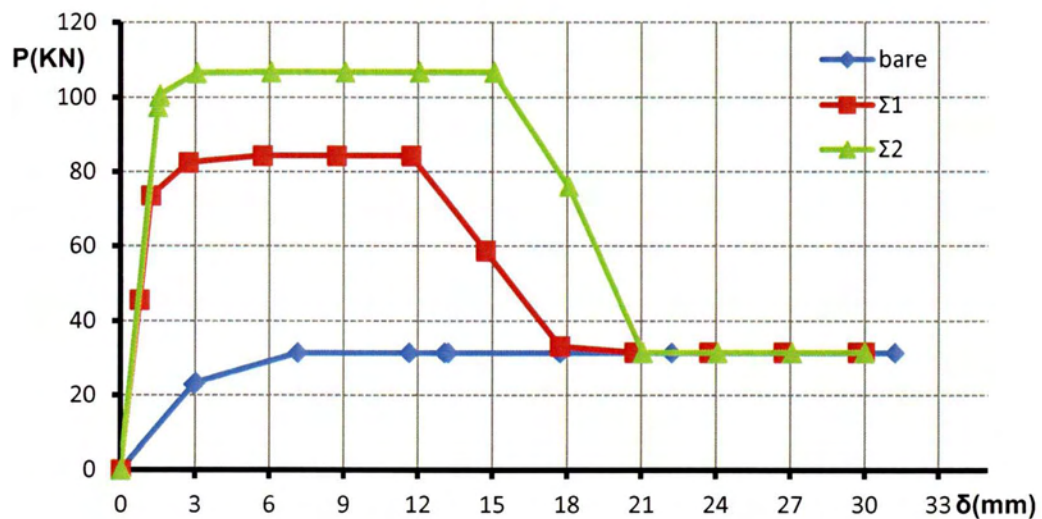


Σχήμα 34. Μηχανισμός αστοχία ενισχυμένου πλαισίου.

3.5.5 Συμπεράσματα

Αρχικά κρίνονται ικανοποιητικά τα αποτελέσματα που έδωσε η ανάλυση με το στατικό πρόγραμμα. Οι αριθμητικές αναλύσεις προσεγγίζουν με αρκετή ακρίβεια τα

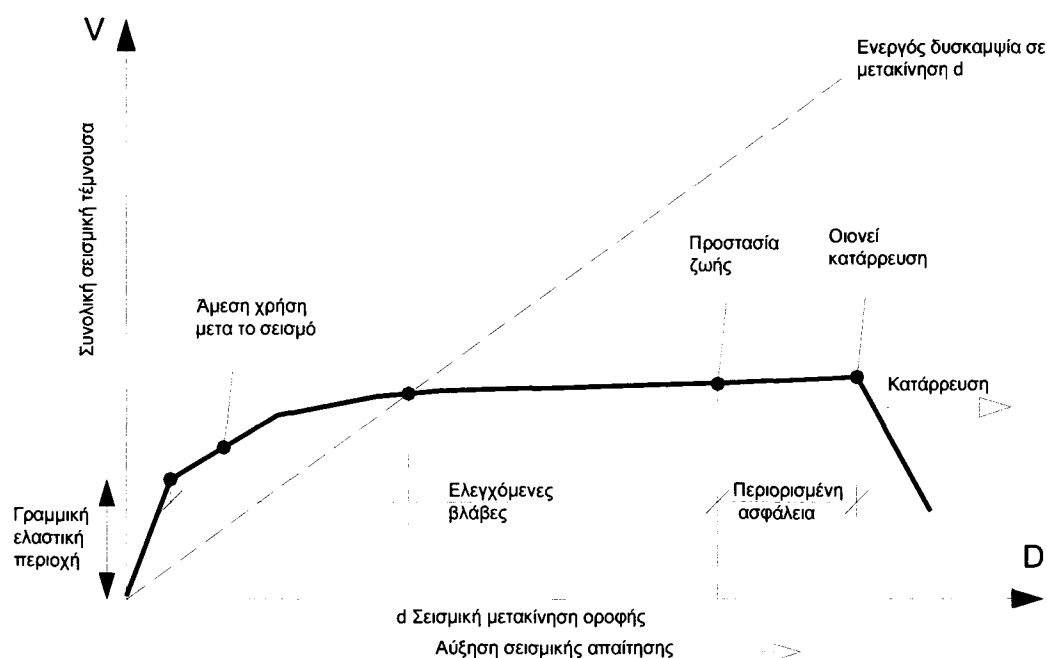
πειραματικά αποτελέσματα και επομένως το στατικό πρόγραμμα και οι παραδοχές που έγιναν κρίνονται επαρκής ώστε να μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα και σε μεγαλύτερα και πολυπλοκότερα προσομοιώματα. Από τα αποτελέσματα που έδωσαν οι αναλύσεις τόσο με το πέρας της πειραματικής διαδικασίας όσο και με τη χρήση του στατικού προγράμματος διαπιστώθηκε ότι οι σύνδεσμοι Σ1 και Σ2 αυξάνουν την ακαμψία του πλαισίου και την φέρουσα ικανότητά του. Ο σύνδεσμος Σ1 με μορφή ορθογωνικής λάμας ύψους 100mm τριπλασιάζει σχεδόν την αντοχή του πλαισίου ενώ ο σύνδεσμος Σ2 διατομής διπλού T με το ίδιο ύψος τετραπλασιάζει την φέρουσα ικανότητα του πλαισίου, όπως φαίνεται και στο παρακάτω συγκεντρωτικό διάγραμμα (Σχήμα 35). Παράλληλα έγινε σαφές ότι οι σύνδεσμοι μορφής διπλού T είναι πιο αποδοτικοί από αυτούς με ορθογωνική διατομή, καθώς τα πέλματα της διατομής αποτρέπουν την στρέβλωση του κορμού της διατομής επιτρέποντας στο σύνδεσμο να φτάνει μεγαλύτερες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης και κατ' επέκταση να αυξάνει την πλαστιμότητα του συστήματος.



Σχήμα 35. Συγκεντρωτικό διάγραμμα P-δ για όλα τα δοκίμια.

4. Διαδικασία προδιαστασιολόγησης μεταλλικού συνδέσμου

Το προηγούμενο κεφάλαιο ανέδειξε το πόσο σημαντικά είναι τα χαρακτηριστικά (διατομή, ακαμψία, ύψος) του μεταλλικού συνδέσμου και το πώς κάθε σύνδεσμος συμβάλει στην βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του πλαισίου. Σε αυτή την παράγραφο προτείνεται μία μεθοδολογία για τον καθορισμό των χαρακτηριστικών της ενίσχυσης (τύπος συνδέσμου, αριθμός συνδέσμων, τύπος συνδέσμου). Προτού καθοριστεί μια στρατηγική θα πρέπει να γίνει κατανοητό το πώς συμβάλει στην βελτίωση της σεισμικής απόκρισης μιας υφιστάμενης κατασκευής, η προσθήκη μεταλλικών συνδέσμων υψηλής δυσκαμψίας. Η συμπεριφορά μίας κατασκευής μπορεί να αποτυπωθεί υπό μορφή γραφήματος για τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 36.

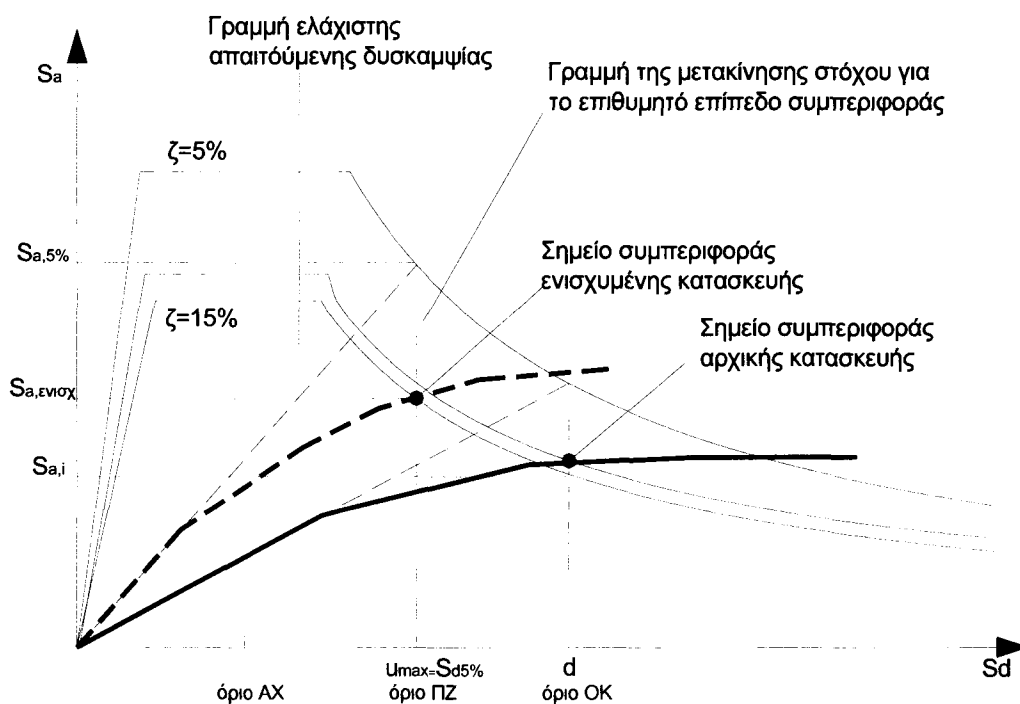


Σχήμα 36. Τυπική καμπύλη ικανότητας

Ο καθορισμών των σημείων σεισμικής μετακίνησης πάνω στην καμπύλη ικανότητας, τα οποία αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα επίπεδα επιτελεστικότητας της κατασκευής, γίνεται με βάση την κρίση του μηχανικού και τα όρια που ορίζουν οι κανονισμοί. Στη συνέχεια η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε όρους φασματικής μετακίνησης και επιτάχυνσης (S_a , S_d), όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2, όπου απεικονίζεται η ικανότητα παραμόρφωσης της κατασκευής σε σχέση με το σεισμικό φάσμα απαίτησης. Στο Σχήμα 37 με συνεχή γραμμή απεικονίζεται η συμπεριφορά του προς ενίσχυση κτιρίου σε όρους φασματικής μετακίνησης και φασματικής επιτάχυνσης. Η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να επιτευχθεί από την κατασκευή είναι d για το επίπεδο "οιονεί κατάρρευση". Η εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης βασίζεται στην εύρεση ενός σημείου το οποίο ανήκει στην καμπύλη ικανότητας και τέμνει το φάσμα απαίτησης. Στο σημείο αυτό η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με την σεισμική απαίτηση που καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού και καλείται σημείο συμπεριφοράς (performance point) Σχήμα 37. Στην

περίπτωση που η καμπύλη αυτή δεν τέμνει το διάγραμμα φασματικής ικανότητας τότε η διαθέσιμη μέγιστη μετελαστική μετακίνηση υπολείπεται της απαιτούμενης. Έτσι η κατασκευή θα πρέπει να ενισχυθεί για την αύξηση της στιβαρότητας και της αντοχής της, ώστε η διαθέσιμη μετελαστική μετακίνηση να γίνει μεγαλύτερη της απαιτούμενης. Προκειμένου να βελτιώσουμε την συμπεριφορά της κατασκευής πρέπει να καθοριστεί η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής. Η διακεκομμένη γραμμή αντιπροσωπεύει μια πιθανή καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μετά την ενίσχυση. Αυτή η καμπύλη μας δείχνει πως με την στρατηγική ενίσχυσης επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας στην κατασκευή. Το σημαντικότερο είναι όμως ότι η ενισχυμένη επιτυγχάνει μεγαλύτερο ποσοστό απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας για μικρότερη τιμή μετακίνησης.

Επομένως, για να καθοριστεί μια διαδικασία προδιαστασιολόγησης, θα πρέπει ο μηχανικός να καθορίσει την μετακίνηση οροφής της κατασκευής και το επίπεδο απόσβεσης της του φάσματος ώστε να αποφανθεί για τα χαρακτηριστικά και την έκταση της ενίσχυσης.



Σχήμα 37.

Αρχικά ο μηχανικός καλείται να κάνει μια εκτίμηση για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής μετά την ενίσχυση. Μετά την προσθήκη της μεταλλικής ενίσχυσης αλλάζουν τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η περίοδος της κατασκευής του ενισχυμένου κτιρίου θα είναι μικρότερη από την αρχική καθώς με την προσθήκη της ενίσχυσης αυξάνεται η ακαμψία του κτιρίου. Όταν καθορίζεται η επιθυμητή περίοδος, T' , ουσιαστικά καθορίζεται και η ακαμψία την ενισχυμένης κατασκευής μιας και ο λόγος των ακαμψιών της απαιτούμενης ακαμψίας προς την αρχική ακαμψία είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου του λόγου της αρχικής περιόδου προς την επιθυμητή περίοδο της κατασκευής. Η ελάχιστη λοιπόν, απαιτούμενη δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο :

$$K_{\text{απαιτ}} = K_i \left(\frac{T_i}{T'} \right)^2$$

Όπου $K_{\text{απαιτ}}$ είναι η απαιτούμενη δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής και K_i και T_i είναι η δυσκαμψία και η περίοδος της κατασκευής προτού ενισχυθεί. Αφού καθοριστεί η απαιτούμενη δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής τότε η δυσκαμψία που θα πρέπει να έχει το σύστημα ενίσχυσης θα είναι $K_{\text{ενισχ}}$ και θα ισχύει η σχέση:

$$K_{\text{απαιτ}} = K_i + K_{\text{ενισχ}} \Rightarrow K_{\text{ενισχ}} = K_{\text{απαιτ}} - K_i$$

Υπολογίζεται ο λόγος της απαιτούμενης ακαμψίας της ενισχυμένης κατασκευής προς την μη ενισχυμένη. Ο ίδιος λόγος θα πρέπει να ισχύει και για τις ακαμψίες της pilotis. Δηλαδή θα πρέπει να ισχύει:

$$\frac{K_{\text{απαιτ}}}{K_i} = \frac{K_{\text{απαιτ pilotis}}}{K_{i \text{ pilotis}}}$$

όπου $K_{\text{απαιτ pilotis}}$ είναι η απαιτούμενη ακαμψία που πρέπει να έχει η pilotis μετά την ενίσχυση και $K_{i \text{ pilotis}}$ η αρχική ακαμψία της pilotis. Η ακαμψία της pilotis για το μη ενισχυμένο κτίριο υπολογίστηκε από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνηση οροφής της pilotis. Η ακαμψία της pilotis του ενισχυμένου κτιρίου θα αποτελείται από την ακαμψία της pilotis όπως ήταν στο μη ενισχυμένο κτίριο καθώς και από την ακαμψία που προσδίδει ο μεταλλικός σύνδεσμος. Δηλαδή θα ισχύει η σχέση:

$$K_{\text{απαιτ pilotis}} = K_{i \text{ pilotis}} + K_{\text{συνδ}}$$

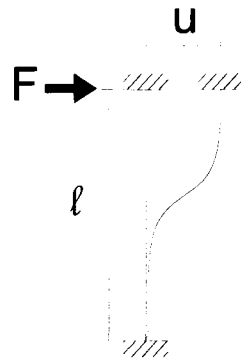
όπου $K_{\text{συνδ}}$ η απαιτούμενη ακαμψία που πρέπει να έχει ο μεταλλικός σύνδεσμος. Από αυτή τη σχέση και αφού ο λόγος των ακαμψιών της ενισχυμένης κατασκευής προς την μη ενισχυμένη είναι γνωστός υπολογίζεται η απαιτούμενη ακαμψία που πρέπει να έχει το σύστημα ενίσχυσης. Σε αυτό το σημείο ο μηχανικός μπορεί να επιλέξει τον αριθμό των συστημάτων ενίσχυσης που θα χρησιμοποιήσει διαιρώντας την απαιτούμενη ακαμψία της ενίσχυσης προς τον επιθυμητό αριθμό συστημάτων ενίσχυσης. Ταυτόχρονα ο μηχανικός καλείται να προκαθορίσει ένα επιθυμητό επίπεδο απόσβεσης που θα έχει η κατασκευή μετά την ενίσχυση. Επεκτείνοντας την ακτινική γραμμή της ελάχιστης απαιτούμενης δυσκαμψίας τέμνεται το ελαστικό φάσμα απαίτησης. Στη συνέχεια φέρνοντας την κατακόρυφο βρίσκεται το σημείο τομής της ευθείας αυτής με το φάσμα απαίτησης για το ποσοστό απόσβεσης που έχει προκαθοριστεί. Το σημείο τομής της κατακόρυφης ευθείας και του φάσματος δίνει την απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση που πρέπει να έχει το κτίριο μετά την ενίσχυση. Με δεδομένα τα παραπάνω υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης του ενισχυμένου κτιρίου. Η τέμνουσα βάσης που πρέπει να έχει η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να υπολογιστεί από την παρακάτω σχέση:

$$V_{\text{ενισχ}} = V_i \frac{S_{a \text{ ενισχ}}}{S_{a_i}}$$

Όπου $V_{\text{ενίσχυχ}}$ είναι η τέμνουσα βάσης που πρέπει να έχει η κατασκευή μετά την ενίσχυση ώστε να καλύπτει τις απαιτήσεις που ορίστηκαν, ενώ V_i είναι η τέμνουσα βάσης της κατασκευής πριν την ενίσχυση. $Sa_{\text{ενίσχυχ}}$ και Sa_i είναι η φασματική επιτάχυνση της ενισχυμένης και την αρχικής κατασκευής αντίστοιχα. Η τέμνουσα, V_p , που καλείται να παραλάβει το σύστημα ενίσχυσης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_p = V_{\text{ενίσχυχ}} - V_i$$

Έχοντας πλέον υπολογίσει την απαιτούμενη τέμνουσα, V_p , που καλείται να παραλάβει το σύστημα των μεταλλικών συνδέσμων καθώς και την απαιτούμενη ακαμψία, είναι δυνατή η διαστασιολόγηση του μεταλλικού συνδέσμου. Με βάση την απαιτούμενη ακαμψία και την απαιτούμενη τέμνουσας κατασκευάστηκε σύνδεσμος που να ανταποκρίνεται σε αυτές τις απαιτήσεις. Ο μεταλλικός σύνδεσμος, όταν τοποθετείται στην διάταξη της ενίσχυσης, υποβάλλεται σε κάμψη και διάτμηση. Η διάτμηση ενδέχεται να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσει τη ροπή αντοχής της διατομής. Γενικά όταν στην διατομή μαζί με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της στην ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της αντοχής της διατομής καταναλώνεται στην παραλαβή της τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή μπορεί να η παραπάνω επιρροή να αμελείται. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 η επίδραση της τέμνουσας στην ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται όταν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από την μισή πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής. Προς αυτή την κατεύθυνση για να αποφευχθεί η διατμητική αστοχία του συνδέσμου επιλέχθηκε να υπερδιαστασιοποιηθεί ο σύνδεσμος ως προς τη διάτμηση ώστε να αστοχεί λόγω κάμψης.



Στη γραμμική περιοχή η δύναμη του συνδέσμου δίνεται από τον τύπο :

$$F = \frac{12EJ}{l^3} u = K_{\text{στρ}} u \quad (1\alpha), \quad K_{\text{στρ}} = \frac{12EJ}{l^3} \quad (1\beta)$$

όταν $u = u_y$ τότε $F = F_y$.

Αυτή η δύναμη διαρροής ισούται με την τέμνουσα δύναμη που απαιτείται να παραλάβει ο σύνδεσμος

$$V_{\text{απρ}} = F_y = \frac{2M_y}{l} \quad (2)$$

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της διατομής που βρίσκεται υπό κάμψη καθορίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$M_y = W_{pl} \sigma_y \quad (3)$$

Όπου W_{pl} είναι η πλαστική ροπή αντίστασης της διατομής

Αρχικά υποθέτουμε ένα σταθερό λόγο (f) μεταξύ W_{el} και W_{pl} . Ο λόγος αυτός καλείται και συντελεστής σχήματος και ορίζει την αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της διατομής, όταν αυτή πλαστικοποιείται.

$$f = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \quad (4)$$

Από τη σχέση (3) έχουμε

$$M_y = f W_{el} \sigma_y \quad (5)$$

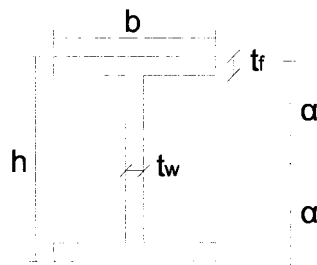
και από τη σχέση (2)

$$V_{\text{απρ}} = F_y = \frac{2f W_{el} \sigma_y}{l} \quad (6)$$

Διαιρώντας τη σχέση (1β) και την (6) βρίσκουμε :

$$\frac{K_{\text{απρ}}}{V_{\text{απρ}}} = \frac{12EJl}{l^3 2f W_{el} \sigma_y} = \frac{6EJ}{l^2 f W_{el} \sigma_y} \quad (7)$$

Για κάθε διατομή ο η ελαστική ροπή αντίστασης ορίζεται από το λόγο



$$\frac{K_{\text{απρ}}}{V_{\text{απρ}}} = 6 \frac{Ea}{l^2 f \sigma_y} \quad (9)$$

$$W_{el} = \frac{J}{a} \Rightarrow a = \frac{J}{W_{el}} \quad (8)$$

Από τη σχέση (7) και την (8) λαμβάνουμε

$$\frac{K_{\text{απ}}}{V_{\text{απ}}} = 6 \frac{E\alpha}{l^2 f \sigma_y} \quad (9)$$

Έτσι για διάφορες ποιότητες χάλυβα μπορεί να υπολογιστεί το ύψος της διατομής συναρτήσει της απαιτούμενης ακαμψίας και της απαιτούμενης τέμνουσας.

5 Εφαρμογές

5.1 Οι κατασκευές στον ελληνικό χώρο και η συμπεριφορά τους σε σεισμό.

Οι κατασκευές στην Ελλάδα μπορούν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες,

- κατασκευές πριν ή και με τον αντισεισμικό κανονισμό (Α.Κ.) του 1959 μέχρι τη δεκαετία του '60,
- κατασκευές με τον Α.Κ. του 1959 της περιόδου 1970-1984
- κατασκευές με την αναθεώρηση του Α.Κ. του '84 ή με τον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (NEAK)(1995) ή τον ΕΑΚ(2000).

Χαρακτηριστικός τύπος κατασκευών της περιόδου πριν τη δεκαετία του 60 είναι πολυκατοικίες 5-7 ορόφων στα μεγάλα αστικά κέντρα με σχετικά εύκαμπτο σκελετό δηλαδή δοκοί και υποστυλώματα με μικρές διατομές και απουσία τοιχωμάτων. Χαρακτηριστικό αυτών των κτιρίων ήταν τα μικρά ανοίγματα δοκών και πλακών (3,0 - 4,0 μέτρα) και η παρουσία τοιχοποιίας σε όλους τους ορόφους. Η συμπεριφορά των κτιρίων αυτών αποδείχθηκε ικανοποιητική σε σεισμούς με μικρή διάρκεια και αυτό γιατί οι τοιχοποιία απορροφά μεγάλο μέρος της σεισμικής δράσης, ενώ παράλληλα η παρουσία τοιχοπληρώσεων αυξάνει την ακαμψία του συστήματος και μειώνονται οι παραμορφώσεις που καλούνται να λάβουν τα στοιχεία του φέροντα οργανισμού. Αντίθετα, σε σεισμούς μεγαλύτερης διάρκειας, η τοιχοποιία λόγω της χαμηλής της αντοχής ρηγματώνεται γρήγορα και έτσι δεν μπορεί να συμβάλει στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων.

Στην περίοδο της δεκαετίας του '70 έως το 1984, οι κατασκευές σχεδιάζονταν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και συναντάμε πολυώροφα κτίρια 5-7 ορόφων με σχετικά εύκαμπτο σκελετό. Στα κτίρια αυτά, τα ανοίγματα δοκών και πλακών είναι μεγαλύτερα της τάξεως των 5-7 μέτρων, η ποιότητα των τοιχοπληρώσεων δεν είναι τόσο καλή από πλευρά δόμησης και υλικών σε σχέση με την προηγούμενη περίοδο με αποτέλεσμα να μην συμβάλουν ουσιαστικά στην αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής καθώς ρηγματώνονται ή αστοχούν ταχύτατα. Παράλληλα σε αρκετές περιπτώσεις δεν κατασκευάζονται τοιχοποιίες στο ισόγειο, με σκοπό την δημιουργία χώρων στάθμευσης ή ελεύθερων χώρων (pilotis) ή καταστημάτων κάτι που ευνοεί την δημιουργία μηχανισμού ορόφου (μαλακός όροφος). Τέλος αυτή την περίοδο κατασκευάζονται βιομηχανικά κτίρια με περιμετρικού φεγγίτες (κοντά υποστυλώματα).

Οι σεισμοί της Θεσσαλονίκης το 1978 και της Αθήνα το 1981 ανέδειξαν τα προβλήματα και τις αδυναμίες των κατασκευών των προηγούμενων περιόδων. Η εμπειρία από αυτά τα γεγονότα οδήγησε στην αναθεώρηση του αντισεισμικού κανονισμού το 1984 και σε πλήρη ανασχεδιασμό το 1995 και την αναθεώρησή του το 2000. Παράλληλα συντάχθηκε ο κανονισμός σπλισμένου σκυροδέματος το 1995 και αναθεωρήθηκε το 2000. Οι κατασκευές που σχεδιάζονται με τους νεώτερους κανονισμούς είναι σαφώς ασφαλέστερες, όμως η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των παλαιότερων κτιρίων αποτελεί επιτακτική ανάγκη ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών και να εμφανίζουν παρόμοια σεισμική συμπεριφορά με αυτή των νεώτερων κατασκευών.

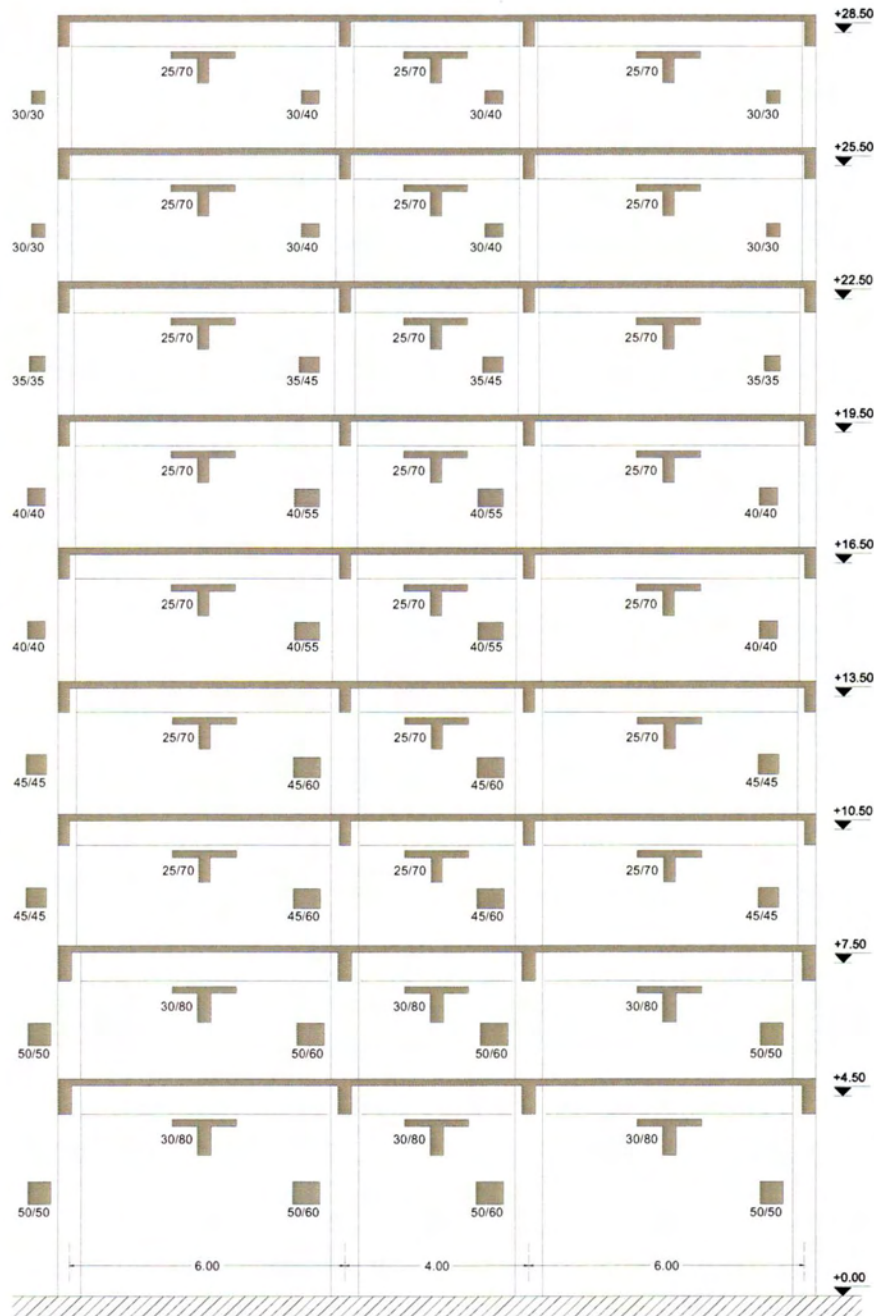
Προς αυτή την κατεύθυνση, στην παρούσα εργασία μελετήθηκε ένα εννιαώροφο κτίριο σχεδιασμένο με παλαιότερους κανονισμούς και προτάθηκαν τρόποι ενίσχυσης του με μεταλλικές διατάξεις υψηλής απόσβεσης ώστε να πληρούνται οι σύγχρονες απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού. Το κτίριο που μελετήθηκε έχει αμιγώς

πλαισιακό σύστημα από οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι σχεδιασμένο σύμφωνα με το αντισεισμικό κανονισμό του Β.Δ.1959.

5.2 Εννιαόροφο κτίριο με pilotis

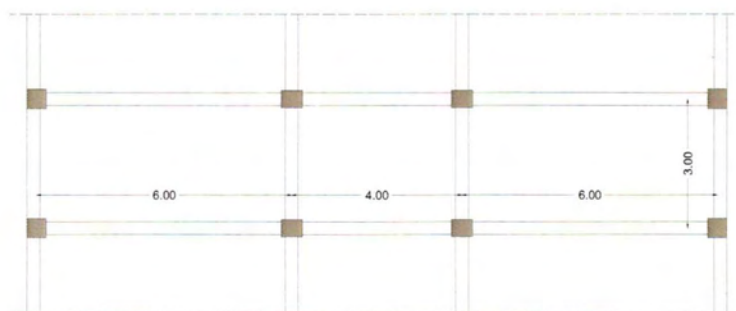
5.2.1 Γεωμετρία φορέα

Η παρακάτω μελέτη αφορά την συμπεριφορά ενός εννιαόροφου κτιρίου σχεδιασμένου με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς. Πρόκειται για ένα τυπικό εννιαόροφο κτίριο τις δεκαετίες του 60 με pilotis και είναι αντιπροσωπευτικό των υπό ενίσχυση ελληνικών κατασκευών Ο.Σ., δηλαδή είναι κατασκευασμένο από τα συνήθη υλικά προηγούμενων δεκαετιών (λείος χάλυβας χαμηλής αντοχής και σκυρόδεμα επίσης χαμηλής αντοχής).



Σχήμα 38. Γεωμετρία εννιαόροφου κτιρίου με πλαίσιακό σύστημα

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμούς του 1959 με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.06$ και με τις κατασκευαστικές συνθήκες της περιόδου αυτής, δηλαδή αραιοί συνδετήρες, χωρίς επιμέλεια στη διαμόρφωση αγκίστρων και μικρά μήκη αγκύρωσης. Το κτίριο είναι αμιγώς πλαίσιακό με ανοίγματα 6.0, 4.0, 6.0m. Το ύψος του ισογείου είναι 4.5m και των υπόλοιπων ορόφων είναι 3m. Το πλαίσιο που φαίνεται στο παραπάνω Σχήμα 38. αποτελεί τυπικό πλαίσιο του κτιρίου. Το κτίριο συγκροτείται από ακριβώς τα ίδια πλαίσια, ανά 3m μεταξύ τους Σχήμα 39.



Σχήμα 39. Κάτοψη κτιρίου με πλαίσιακό σύστημα

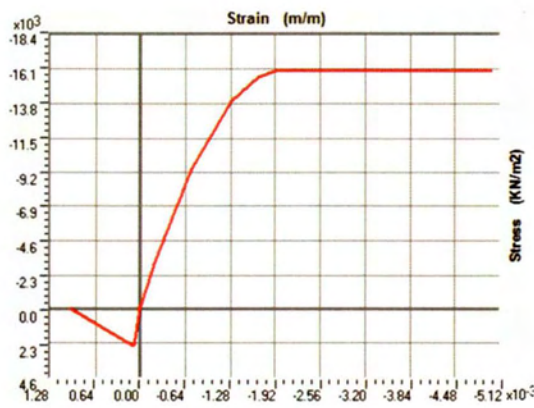
5.2.2 Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν

Οι κανονισμοί που εφαρμόστηκαν σε αυτή την μελέτη είναι οι :

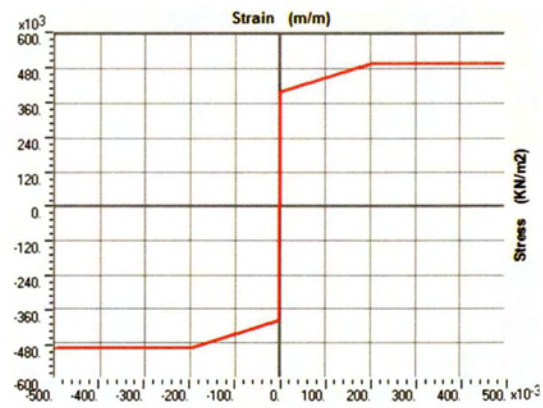
- Αντισεισμικός Κανονισμός σύμφωνα με το Β.Δ. 19/26 Φεβρουαρίου 1959: "Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων"
- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (ΕΚΩΣ2000)
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ2000)
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) Τελικό σχέδιο κειμένου – 3
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings.

5.2.3 Υλικά – οπλισμοί

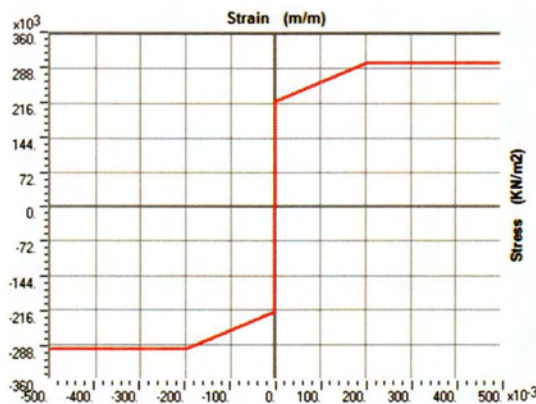
Η ποιότητα σκυροδέματος που προβλεπόταν από την μελέτη ήταν B225. Με τα σημερινά δεδομένα αυτή η ποιότητα σκυροδέματος αντιστοιχεί στην C16/20 του σημερινού κανονισμού. Η παραπάνω ποιότητα χρησιμοποιήθηκε για την μοντελοποίηση των διατομών του φέροντα οργανισμού. Το μέτρο ελαστικότητας E του σκυροδέματος C16/20 είναι 27.5GPa και ο λόγος Poisson $\nu=0.15$. Το μέτρο ελαστικότητας στις δοκούς μειώθηκε κατά 50% για να προσομοιωθεί η πρόωρη ρηγμάτωση του σκυροδέματος σε αυτές. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί φέρουν διαμήκη οπλισμό με ποιότητα χάλυβα StIII και εγκάρσιο οπλισμό ποιότητας StI. Οι οπλισμοί αυτοί πλησιάζουν ποιότητες χάλυβα με τάση διαρροής f_y 420MPa και 220MPa αντίστοιχα, σύμφωνα με τα σημερινά δεδομένα. Το μέτρο ελαστικότητας τέθηκε ίσο με 200GPa και ο λόγος Poisson $\nu=0.2$. Παρακάτω παρατίθενται οι νόμοι συμπεριφοράς των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην μοντελοποίηση του φορέα (Σχήμα 40(α),(β),(γ)).



Σχήμα 40(α). Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος



Σχήμα 40(β). Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων διαμήκους οπλισμού



Σχήμα 40(γ). Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων εγκάρσιου οπλισμού

Για την ενίσχυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικές διατάξεις υψηλής δυσκαμψίας όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Το υλικό των μεταλλικών συνδέσμων είναι χάλυβας S355 με ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Το μέτρο ελαστικότητας των συνδέσμων είναι $E=210\text{GPa}$ και ο λόγος Poisson $\nu=0.3$. Οι διαγώνιοι μεταλλικοί ράβδοι υπερδιαστασιολογήθηκαν ώστε να έχουν μεγάλη αντοχή και κατά τη διάρκεια της φόρτισης να παραμένουν απαραμόρφωτες.

Οι διατομές του διαμήκους οπλισμού του κτιρίου είναι $\Phi 12$, $\Phi 14$, $\Phi 16$, $\Phi 18$, $\Phi 20$ με ποιότητα χάλυβα SIII, όπως προαναφέρθηκε. Οι συνδετήρες τόσο των υποστυλωμάτων όσο και των δοκών είναι διατομής $\Phi 8$ και τοποθετούνται ανά 200mm κατά μήκος του στοιχείου. Προφανώς δεν πληρούνται οι απαιτήσεις για αυξημένη πλαστικότητα στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων και των δοκών όπως ορίζουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί που επιβάλλουν πύκνωση των συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές.

Οι δοκοί όλων των ορόφων είναι ορθογωνικής διατομής με πλάτος 25cm και ύψος 70cm. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται μόνο από υποστυλώματα με διατομές ορθογωνικές και τετραγωνικές. Οι διατομές των υποστυλωμάτων μεταβάλλονται καθ' ύψος του κτιρίου με μεγαλύτερες διατομές στο ισόγειο και μικρότερες στον τελευταίο όροφο. Στο Σχήμα 41 παρουσιάζεται αναλυτικά ο οπλισμός του κτιρίου και μέσα σε παρένθεση δίνονται οι διαστάσεις των διατομών. Τέλος το πάχος των πλακών είναι $h=0.13\text{m}$



Σχήμα 41. Οπλισμός εννιαόροφου κτιρίου

Η τοιχοποιία στους ορόφους είναι δρομική ή μπατική με εξάσπα τούβλα διαστάσεων 6x9x19 cm. Το πάχος κονιάματος ασβεστίου με προσθήκη τσιμέντου και εύρους αρμών (οριζόντιων και κατακόρυφων επιμελώς γεμισμένων) είναι 1.0-1.5 cm. Τα τούβλα έχουν χαρακτηριστική αντοχή $f_{bk}=5.0$ MPa

Το κονίαμα είναι τύπου Ο κατά ASTM [4] με αναλογία κατ' όγκο τσιμέντο: υδράσβεστος : αδρανή 1:1.25 έως 2.50 : 5.0 έως 10.0 και η χαρακτηριστική του αντοχή είναι $f_{mk}=3.5$ MPa . Τέλος ο τοίχος έχει χαρακτηριστική αντοχή σε σύνθλιψη $f_{wk}=5.0$ MPa , αντοχή σε διάτμηση $f_{chk}= 0.25$ MPa (υπό μηδενική ορθή τάση) και μέτρο ελαστικότητας $E_w=1000f_{wk}=2.0$ GPa.

5.2.4 Φορτία και φορτίσεις

Οι τιμές των φορτίων που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση είναι οι παρακάτω:

Οι μονάδες που τότε χρησιμοποιούνταν ήταν kg

Ίδιο βάρος σκυροδέματος	2400 kg/m ³
Οπτοπλινθοδομές μπατικές	700 kg/m ²
Οπτοπλινθοδομές δρομικές	400 kg/m ²
Διάσπαρτοι τοίχοι επί πλακών	88 kg/m ²
Δάπεδο και οροφокονίαμα	200 kg/m ²
Μόνιμα φορτία	600 kg/m ²
Κινητά φορτία	200 kg/m ²

Η επίδραση φορτίσεως των πλακών στις δοκούς έγινε σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού (τραπεζοειδής κατανομή φόρτισης δοκών)

5.2.5 Σεισμικά φορτία

Υπολογίστηκε η οριζόντια συνιστώσα του φάσματος επιταχύνσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και το Εθνικό Προσάρτημα

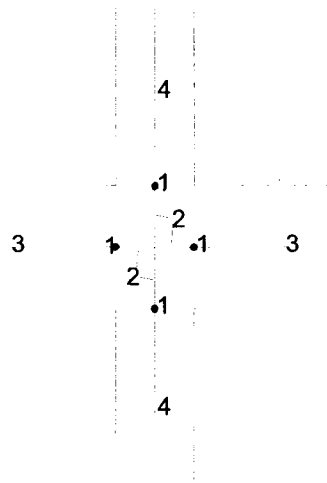
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II
Κατηγορία σπουδαιότητας	1
Κατηγορία εδάφους	C
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς η	1
Συντελεστής εδάφους S	1.15

5.2.6 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ

Οι ελαστοπλαστικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα SAP2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced 14.2.3 της εταιρίας Computers & Structures, Inc. Η μοντελοποίηση των διατομών και ο υπολογισμός των αντοχών τους έγιναν με το πρόγραμμα Section Designer που περιλαμβάνεται στο πακέτο του SAP2000. Ενδεικτικά υπολογίστηκαν οι αντοχές κάποιων διατομών με το πρόγραμμα FAGUS-5 της εταιρίας CUBUS και οι ροπές αντοχής που υπολογίζονταν ήταν παραπλήσιες με τις τιμές ροπών αντοχής που υπολογίζονταν με το πρόγραμμα Section Designer.

5.2.7 Μοντελοποίηση φορέα

Η μοντελοποίηση του φορέα έγινε με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού επίπεδου πλαισίου δύο κόμβων. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στην σύνδεση των υποστυλωμάτων και των δοκών. Η σύνδεση τους επιτεύχθηκε με την χρήση άκαμπτων ράβδων στους κόμβους με σκοπό να παραμένει άκαμπτος ο κόμβος κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση όπως φαίνεται στο Σχήμα 42 .

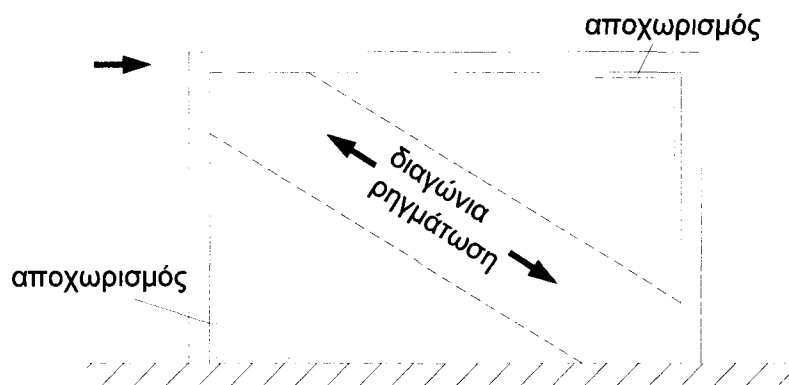


Σχήμα 42. Λεπτομέρεια μοντελοποίησης κόμβου

1. Θέση πλαστικής άρθρωσης
2. Άκαμπτοι ράβδοι
3. Δοκός
4. Υποστύλωμα

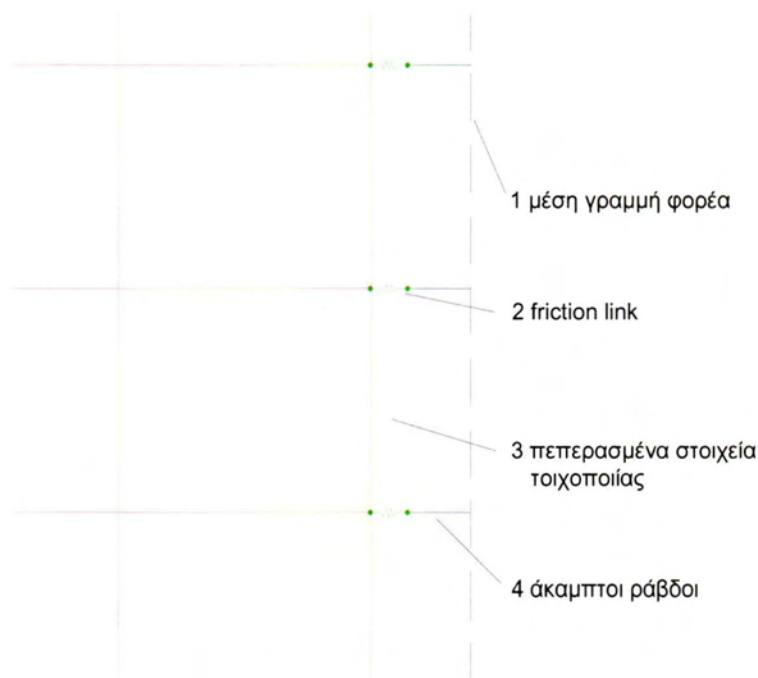
Το επίπεδο θεμελίωσης θεωρήθηκε το επίπεδο του εδάφους και επιλέχτηκαν συνθήκες πλήρους πάκτωσης.

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας, πλην του ίδιου βάρους τους. Αντίθετα, όπως αναφέρεται στην βιβλιογραφία [4], οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων λόγω των σεισμικών φορτίων ενεργοποιούν τα στοιχεία πλήρωσης με αποτέλεσμα να συμμετέχουν στην παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και παράλληλα να αυξάνουν την ακαμψία του συστήματος. Κατά την οριζόντια φόρτιση παρατηρείται αποκόλληση του στοιχείου πλήρωσης από το πλαίσιο και το στοιχείο πλήρωσης ενεργοποιείται υπό μορφή θλιβόμενης διαγωνίου. Στη συνέχεια αρχίζει η ρηγμάτωση του στοιχείου πλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγωνίου ενώ παράλληλα προκαλείται και οριζόντια ρηγμάτωση στις περιοχές σύνδεσης της τοιχοποιίας με το πλαίσιο λόγω ολίσθησης. Η ολίσθηση αυτή προκαλεί δυνάμεις τριβής η οποίες μεταβιβάζονται στο πλαίσιο σαν οριζόντια φορτία. Η συμπεριφορά της τοιχοποιία που περιγράφηκε παραπάνω παρουσιάζεται στο Σχήμα 43.



Σχήμα 43. Μηχανισμός αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων [4]

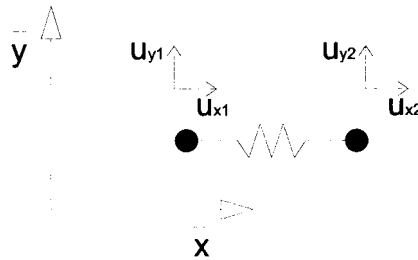
Υπό τη δράση του σεισμού τα στοιχεία πλήρωσης μπορούν να προσομοιωθούν είτε ως διατμητικά φατνώματα/πετάσματα, ορθοτροπικά με τέσσερις κόμβους-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου είτε απλούστερα ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού), με συγκεκριμένο πλάτος όπως ορίζεται από την §7.4.1 του Κανονισμού Επεμβάσεων. Σε αυτή την εργασία, αποφασίστηκε η τοιχοποιία να προσομοιωθεί με ένα πιο πυκνό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων από αυτό που ορίζει ο κανονισμός. Έτσι η τοιχοποιία προσομοιώθηκε με δίκτυο 7x5 τετρακομβικών επίπεδων πεπερασμένων στοιχείων με σταθερό πάχος 0.15cm. Η τοιχοποιία συνδέθηκε με το πλαίσιο με μη γραμμικά στοιχεία που μεταφέρουν μόνο θλιπτικές δυνάμεις κατά την αξονική τους διεύθυνση ενώ στη εγκάρσια διεύθυνση τους μπορούν και προσομοιώνουν τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται μεταξύ του πλαισίου και της τοιχοποιίας με σκοπό να επιτευχθεί μια πιο ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών στο φυσικό πρόβλημα είναι θεωρητικά άπειρη, όμως στο στατικό πρόγραμμα επιλέχθηκε μια πολύ μεγάλη τιμή της τάξεως του 100000 φορές την ακαμψία των μελών του φορέα καθώς υπερβολικές τιμές της παραμέτρου αυτής οδηγεί σε αριθμητική αστάθεια κατά την επίλυση του φορέα, ενώ η τιμή του συντελεστή τριβής μ επιλέχθηκε να είναι ίση με 0.8. Η λεπτομέρεια σύνδεσης της τοιχοποιίας με το πλαίσιο φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 44.



Σχήμα 44. Μοντέλο προσομοίωση τοιχοποιίας

Τα μη γραμμικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την μεταφορά των θλιπτικών δυνάμεων και της δύναμης τριβής λόγω της παραμόρφωσης του φορέα, συνδέονται με τους ακριανούς κόμβους του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων της τοιχοποιίας και με άκαμπτες ράβδους με το πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιλέχθηκε να έχουν πολύ μικρό μήκος της τάξεως του 1cm ώστε να μην υπάρχει άμεση επαφή της τοιχοποιίας με τις άκαμπτες ράβδους και κατ' επέκταση με το πλαίσιο. Στη συνέχεια παρατίθεται ο νόμος συμπεριφοράς του μη γραμμικού

στοιχείου σύνδεσης στο τοπικό σύστημα αξόνων με τους αντίστοιχους βαθμούς ελευθερίας (Σχήμα 45).



Σχήμα 45. Βαθμοί ελευθερίας friction link

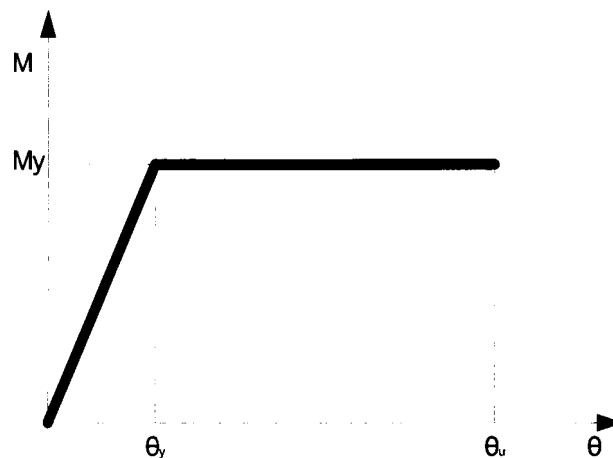
Όσον αφορά την συμπεριφορά του μη γραμμικού στοιχείου τριβής ισχύουν τα παρακάτω για την μεταφορά αξονικών δυνάμεων:

- όταν $u_{x1} - u_{x2} = 0 \Rightarrow$ θλίψη άρα η αξονική δύναμη $N \leq 0$
- όταν $u_{x1} - u_{x2} \leq 0 \Rightarrow$ εφελκυσμός άρα η αξονική δύναμη $N = 0$

ενώ για την ανάπτυξη δύναμης τριβής το στοιχείο ακολουθεί τον εξής νόμο:

- $V \leq N\mu \Rightarrow |\Delta u_y| = |u_{y2} - u_{y1}| = 0$
- $V = N\mu \Rightarrow |\Delta u_y| = |u_{y2} - u_{y1}| \geq 0$

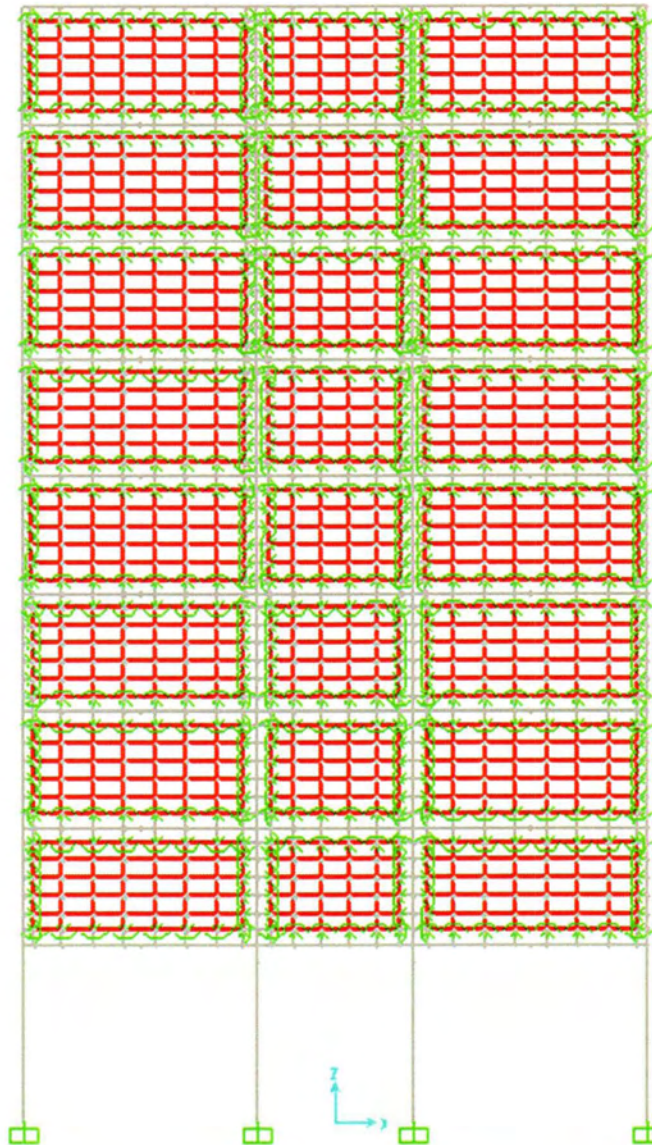
Παράλληλα καθορίστηκαν οι θέσεις πλαστικής άρθρωσης στα φέροντα στοιχεία. Πλαστικές αρθρώσεις καθορίστηκαν στην αρχή και στο πέρας κάθε δοκού ενώ στα υποστυλώματα στην κεφαλή και στον πόδα αυτών. Ο νόμος πλαστικής άρθρωσης που ακολουθήθηκε στην ανάλυση φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 46 και επιλέχθηκε οι διατομές να μην χάνουν την αντοχή τους μετά την πλαστικοποίησή τους. Ο τύπος πλαστικής άρθρωσης στις δοκούς είναι τύπου M3 δηλαδή εξαρτάται μόνο από την τιμή της ροπής που αναπτύσσεται και επομένως είναι καμπτικού τύπου, ενώ από την άλλη μεριά στα υποστυλώματα οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τύπου M3-P δηλαδή εξαρτώνται από την ροπή όσο και από την αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στο μέλος.



Σχήμα 46. Νόμος πλαστικής άρθρωσης

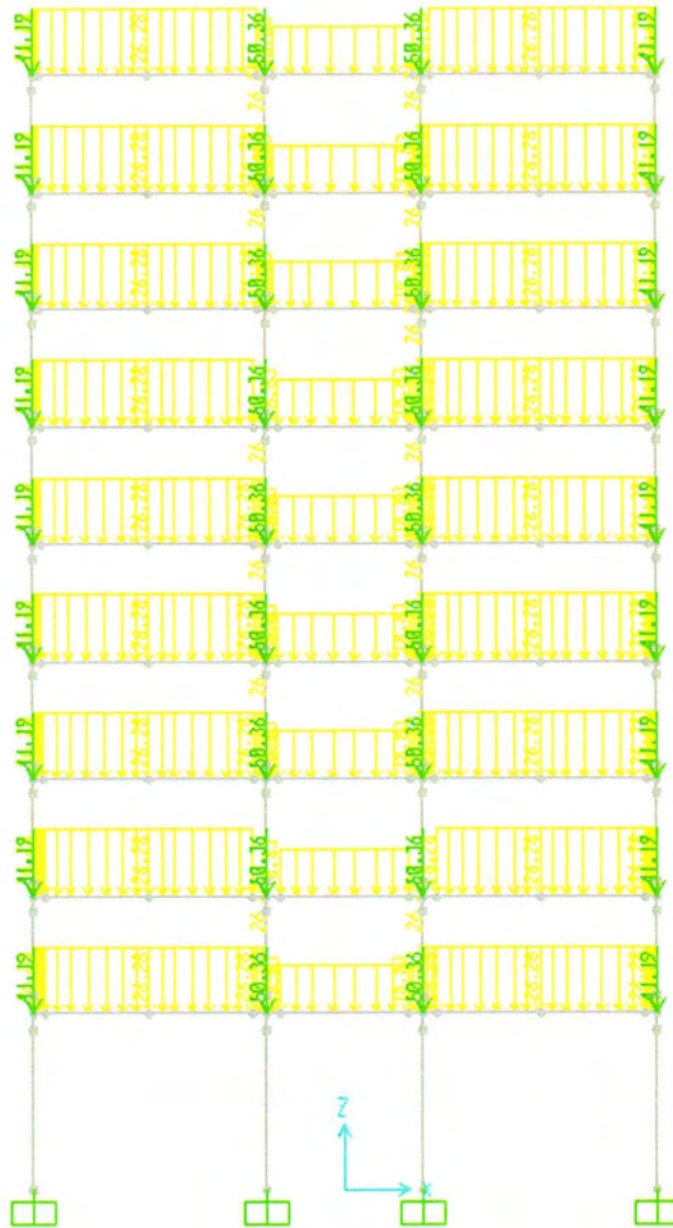
5.2.8 Φορτία

Το μοντέλο του εννιώροφου κτιρίου που μορφώθηκε στο SAP2000 φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 47 όπου προσομοιώνεται και η τοιχοποιία. Με γκρι χρώμα απεικονίζεται το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος, με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται η τοιχοποιία και με πράσινο χρώμα απεικονίζονται τα μη γραμμικά στοιχεία σύνδεσης της τοιχοποιίας με το πλαίσιο.



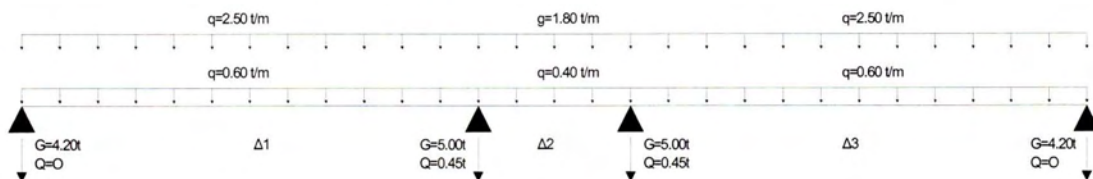
Σχήμα 47. Μορφοποίηση φορέα.

Στη συνέχεια στο Σχήμα 48 απεικονίζονται τα φορτία, σε μονάδες KN ,που ασκούνται στο πλαίσιο λόγω βάρους των μελών του. Στα φορτία προστέθηκαν τα ίδια βάρη των στύλων όπως και το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας και έτσι τα φορτία εφαρμόστηκαν πάνω στο πλαίσιο. Ο τελευταίος όροφος αν και έχει μικρότερα φόρτια, εντούτοις έχει μεγαλύτερα ίδια βάρη λόγω μόνωσης και έτσι επιλέχτηκε να μην διαφοροποιηθούν τα φορτία χάρη ευκολίας.



Σχήμα 48. Φορτία βαρύτητας που ασκούνται στο φορέα

Αναλυτικότερα τα φορτία που ασκούνται σε κάθε όροφο φαίνονται παρακάτω:



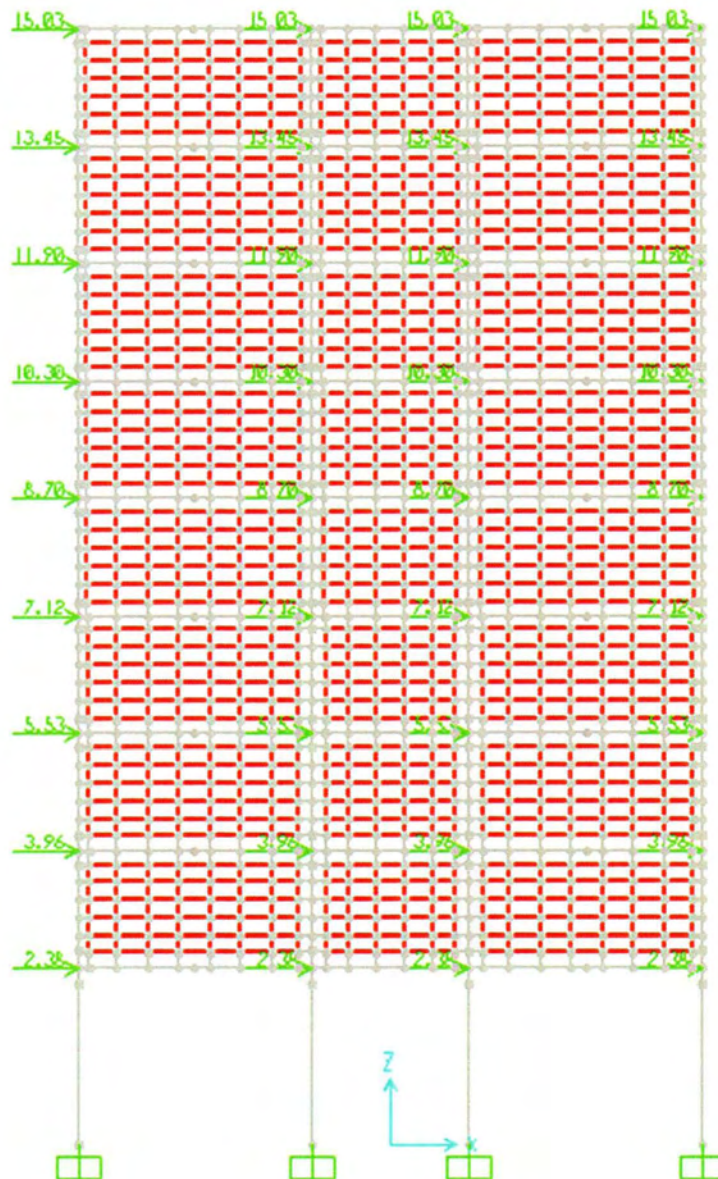
Το κτίριο όπως αναφέρθηκε είναι σχεδιασμένο με βάσει το Π.Δ. του 1959 με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.06$ και το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από τη σχέση

$$V_0 = (G + \psi_2 Q) \varepsilon$$

όπου ψ_2 ο συντελεστής συνδυασμού δράσεων και τέθηκε ίσος με 0.3 για φορτία χρήσης που αφορούν κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία όπως ορίζεται στην παράγραφο §4 του ΕΑΚ2000.

Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων (Σχήμα 49) έγινε σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (§3.5.2 του ΕΑΚ2000)

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i z_i}{\sum_j m_j z_j} \quad i, j = 1, 2, 3 \dots N$$



Σχήμα 49. κατανομή σεισμικών φορτίων στην κατασκευή

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται ο αναλυτικός υπολογισμός των σεισμικών φορτίων και το πώς κατανεμήθηκαν ανά στάθμη ορόφου.

Κατανομή σεισμικών φορτίων							
Όροφος	Ύψος		Αξονικά φορτία	Βάρος ορόφων	Σεισμικός συντελεστής	Τέμνουσα Βάσης	Σεισμικά Φορτία
	h(m)	zi(m)	N (kN)	W (kN)	ε	Vo(kN)	Vi
9	3	28.5	579.98	579.98			60.1059
8	3	25.5	1159.94	579.96			53.7789
7	3	22.5	1739.92	579.98			47.452
6	3	19.5	2319.86	579.94			41.1251
5	3	16.5	2899.84	579.98			34.7981
4	3	13.5	3479.8	579.96			28.4712
3	3	10.5	4059.77	579.97			22.1443
2	3	7.5	4639.74	579.97			15.8173
1	4.5	4.5	5219.72	579.98			9.4904
SUM	28.5	148.5		5219.72	0.06	313.183	313.183

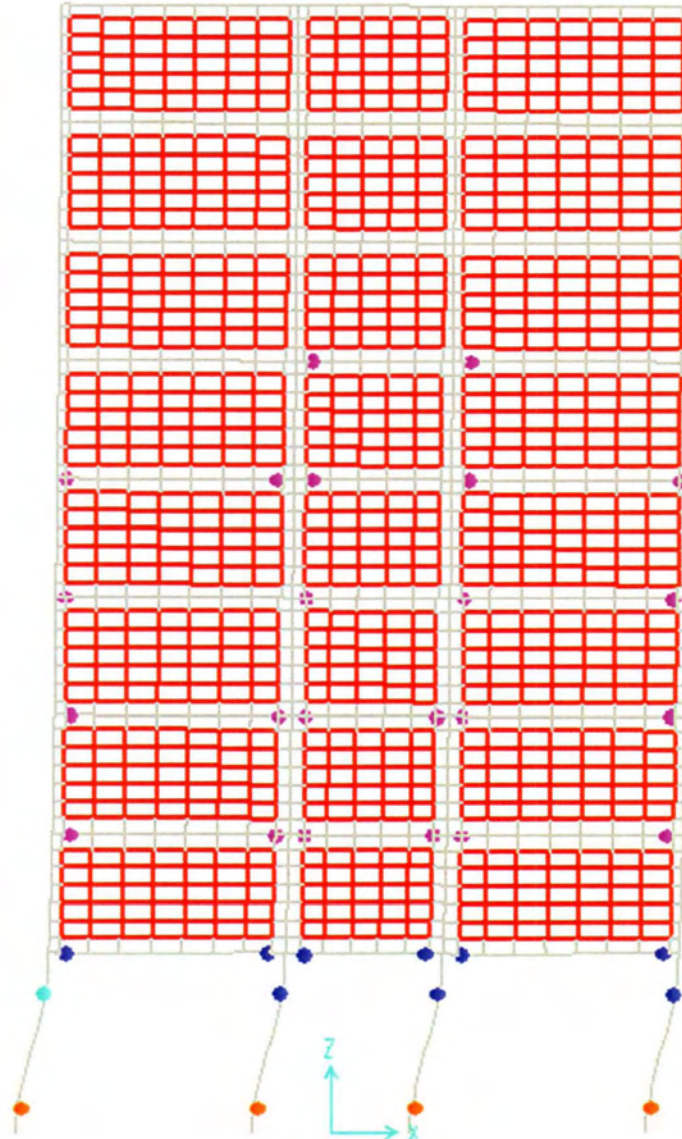
Το κτίριο υποβλήθηκε σε μη γραμμική ανάλυση με τα φορτία που περιγράφηκαν πιο πριν και με την μεθοδολογία του Κεφαλαίου 2. Αρχικά υπολογίστηκε η στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement) του κτιρίου στον ανώτερο όροφο για να αποτιμηθεί η αντοχή. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 8 και βρέθηκε ίση με 12 cm.

Αρχικά οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν στα άκρα των δοκών του πρώτου ορόφου. Με την αύξηση των μετακινήσεων, πλαστικοποιήσεις μελών άρχισαν να γίνονται σε δοκούς ανωτέρων ορόφων και παράλληλα έκαναν την εμφάνισή τους οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων ήδη από τα 4 cm μετακίνησης οροφής. Στη συνέχεια πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται σε όλο και περισσότερες δοκούς της ανωδομής καθώς και στην κεφαλή των υποστυλωμάτων μέχρι την πλήρη ανάπτυξη μηχανισμού ορόφου στα 6.7 cm μετακίνησης οροφής. Στα 12 cm που είναι η στοχευόμενη μετακίνηση, d_i , ο φορέας εμφανίζει μηχανισμό ορόφου Σχήμα 50 και μεγάλες γωνίες στροφής χορδής στην βάση των υποστυλωμάτων της pilotis της τάξεως του 1.9% όταν οι επιτρεπόμενες τιμές γωνίας στροφής χορδής υπολογίστηκαν στο 1.2% για το επίπεδο επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής". Ο υπολογισμός της γωνίας στροφής χορδής έγινε με βάση την παράγραφο 9.3.1 του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Σύμφωνα με αυτή την παράγραφο στην στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής" όλα τα μέλη του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά θα πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής για αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\theta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$$

όπου $\gamma_{Rd} = 1.8$, θ_y είναι η γωνία στροφής χορδής στην κατά τη διαρροή και θ_u είναι η

γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία. Η γωνία θ_y υπολογίστηκε, την στιγμή που εμφανίζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση στην βάση του υποστυλώματος, διαιρώντας την μετακίνηση που έχει η οροφή της pilots προς το ύψος της. Η γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία, θ_u , υπολογίστηκε από τους πίνακες του Παραρτήματος 7B του ΚΑΝΕΠΕ.

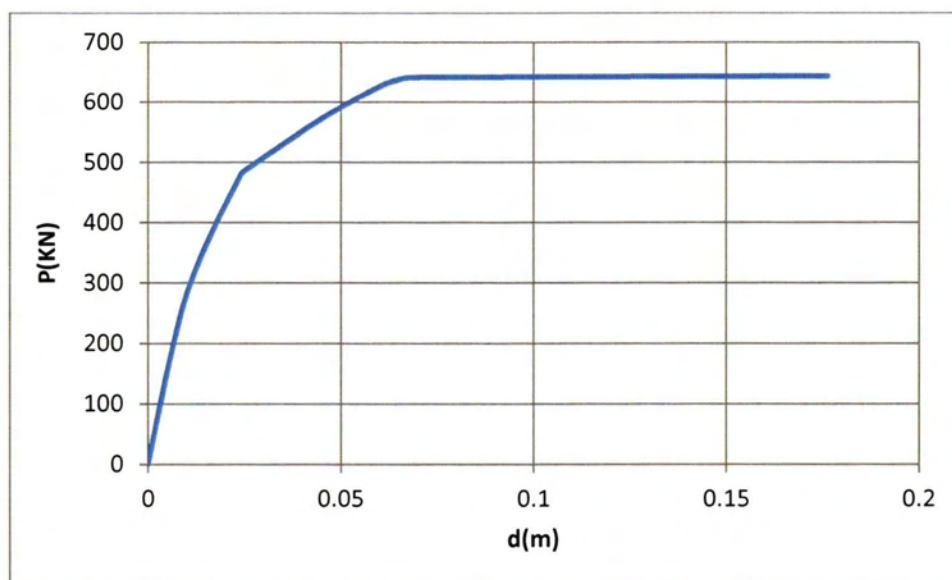


Σχήμα 50. Παραμόρφωση κτιρίου για μετακίνηση στόχο $d_t=12\text{cm}$.

Η παρουσία της τοιχοποιίας στην ανοδομή έχει αρνητικές επιπτώσεις για τα υποστυλώματα της pilots. Η τοιχοποιία προκαλεί αύξηση της ακαμψίας των ορόφων και παράλληλα εμποδίζει την ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στα περιμετρικά πλαίσια. Ταυτόχρονα αυξάνεται η τέμνουσα βάσης. Αυτά έχουν σαν αποτέλεσμα το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων να συγκεντρώνεται στην πιο εύκαμπτη pilots. Οι ακραίες διατομές των υποστυλωμάτων της pilots μεταβαίνουν

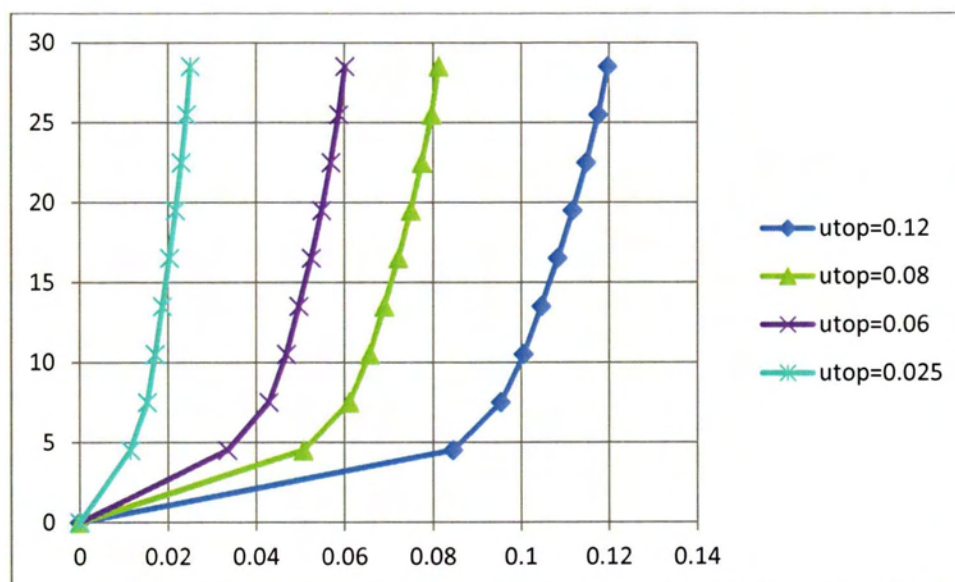
σχετικά γρήγορα στη μετελαστική περιοχή με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων.

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής φαίνεται, σε όρους τέμνουσας-βάσης μετακίνησης οροφής, φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 51).



Σχήμα 51. Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου.

Τα προφίλ των μετακινήσεων (Σχήμα 52) καθ' ύψος του κτιρίου, για διάφορες τιμές της μετακίνησης οροφής συγκεντρώθηκαν σε διάγραμμα όπου και είναι εμφανής η ανάπτυξη του μηχανισμού ορόφου από τα πρώτα στάδια της μη γραμμικής ανάλυσης.

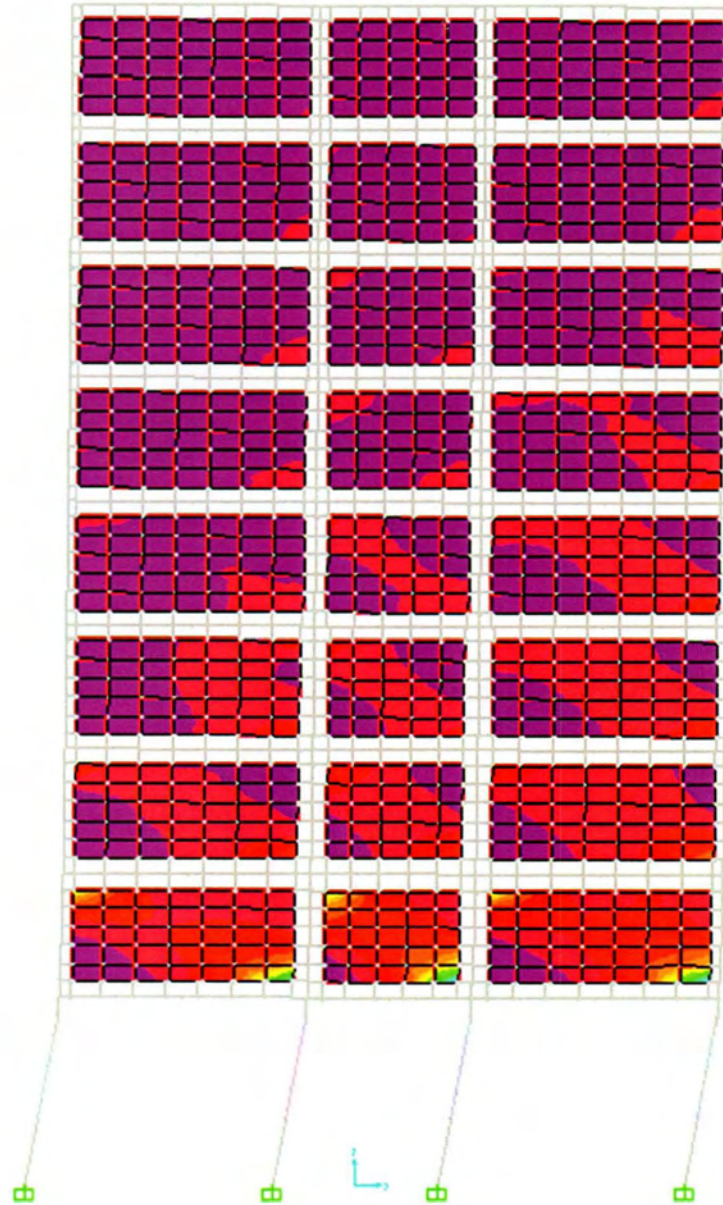


Σχήμα 52. Προφίλ μετακινήσεων του κτιρίου.

Από αυτή τη γραφική απεικόνιση παρατηρήθηκε η διαφορετική γωνία στροφής των υποστυλωμάτων της pilotis με αυτή της ανοδομής. Η γωνία στροφής χορδής στη

βάση του υποστυλώματος για τη στοχευόμενη μετακίνηση είναι 1.9% και συγκρινόμενη με μια μέση γωνία στροφής της ανοδομής είναι κατά 12 φορές μεγαλύτερη.

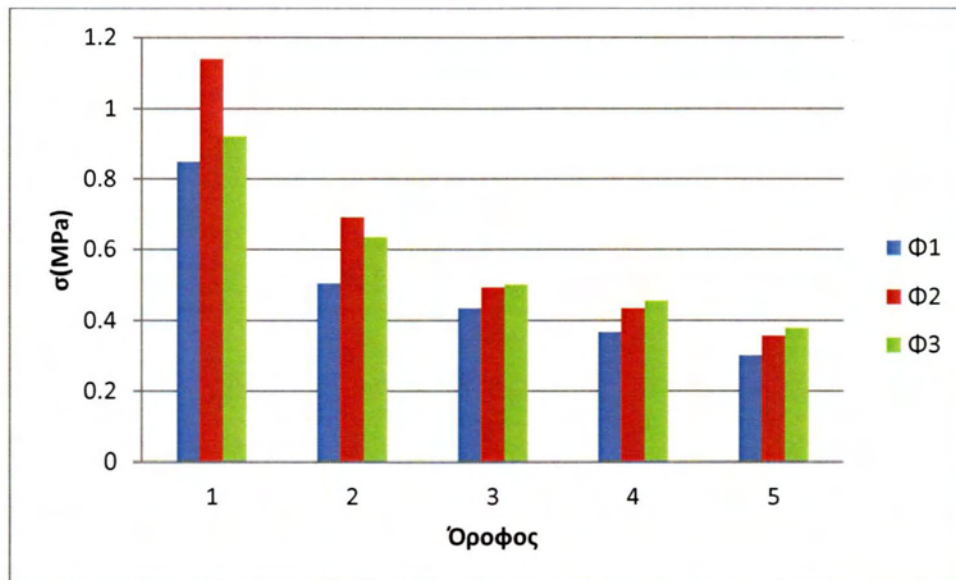
Παράλληλα μελετήθηκαν οι ισοδύναμες τάσεις (τάσεις Von Mises) που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία κατά την παραμόρφωση του φορέα. Στην τοιχοποιία οι μεγαλύτερες τάσεις εντοπίζονται στους πρώτους ορόφους. Λόγω του πεδίου των τάσεων, στην τοιχοποιία παρατηρείται η εμφάνιση της θλιβόμενης διαγωνίου. Στο Σχήμα 53 απεικονίζονται οι τάσεις στην τοιχοποιία τη στιγμή που ο φορέα έχει φτάσει την μετακίνηση στόχο των 12 cm.



Σχήμα 53. Τάσεις Von Mises στην τοιχοποιία.

Στη συνέχεια υπολογίστηκε μία μέση τιμή της τάσης για κάθε φάτνωμα. Λαμβάνοντας τις τιμές της τάσης που εμφανίζονται στους κόμβους του μεσαίου πεπερασμένου στοιχείου υπολογίστηκε η μέση τιμή της τάσης που εμφανίζει η

τοιχοποιία. Η τοιχοποιία δεν φαίνεται να συμμετέχει ενεργά στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων και επομένως οι τάσεις στην τοιχοποιία της ανωδομής είναι σχετικά μικρές. Η σεισμική ένταση καταπονεί κυρίως το ισόγειο προκαλώντας το σχηματισμό μαλακού ορόφου. Οι τάσεις συγκεντρώθηκαν υπό μορφή ιστογράμματος για τους 5 πρώτους ορόφους του κτιρίου και ανά φάτνωμα (Σχήμα 54). Όπως φαίνεται και στο ιστόγραμμα οι τάσεις συνεχώς μειώνονται καθώς αυξάνεται ο αριθμός του ορόφου. Στους ανώτερους ορόφους οι τάσεις δεν σχηματίζουν θλιβόμενη διαγώνιο και ουσιαστικά σε αυτούς τους ορόφους η τοιχοποιία παραμένει ανενεργή.



Σχήμα 54. Τάσεις τοιχοποιίας ανά όροφο για στοχευόμενη μετακίνηση $d_i=12\text{cm}$

5.2.9 Συμπεράσματα

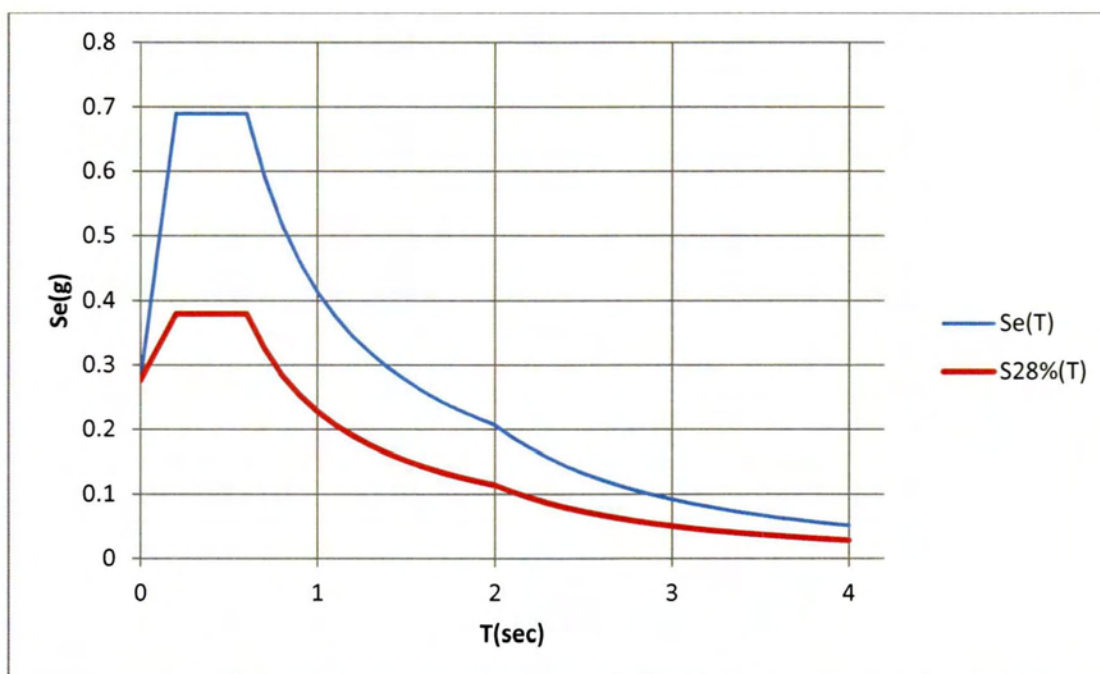
Από την μη γραμμική ανάλυση που εφαρμόστηκε διαπιστώθηκαν οι αδυναμίες του κτιρίου. Αρχικά από τα πρώτα στάδια την ανάλυσης έγινε σαφές ότι η pilotis οδηγούσε το κτίριο σε μηχανισμό ορόφου. Η πολύ μεγάλη ακαμψία της ανωδομής προκαλούσε συγκέντρωση των παραμορφώσεων στο ισόγειο κάτι που οδηγούσε τα άκρα των υποστυλωμάτων σε πλαστικοποίηση. Η pilotis δεν έχει την απαραίτητη ακαμψία με αποτέλεσμα να εμφανίζονται γωνίες στροφής χορδής πέραν των επιτρεπτών ορίων. Επομένως, κρίνεται σκόπιμο να γίνει ενίσχυση της pilotis για τη βελτίωση της συμπεριφορά του κτιρίου έναντι σεισμού. Η ενίσχυση θα πρέπει να αποσκοπεί στην αύξηση της ακαμψίας της pilotis που οδηγεί σε μείωση των μετακινήσεων σε αυτή καθώς και στην μείωση του λόγου γωνίας στροφής χορδής των υποστυλωμάτων της pilotis προς τη μέση γωνία στροφής της ανωδομής .

5.3 Πρόταση ενίσχυσης του κτιρίου

Η τοποθέτηση μεταλλικών συνδέσμων υψηλής δυσκαμψίας για την ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων αποτελεί μια αποτελεσματική τεχνική επέμβασης. Με την προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας της κατασκευής. Ο μεταλλικός σύνδεσμος με την ενεργοποίησή του κατά τη δράση του σεισμού απορροφά σημαντικό ποσοστό της εισερχόμενης ενέργειας με την δημιουργία πλαστικών παραμορφώσεων σε αυτόν και έτσι περιορίζονται σε σημαντικό βαθμό οι βλάβες στο υπόλοιπο κτίριο. Στην περίπτωση του υπό μελέτη κτιρίου, η τοποθέτηση του μεταλλικού συνδέσμου έχει ως σκοπό τον περιορισμό του μηχανισμού ορόφου που εμφανίζει το κτίριο. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με αύξηση της ακαμψίας της *rigiditas*, που ουσιαστικά μεταφράζεται σε προσθήκη μεταλλικού συνδέσμου με υψηλή δυσκαμψία.

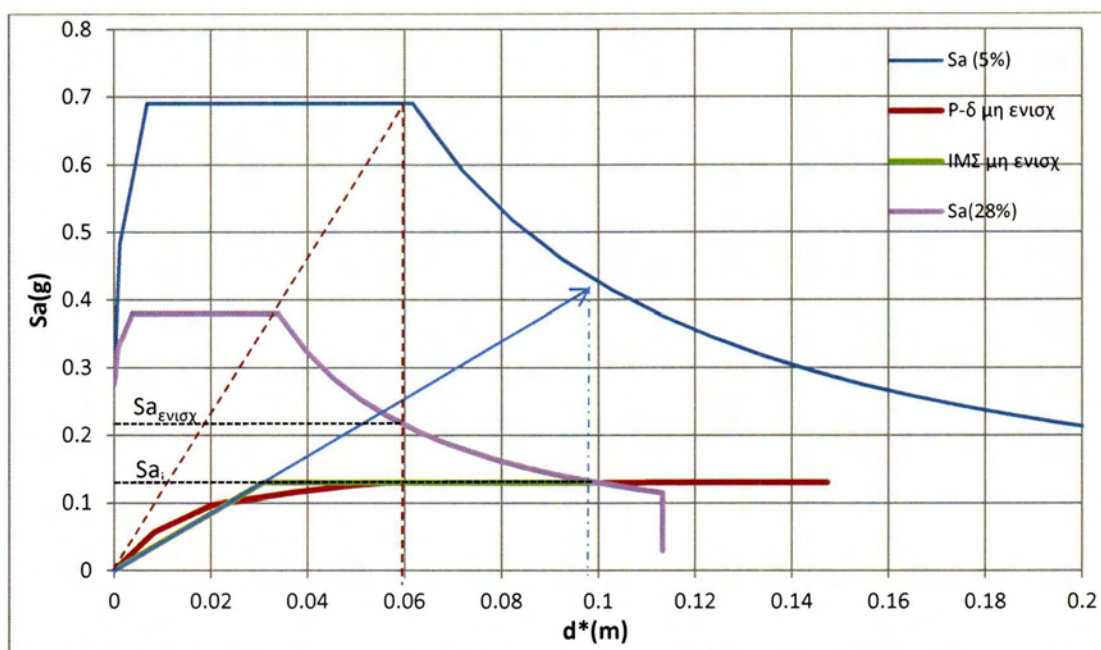
Αρχικά η καμπύλη ικανότητας της αρχικής κατασκευής μετατράπηκε σε συντεταγμένες φασματικής επιτάχυνσης και φασματικής μετακίνησης. Ο σχεδιασμός του φάσματος έγινε σύμφωνα με της αρχές του Ευρωκώδικα 8 και λαμβάνοντας υπόψη το χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος όπως ορίζονται από τον ΕΑΚ2000 (Σχήμα 55).

Τύπος εδάφους C	$T_B=$	0.2	0.2
	$T_C=$	0.6	0.6
	$T_D=$	2	2
Συντελεστής εδάφους	$S=$	1.15	1.15
Ποσοστό ιξώδους απόσβεσης	$\xi=$	5%	28%
Διορθωτικός συντελεστής	$\eta=$	1	0.55048188
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a=$	0.24	0.24
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_1=$	1	1
Εδαφική επιτάχυνση	$a_g=$	0.24	0.24



Σχήμα 55. Φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Στη συνέχεια η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετασχηματίστηκε σε όρους φασματικής μετακίνησης και φασματικής επιτάχυνσης δηλαδή σε διάγραμμα φασματικής απόκρισης (Acceleration Displacement Response Spectrum-ADRS). Η καμπύλη ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος μετασχηματίζεται σε καμπύλη φασματικής ικανότητας ενός ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος. Η μετατροπή αυτή γίνεται για να μπορεί να συγκριθεί η διατιθέμενη ικανότητα του κτιρίου με την απαιτούμενη από τους κανονισμούς, όπως προκύπτει μέσα από το φάσμα σχεδιασμού. Υπολογίστηκαν τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του πολυβάθμιου συστήματος για ελαστική απόκριση και υπολογίστηκε, με την μέθοδο του Κεφαλαίου 2, το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Με βάσει αυτό υπολογίστηκε η μετακίνηση στόχος (d_i) του κτιρίου και βρέθηκε ίση με 12cm που σε όρους φασματικής μετακίνησης (d^*) είναι 0.1 m (Σχήμα 56).



Σχήμα 56. Διάγραμμα φασματικής απόκρισης κτιρίου.

Το μη ενισχυμένο κτίριο παρουσιάζει μειωμένη ακαμψία στην πλοτίς και επομένως προς αυτή την κατεύθυνση η προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων θα πρέπει να συμβάλει στην αύξηση της ακαμψίας στην πλοτίς και κατ' επέκταση σε όλο το κτίριο. Η αρχική περίοδος του εννιώροφου κτιρίου είναι $T=0.72$ sec. Η δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής στο διάγραμμα φασματικής ικανότητας εκφράζεται σαν περίοδος μετρούμενη σε μονάδες χρόνου (sec). Μειώνοντας λοιπόν την περίοδο της κατασκευής ουσιαστικά επιτυγχάνεται αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής μιας και ισχύει:

$$\frac{K_{\text{απαιτ}}}{K_i} = \left(\frac{T_i}{T'}\right)^2$$

όπου $K_{\text{απαιτ}}$ είναι η απαιτούμενη δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής και K_i και T_i είναι η δυσκαμψία και η περίοδος της κατασκευής προτού ενισχυθεί. Ως περίοδος στόχος, T' , ορίστηκε μια περίοδος της τάξεως των 0.55 sec. Η αρχική ακαμψία της κατασκευής υπολογίστηκε από την καμπύλη ικανότητας (P-δ) και βρέθηκε ότι $K_i=23812$ KN/m. Η απαιτούμενη λοιπόν ακαμψία της κατασκευής υπολογίστηκε στα 40808 KN/m. Ο λόγος των ακαμψιών της ενισχυμένης κατασκευής προς την μη ενισχυμένη είναι 1.71. Επομένως ο ίδιος λόγος θα πρέπει να ισχύει και για τις ακαμψίες της pilotis δηλαδή $K_{\text{pilotis ενισχ}}/K_{\text{pilotis απχ}}=1.71$. Η ακαμψία της pilotis για το μη ενισχυμένο κτίριο υπολογίστηκε από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης μετακίνηση οροφής της pilotis και βρέθηκε ίση με 61200 KN/m. Η ακαμψία της pilotis του ενισχυμένου κτιρίου θα αποτελείται από την ακαμψία της pilotis όπως ήταν στο μη ενισχυμένο κτίριο καθώς και από την ακαμψία που προσδίδει ο μεταλλικός σύνδεσμος. Δηλαδή θα ισχύει η σχέση:

$$K_{\text{pilotis ενισχ}} = K_{\text{pilotis απχ}} + K_{\text{συνδ}}$$

και αφού ο λόγος των ακαμψιών της ενισχυμένης κατασκευής προς την μη ενισχυμένη είναι 1.71 η ακαμψία του συνδέσμου θα είναι $0.71K_{\text{pilotis απχ}}$. Επομένως ο μεταλλικός σύνδεσμος θα πρέπει να έχει ακαμψία 43452 KN/m. Επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δύο πανομοιότυποι σύνδεσμοι στα ακριανά φαντώματα του κτιρίου, ανά κάθε σύνδεσμος θα πρέπει να έχει ακαμψία 21726 KN/m.

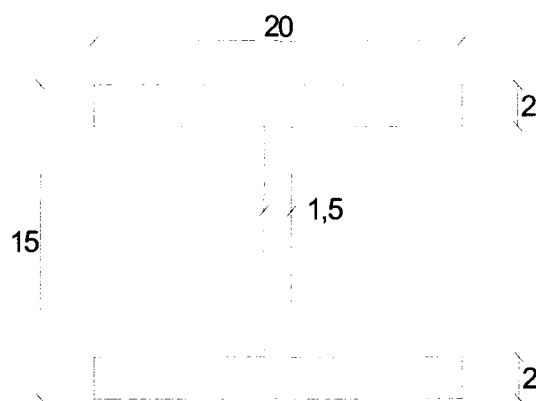
Παράλληλα υπολογίστηκε η μέγιστή τέμνουσα βάσης που θα πρέπει να έχει το ενισχυμένο κτίριο. Υποθέτοντας ότι το ενισχυμένο κτίριο θα μπορεί να παρέχει το ίδιο επίπεδο απόσβεσης με το αρχικό (28%), στο Σχήμα 56 υπολογίζονται η απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για ποσοστό απόσβεσης 28%. Έτσι από το φάσμα απαίτησης βρίσκεται ότι $S_{a_{\text{ενισχ}}} = 0.21g$ και από το σημείο συμπεριφοράς του μη ενισχυμένου κτιρίου λαμβάνεται η φασματική επιτάχυνση στην οποία αποκρίνεται το κτίριο, δηλαδή $S_{a_i} = 0.12g$. Με βάση αυτές τις φασματικές επιταχύνσεις υπολογίζεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης που πρέπει να έχει η κατασκευή μετά την ενίσχυση.

$$V_{\text{ενισχ}} = V_i \frac{S_{a_{\text{ενισχ}}}}{S_{a_i}}$$

όπου V_i είναι η τέμνουσα βάσης του μη ενισχυμένου κτιρίου και υπολογίστηκε ίση με 650 KN και $V_{\text{ενισχ}}$ η τέμνουσα βάσης που θα έχει το κτίριο μετά την ενίσχυση. Έτσι η τέμνουσα βάσης που πρέπει να επιτευχθεί με την ενίσχυση είναι 1132 KN και οι δύο σύνδεσμοι να είναι σε θέση να παραλάβουν τέμνουσα 240 KN έκαστος.

Η απαιτούμενη ακαμψία και η απαιτούμενη τέμνουσα που καλείται να έχει ο σύνδεσμος, καθορίζουν το ύψος του μεταλλικού συνδέσμου καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής. Με βάση την διαδικασία προδιαστασιολόγησης που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4 υπολογίστηκε ο μεταλλικός σύνδεσμος. Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα επιλέχθηκε η τοποθέτηση δύο μεταλλικών στοιχείων με πανομοιότυπα χαρακτηριστικά. Κάθε σύνδεσμος πρέπει να έχει ακαμψία τουλάχιστον 21726 KN/m και η τέμνουσα που θα παραλαμβάνει να είναι 240 KN. Το υλικό που επιλέχθηκε ήταν χάλυβας S355 και για τον τύπο της διατομής του μεταλλικού συνδέσμου προτιμήθηκε η διατομή διπλού T καθώς όπως απέδειξαν τα πειράματα οι σύνδεσμοι μορφής διπλού T είναι πιο αποδοτικοί σε σχέση με αυτούς

με ορθογωνική διατομή, καθώς τα πέλματα της διατομής αποτρέπουν την στρέβλωση του κορμού της διατομής επιτρέποντας στο σύνδεσμο να φτάνει μεγαλύτερες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης και κατ' επέκταση να αυξάνει την πλαστιμότητα του συστήματος. Αρχικά έγινε υπόθεση για το συντελεστή σχήματος $f=W_{pl}/W_{el}$ και το μήκος $a=h/2$ της διατομής του μεταλλικού συνδέσμου. Ο μεν συντελεστής σχήματος τέθηκε ίσος με 1.16 και το μήκος a με 7.5cm. Γνωρίζοντας τις τιμές της ακαμψίας και της απαιτούμενης τέμνουσας υπολογίστηκε ο λόγος τους και με βάσει τα παραπάνω και την εξίσωση (9) του κεφαλαίου 4 υπολογίστηκε το μήκος L που πρέπει να έχει ο μεταλλικός σύνδεσμος. Το μήκος του βρέθηκε να είναι 1.59m. Από τη σχέση (6) του κεφαλαίου 4 υπολογίστηκε η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής $W_{el}=463.96\text{cm}^2$. Στη συνέχεια από τη σχέση (8) βρέθηκε η ροπή αδρανείας της διατομής $J=3479.72\text{cm}^4$. Με βάσει αυτά τα δεδομένα σχεδιάστηκε μία διατομή που να διαθέτει αυτά τα χαρακτηριστικά. Έτσι το ύψος h της διατομής προέκυψε 15cm, το πλάτος 20cm, ενώ το πάχος του κορμού και το πάχος των πελμάτων 1.5cm και 2cm αντίστοιχα (Σχήμα 57). Τέλος έγινε ο έλεγχος αν η διατομή που σχεδιάστηκε πληροί τις αρχικές εκτιμήσεις για την ελαστική ροπή αδρανείας, τον συντελεστή σχήματος και την ροπή αδρανείας, ενώ ταυτόχρονα η διατομή θα έπρεπε να δίνει διπλάσια διατμητική αντοχή από αυτή που απαιτείται ώστε να μπορεί να αμεληθεί η επίδραση της τέμνουσας στην ροπή αντοχής της διατομής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Πράγματι η διατομή με τις διαστάσεις που προαναφέρθηκαν δίνει $J=3473\text{cm}^4$, $W_{el}=476.41\text{cm}^2$, $W_{pl}=565.4\text{cm}^4$, $W_{el}/W_{pl}=1.18$ και $V_{Rd}=479.61\text{KN}$.

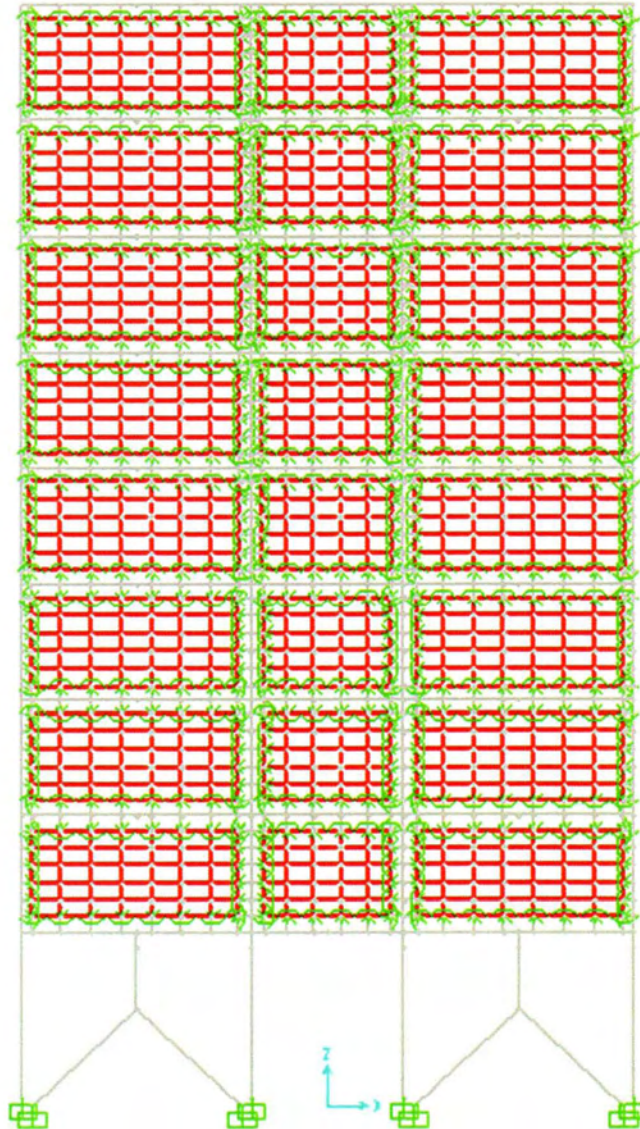


Σχήμα 57. Διατομή μεταλλικού συνδέσμου.

Με την προσθήκη της μεταλλικής διάταξης ενίσχυσης αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Το ενισχυμένο κτίριο έχει ιδιοπερίοδο $T=0.56\text{sec}$ και προσεγγίζει αρκετά την περίοδο στόχο των 0.55sec που ορίστηκε. Με τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του κτιρίου υπολογίστηκε η μετακίνηση στόχος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Η νέα μετακίνηση στόχος είναι 12.3cm. Το ενισχυμένο κτίριο υποβλήθηκε σε μη γραμμική στατική ανάλυση για να αποτιμηθεί η συμπεριφορά του.

Ο μεταλλικός σύνδεσμος συνδέεται με το μέσο του φατνώματος και συμμετέχει στην λειτουργία του φορέα. Στα άκρα του μεταλλικού συνδέσμου προβλέφθηκαν θέσεις πλαστικής άρθρωσης καμπτικού χαρακτήρα μόνο και αυτό γιατί η διατομή του συνδέσμου είχε υπερδιαστασιολογηθεί ως προς την τέμνουσα δύναμη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Ο σύνδεσμος συνδέεται με μια μεταλλική διάταξη τύπου Λ η οποία συνδέεται με την βάση των υποστυλωμάτων. Η θεμελίωση των μεταλλικών

διατάξεων ενίσχυσης γίνεται με κατάλληλο τρόπο αλλά δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας. Τα στοιχεία των μεταλλικών ράβδων είναι υπερδιαστασιολογημένα και με μεγάλη ακαμψία ώστε να μην παραλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις και επομένως η ένταση να εντοπίζεται στο σύνδεσμο. Το μοντέλο του ενισχυμένου πλαισίου παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 58 όπου φαίνονται και τα μεταλλικά στοιχεία ενίσχυσης.

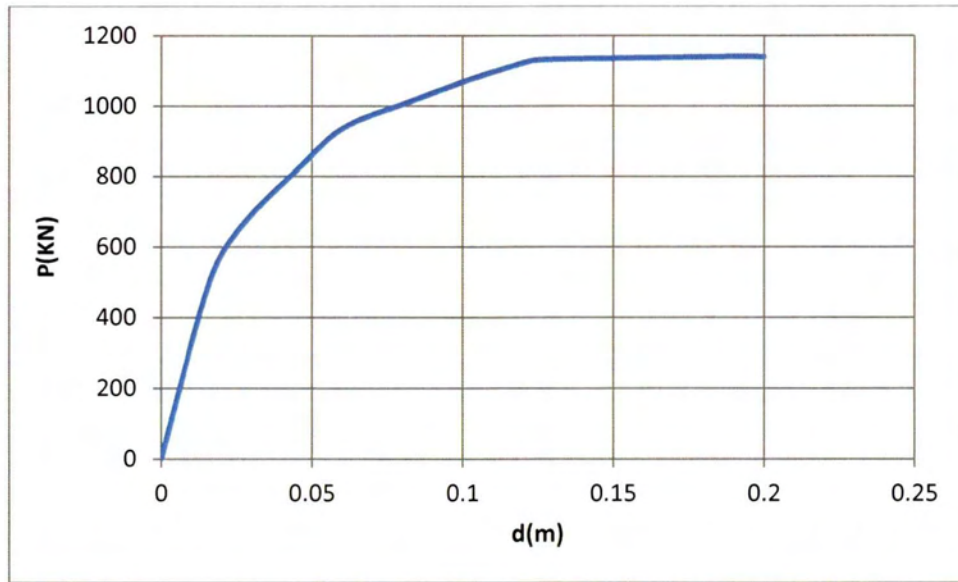


Σχήμα 58. Μορφή του εννιαόροφου κτίριο μετά την προσθήκη της μεταλλικής ενίσχυσης.

Τα φορτία που ασκήθηκαν στο κτίριο δεν διαφοροποιήθηκαν σε σχέση με αυτά που εφαρμόστηκαν στο μη ενισχυμένο κτίριο.

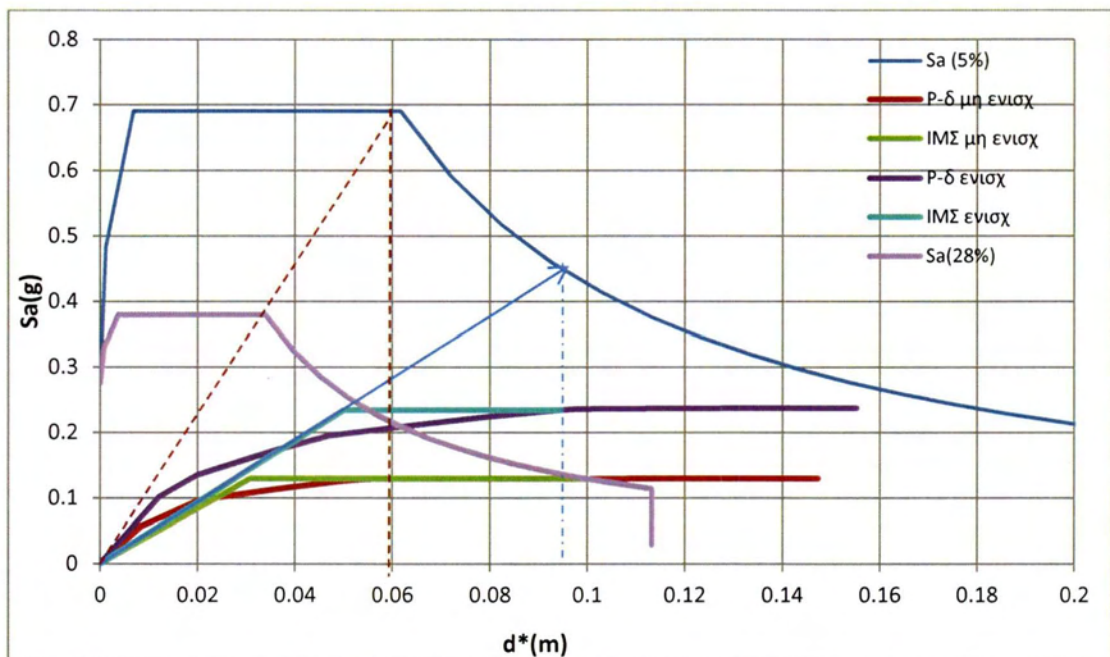
Αρχικά το κτίριο υποβλήθηκε σε μη γραμμική στατική ανάλυση ώστε να αποτιμηθεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετά την προσθήκη της μεταλλικής ενίσχυσης. Στη συνέχεια με βάση την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου και λαμβάνοντας υπόψη τα νέα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής εκτιμήθηκε η μετακίνηση στόχος σύμφωνα με τον κεφάλαιο 2.

Η καμπύλη ικανότητας του ενισχυμένου κτιρίου φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 59) με μέγιστη τιμή της τέμνουσας τα 1138KN.



Σχήμα 59. Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου.

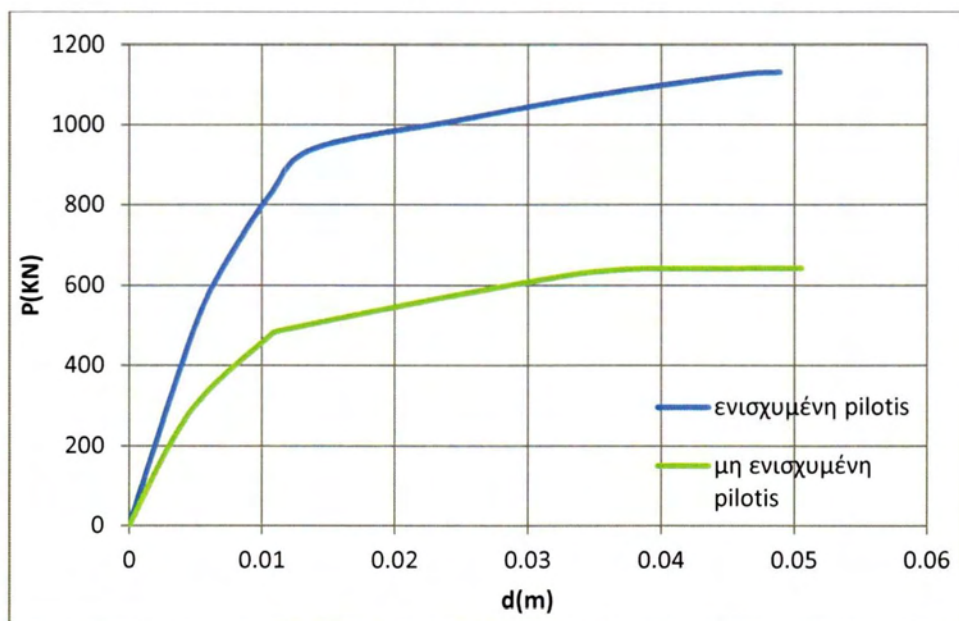
Η μετακίνηση στόχος της κατασκευής υπολογίστηκε στα 12.2cm που σε τιμές φασματικής μετακίνησης αντιστοιχεί σε 9.5cm. Η καμπύλη φασματικής ικανότητας του κτιρίου σε σχέση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού και το φάσμα απόκρισης φαίνεται στο Σχήμα 60. Στο ίδιο διάγραμμα φαίνεται και η φασματική καμπύλη ικανότητας του μη ενισχυμένου κτιρίου, ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Σχήμα 60. Καμπύλη φασματικής ικανότητας ενισχυμένου και μη ενισχυμένου κτιρίου.

Από το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνεται η ευεργετική συνεισφοράς της ενίσχυσης στην συμπεριφορά του κτιρίου. Για την στοχευόμενη περίοδο του κτιρίου και για το επιθυμητό ποσοστό απόσβεσης 28%, το κτίριο αποκρίνεται σε φασματική επιτάχυνση 0.21g ενώ το μη ενισχυμένο κτίριο αποκρίνεται σε φασματική επιτάχυνση μόλις 0.12g.

Παράλληλα, συγκρίνοντας την ακαμψία της pilotis πριν την ενίσχυση με αυτή που έχει η pilotis αφού ενισχυθεί με την τοποθέτηση των μεταλλικών ενισχύσεων γίνεται φανερή η αύξηση της ακαμψίας στην pilotis. Το παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 61) αποτελεί την καμπύλη ικανότητας της pilotis για την στοχευόμενη μετακίνηση. Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, όπως αναφέρθηκε είναι 12.2cm και η αντίστοιχη μετακίνηση της pilotis είναι 4.1cm. Η ακαμψία της μη ενισχυμένης pilotis υπολογίζεται στα 61200KN/m ενώ της ενισχυμένης pilotis υπολογίζεται στα 100752KN/m, παρατηρείται δηλαδή μια αύξηση κατά 40000KN/m περίπου η οποία οφείλεται στην προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων που ο καθένας του έχει ακαμψία 20000KN/m.

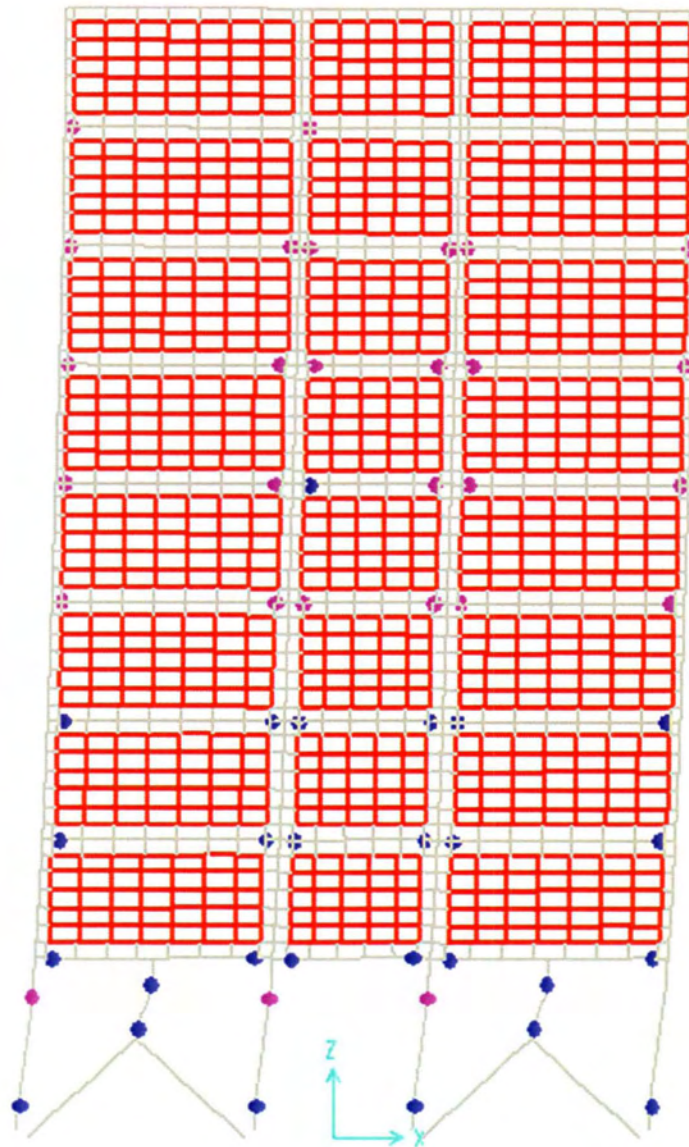


Σχήμα 61. Καμπύλη ικανότητας της ενισχυμένης και της μη ενισχυμένης pilotis.

Στη συνέχεια μελετήθηκε η συμβολή του μεταλλικού συνδέσμου για τον περιορισμό του φαινομένου μαλακού ορόφου, που εμφανιζόταν στο μη ενισχυμένο κτίριο. Απώτερος σκοπός άλλωστε αυτού του είδους ενίσχυσης είναι ο περιορισμός του μηχανισμού ορόφου που ενδέχεται να εμφανιστεί σε πολυώροφα κτίρια που είναι σχεδιασμένα με παλαιότερους κανονισμούς. Το μη ενισχυμένο κτίριο παρουσίαζε μηχανισμό ορόφου από τα πρώτα στάδια και για μικρές μετακινήσεις. Επίσης η γωνία στροφής χορδής των υποστυλωμάτων ήταν πολύ μεγάλη και εκτός των επιτρεπόμενων ορίων επιτελεστικότητας. Ταυτόχρονα η σχετική γωνία στροφής των υποστυλωμάτων σε σχέση με τη μέση γωνιά στροφής της ανωδομής ήταν μεγάλη. Από την ανάλυση του μη ενισχυμένου κτιρίου βρέθηκε ότι η γωνία στροφής της pilotis προς τη μέση γωνία στροφής της ανοδομής ήταν κατά 12 φορές μεγαλύτερη.

Η μορφή του παραμορφωμένου φορέα για την στοχευόμενη μετακίνηση φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 62). Παρατηρώντας τον φορέα τη στιγμή της στοχευόμενης

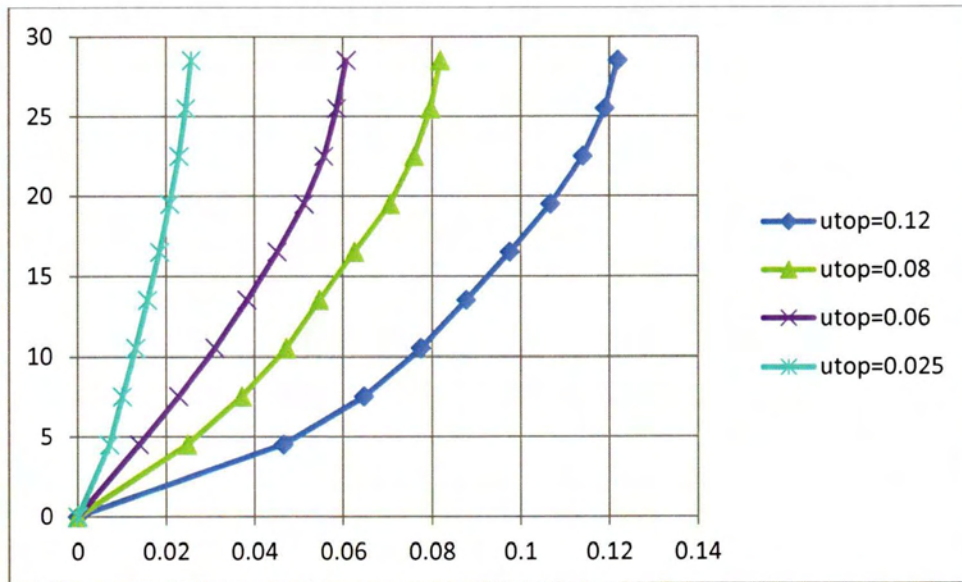
μετακίνησης φαίνεται ότι δεν έχει σχηματιστεί πλήρως μηχανισμός ορόφου. Η κεφαλή του δεξιού υποστυλώματος δεν έχει πλαστικοποιηθεί ακόμα εμποδίζοντας την σχετική μετακίνηση της ανοδομής με την pilotis. Ένα άλλο στοιχείο που χρήζει προσοχής είναι η πλαστικοποίηση των μεταλλικών συνδέσμων λόγω κάμψης. Επίσης στην ανωδομή παρατηρούνται και κάποιες επιπλέον πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς, σε σχέση με αυτές που εμφανίζονται στο ενισχυμένο κτίριο και αυτό θα μπορούσε να θεωρηθεί ως θετικό σημάδι μιας και είναι ένα ακόμα δείγμα ότι η καταπόνηση του φορέα δεν περιορίζεται στην pilotis αλλά κατανέμεται σε όλο το κτίριο.



Σχήμα 62. Παραμόρφωση ενισχυμένου κτιρίου για μετακίνηση στόχο $d_t=12.2\text{cm}$.

Παρατηρώντας τα προφίλ των μετακινήσεων του ενισχυμένου κτιρίου συμπεραίνεται ότι η προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων βελτιώνει σημαντικά την συμπεριφορά της pilotis περιορίζοντας την στροφή των υποστυλωμάτων και έτσι

αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου. Τα προφίλ των μετακινήσεων του ενισχυμένου κτιρίου φαίνονται στο Σχήμα 63.

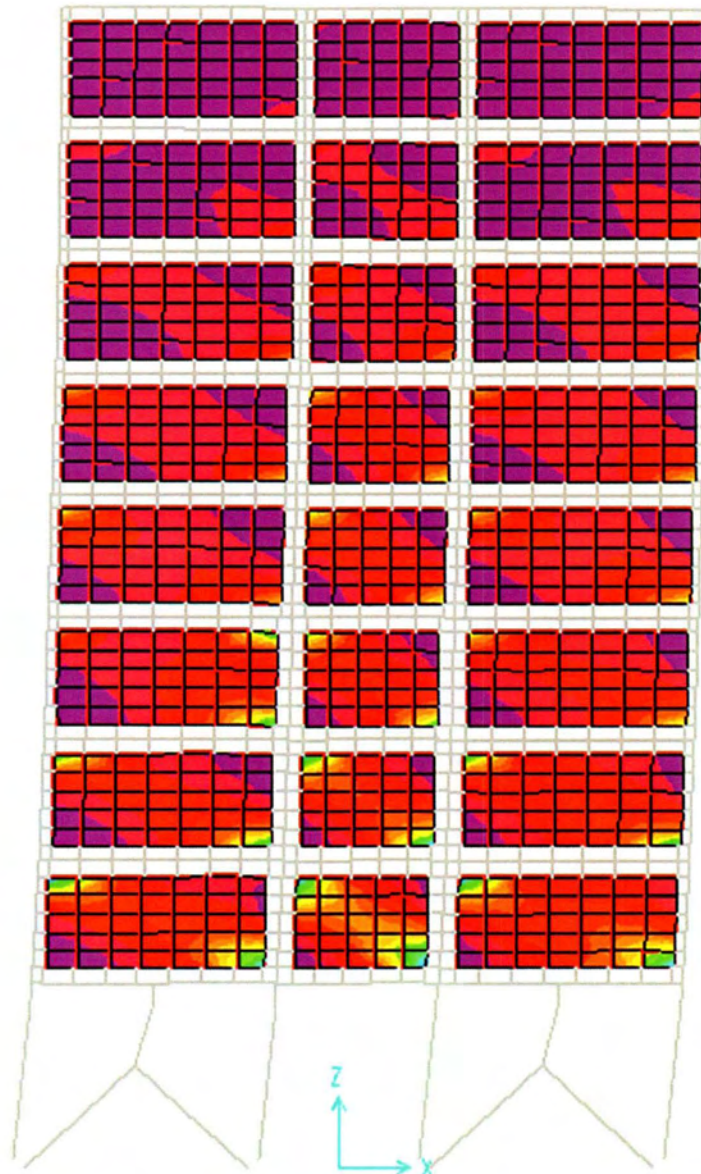


Σχήμα 63. Προφίλ μετακινήσεων του κτιρίου μετά την ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους με ακαμψία $K=20000\text{KN/m}$

Από το παραπάνω διάγραμμα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα. Πρώτον στη pilotis με τη προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων περιορίζονται οι μετακινήσεις σχεδόν στον μισό. Το μη ενισχυμένο κτίριο στην μετακίνηση στόχο εμφάνιζε μετακίνηση οροφής της pilotis τα 8.5cm ενώ τώρα η μέγιστη μετακίνηση που εμφανίζεται στην pilotis είναι 4.5cm. Δεύτερον, ο λόγος της γωνίας στροφής της pilotis προς τη μέση γωνία στροφής της ανωδομής μειώνεται σημαντικά, από 12 που ήταν στο μη ενισχυμένο κτίριο ο νέος λόγος τώρα είναι περίπου 3. Τέλος η γωνία στροφής χορδής των υποστυλωμάτων μειώθηκε. Η νέα γωνία στροφής χορδής είναι 1.0% και είναι εντός των αποδεκτών ορίων που είναι 1.2% όπως ορίζει το επίπεδο επιτελεσματικότητας "Προστασία ζωής".

Επιπλέον διερευνήθηκε η επίδραση που έχει η ενίσχυση στην τοιχοποιία της ανωδομής. Όπως παρατηρήθηκε στο ενισχυμένο κτίριο για την στοχευόμενη μετακίνηση δημιουργήθηκαν και πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών ανωτέρων ορόφων που δεν παρατηρήθηκαν κατά την ανάλυση του μη ενισχυμένου κτιρίου. Αυτό σημαίνει ότι η ενίσχυση παρότι αυξάνει την αντοχή και την ακαμψία του κτιρίου, εμποδίζοντάς το να αναπτύξει μηχανισμό ορόφου εντούτοις αυξάνει την ένταση και περιορισμένες βλάβες εντοπίζονται σχεδόν σε όλο το φορέα. Επομένως κρίνεται αναγκαίο να διαπιστωθεί η επίδραση της ενίσχυσης και στην τοιχοποιία μιας και η οργανισμός πλήρωσης είναι αυτός που στις περισσότερες περιπτώσεις υφίσταται σημαντικές βλάβες κατά την διάρκεια του σεισμού και η αποκατάσταση των ζημιών απαιτεί πολλές φορές σημαντικό κεφάλαιο από τους ιδιοκτήτες. Είναι λοιπόν αναγκαίο μετά από κάθε μελέτη ενίσχυσης να ελέγχεται η συμπεριφορά και του οργανισμού πλήρωσης. Μελετήθηκαν οι ισοδύναμες τάσεις (τάσεις Von Mises) που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία κατά την παραμόρφωση του φορέα όταν αυτός έχει φτάσει στην μετακίνηση στόχο των 12.2cm. Η κατανομή των τάσεων Von Mises στην τοιχοποιία φαίνεται στο Σχήμα 64. Παρατηρώντας τις τάσεις διαπιστώνεται η ύπαρξη

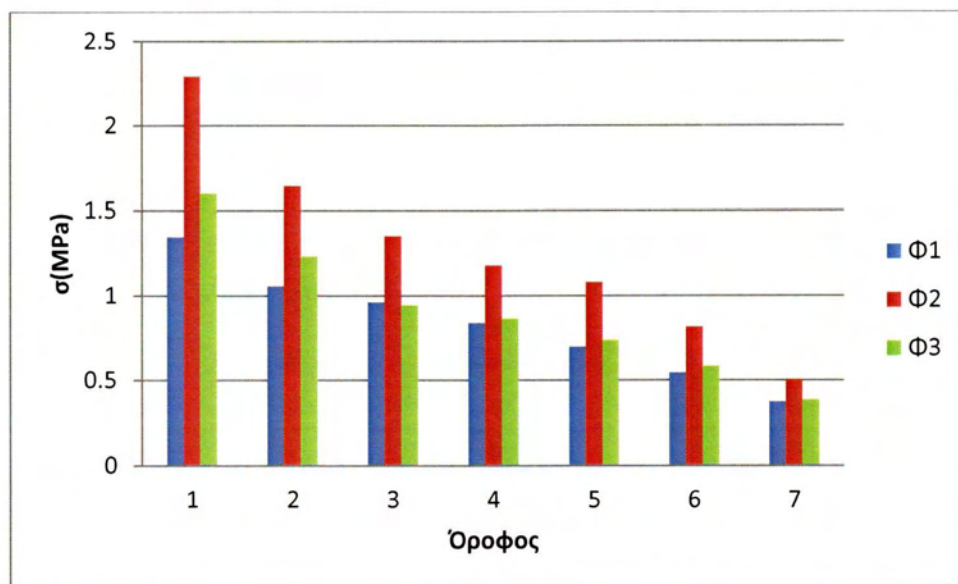
της θλιβόμενης διαγωνίου στον οργανισμό πλήρωσης καθώς και ότι η θλιβόμενη διαγώνιος σχηματίζεται μέχρι και τον 7^ο όροφο του κτιρίου.



Σχήμα 64. Τάσεις Von Mises στην τοιχοποιία του ενισχυμένου κτιρίου.

Οι μεγαλύτερες τάσεις εντοπίζονται στους πρώτους ορόφους ενώ όσο αυξάνεται ο αριθμός του ορόφου παρατηρείται μείωση των τάσεων στην τοιχοποιία. Παράλληλα η τοιχοποιία των μεσαίων φαντωμάτων δέχεται τις μεγαλύτερες τάσεις. Στη συνέχεια υπολογίστηκε μία μέση τιμή της τάσης για κάθε φάντωμα. Λαμβάνοντας τις τιμές της τάσης που εμφανίζονται στους κόμβους του μεσαίου πεπερασμένου στοιχείου υπολογίστηκε η μέση τιμή της τάσης που εμφανίζει η τοιχοποιία. Στο ενισχυμένο κτίριο η τοιχοποιία συμμετέχει ενεργά στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων καθώς ενεργοποιείται ο μηχανισμός αστοχίας διαγώνιου θλιπτήρα σε όλους σχεδόν τους ορόφους του κτιρίου αντίθετα με το μη ενισχυμένο κτίριο όπου η ένταση έχει συγκεντρωθεί στην pilotis προκαλώντας μεγάλες παραμορφώσεις και επομένως οι τάσεις στην τοιχοποιία της ανωδομής είναι σχετικά μικρές. Οι τάσεις συγκεντρώθηκαν

υπό μορφή ιστογράμματος για τους 7 πρώτους ορόφους του κτιρίου και ανά φάτνωμα (Σχήμα 65). Στον τελευταίο όροφο οι τάσεις δεν σχηματίζουν θλιβόμενη διαγώνιο και ουσιαστικά σε αυτό τον όροφο η τοιχοποιία παραμένει ανενεργή. Όπως φαίνεται και στο ιστόγραμμα οι τάσεις συνεχώς μειώνονται καθώς αυξάνεται ο αριθμός του ορόφου. Οι τάσεις παρότι είναι αυξημένες σε σχέση με το μη ενισχυμένο κτίριο παραμένουν σε επίπεδα χαμηλότερα της αντοχής της τοιχοποιίας.



Σχήμα 65. Τάσεις τοιχοποιίας ανά όροφο στο ενισχυμένο κτίριο για στοχευόμενη μετακίνηση $d_i=12.2\text{cm}$

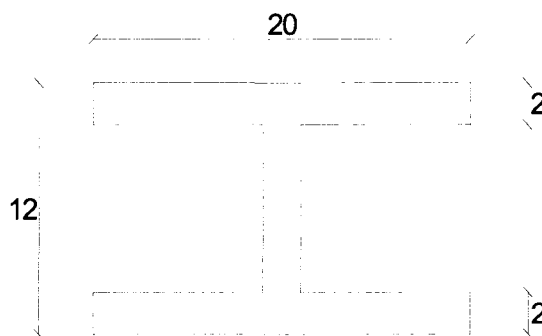
5.3.1 Συμπεράσματα

Με την προσθήκη του μεταλλικού συνδέσμου επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας του κτιρίου. Η παρουσία των μεταλλικών συνδέσμων προκαλεί αύξηση της ακαμψίας της *pilotis* εμποδίζοντας το κτίριο να αναπτύξει μηχανισμό ορόφου. Περιορίζονται σημαντικά οι μετακινήσεις της κορυφής με αποτέλεσμα η αύξηση των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου να γίνεται πιο ομαλά και όχι οι παραμορφώσεις να εντοπίζονται κυρίως στην *pilotis*. Επιπλέον οι μεταλλικοί σύνδεσμοι όταν ενεργοποιούνται απορροφούν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής έντασης και οδηγούνται γρήγορα στη διαρροή. Με αυτό τον τρόπο ανακουφίζουν την *pilotis* και καθυστερούν τα άκρα των υποστυλωμάτων να φτάσουν στη διαρροή. Παράλληλα με την αποφυγή εμφάνισης μηχανισμού ορόφου περιορίζονται σημαντικά οι γωνίες στροφής χορδής των υποστυλωμάτων. Η σημαντική μείωση των παραμορφώσεων στην *pilotis* προκαλεί όμως, αύξηση της έντασης στην ανωδομή. Ο φέρων οργανισμός δέχεται μεγαλύτερες καταπονήσεις και έτσι αρκετές δοκοί της ανωδομής παρουσιάζουν στα άκρα τους πλαστικές αρθρώσεις, ενώ παράλληλα στον οργανισμό πλήρωσης εμφανίζεται αύξηση των τάσεων. Επομένως, η μεταλλική ενίσχυση με τον σύνδεσμο υψηλής δυσκαμψίας βελτιώνει την συμπεριφορά του κτιρίου, αποτρέποντας την εμφάνιση μαλακού ορόφου, ωστόσο πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή ώστε να μην παρουσιάζονται νέα προβλήματα στην ανωδομή.

5.3.2 Διερεύνηση της επίδρασης της ακαμψίας του συνδέσμου στο κτίριο

Στη συνέχεια έγινε παραμετρική διερεύνηση για το πώς η ακαμψία του μεταλλικού συνδέσμου επιδρά στην συμπεριφορά του κτιρίου καθώς και τη επίδραση έχει στον οργανισμό πλήρωσης

Μελετήθηκαν δύο ακόμη μεταλλικοί σύνδεσμοι οι οποίοι έχουν διπλάσια και τετραπλάσια ακαμψία σε σχέση με τον πρώτο σύνδεσμο. Και σε αυτή την περίπτωση μελετήθηκαν μεταλλικοί σύνδεσμοι διατομής διπλού T μιας και όπως έχει προαναφερθεί οι σύνδεσμοι διατομής διπλού T δεν υποφέρουν από στρέβλωση του κορμού, όπως οι ορθογωνικής διατομής σύνδεσμοι, λόγω της ευεργετικής παρουσίας των πελμάτων τους. Ο πρώτος σύνδεσμος που στο εξής θα αναφέρεται ως Σ1 είχε ακαμψία $K=20000\text{KN/m}$, ενώ ο καινούργιος σύνδεσμο, Σ2, έχει ακαμψία $K=40000\text{KN/m}$ και ο τρίτος, Σ3, έχει ακαμψία $K=80000\text{KN/m}$. Για του δύο τελευταίους υπό διερεύνηση συνδέσμους μελετήθηκε η επίδραση της αύξησης της ακαμψία του συνδέσμου στο σύνολο της κατασκευής καθώς και το ποια είναι η συμπεριφορά του οργανισμού πλήρωσης. Αρχικά υπολογίστηκαν τα νέα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των νέων συνδέσμων με βάσει τη νέα ακαμψία και την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης. Η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης δεν διαφοροποιήθηκε από την προηγούμενη περίπτωση καθώς θεωρήθηκε ότι η κατασκευή επιτυγχάνει το ίδιο ποσοστό απόσβεσης με το ενισχυμένο κτίριο με τον σύνδεσμο Σ1, δηλαδή 28%. Επομένως και σε αυτές τις περιπτώσει οι απαιτούμενη τέμνουσα που καλούνται να παραλάβουν οι σύνδεσμοι είναι 480KN δηλαδή 240KN έκαστος. Σύμφωνα λοιπόν με την διαδικασία προδιαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 2 πρόέκυψαν οι διαστάσεις των μεταλλικών συνδέσμων. Το υλικό των συνδέσμων και σε αυτή την περίπτωση ήταν χάλυβας S355. Για τον σύνδεσμο Σ2 προεκτιμήθηκε ο λόγος $f=W_{pl}/W_{el}$ και το μήκος $a=h/2$. Ο συντελεστής σχήματος f τέθηκε ίσος με 1.24 και το μήκος $a=6\text{cm}$. Με βάση αυτά τα στοιχεία υπολογίστηκε το μήκος του συνδέσμου $L=1.01\text{m}$ ενώ η ελαστική ροπή αντίστασης βρέθηκε ίση με 276.4cm^3 και η ροπή αδρανείας εκτιμήθηκε από τον τύπο $J=100W_{el}a$ στα 1658cm^4 . Μετά από σειρά δοκιμών σχεδιάστηκε διατομή διπλού T που να δίνει τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Η διατομή του συνδέσμου έχει τα εξής χαρακτηριστικά : ύψος $h=12\text{cm}$, πλάτος $b=15.5\text{cm}$, πάχος κορμού $t_w=2\text{cm}$ και πάχος πελμάτων $t_f=2\text{cm}$. Η διατομή του συνδέσμου Σ2 φαίνεται στο Σχήμα 66.

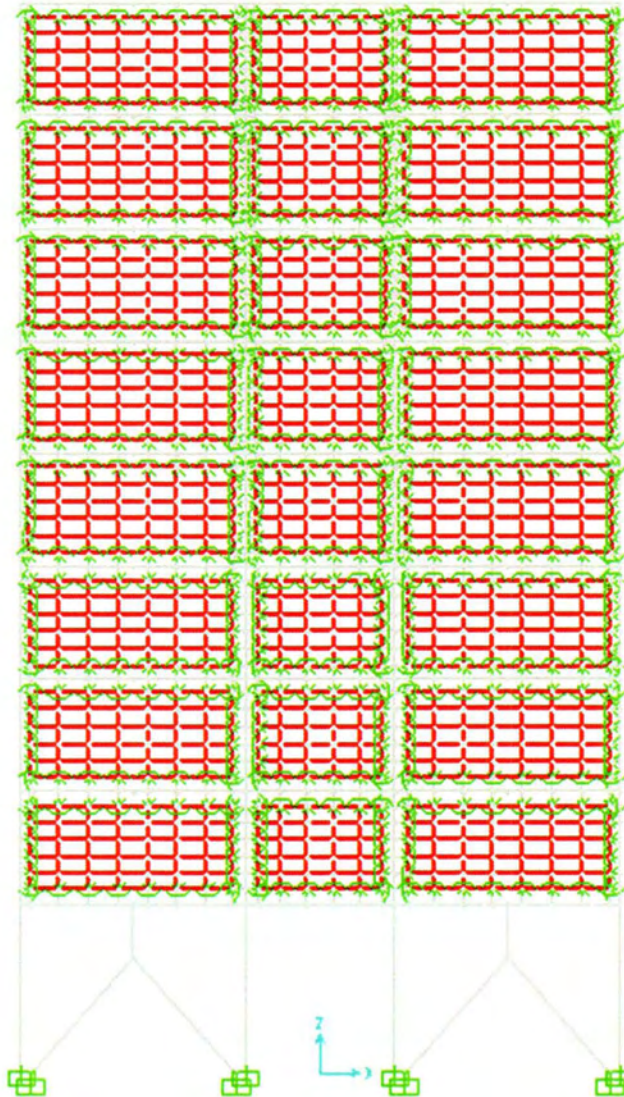


Σχήμα 66. Διατομή μεταλλικού συνδέσμου Σ2.

Πράγματι, η διατομή εμφανίζει παρόμοια τιμή ροπής αδρανείας και ελαστικής ροπής αντίστασης με αυτή που προεκτιμήθηκε. Επίσης ο λόγος πλαστικής ροπής αντίστασης προς την ελαστική ροπή αντίστασης υπολογίστηκε στο 1.239 και

προσεγγίζει σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό τον αρχικό εκτιμώμενο λόγο. Τέλος η επιλογή των διαστάσεων της διατομής έγινε και με κριτήριο την αντοχή σε τέμνουσα της διατομής που πρέπει να είναι διπλάσια της τέμνουσας που δέχεται ο σύνδεσμος ώστε αυτός να αστοχεί μόνο λόγω κάμψης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

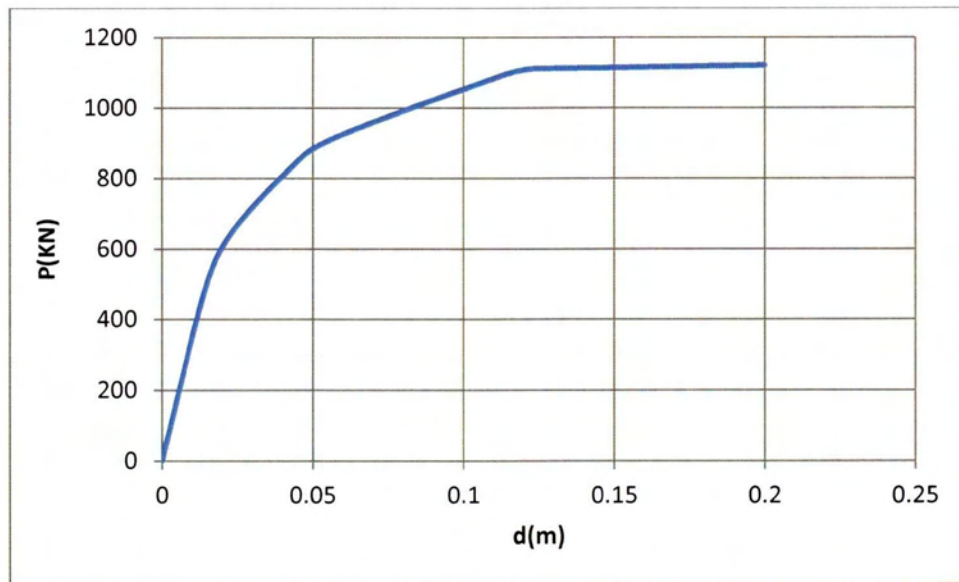
Η μορφή του ενισχυμένου κτιρίου με τον μεταλλικό σύνδεσμο Σ2 φαίνεται στο Σχήμα 67.



Σχήμα 67. Μορφή του εννιαόροφου κτιρίου μετά την προσθήκη της μεταλλικής ενίσχυσης Σ2.

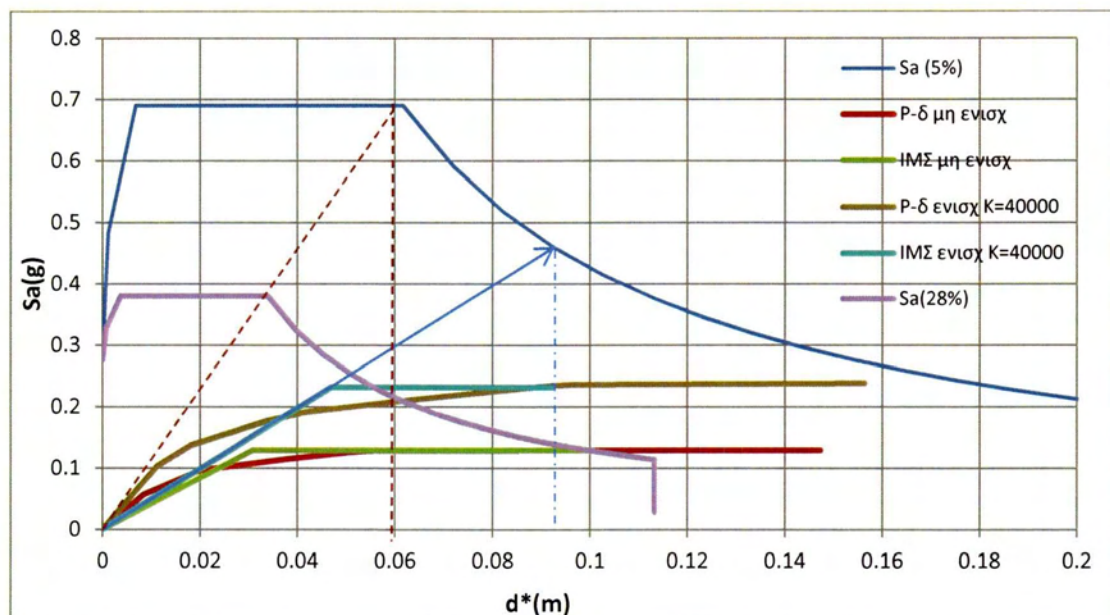
Τα φορτία που εφαρμόζονται στο κτίριο δεν διαφοροποιήθηκαν από αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στις προηγούμενες αναλύσεις. Με την προσθήκη του νέου μεταλλικού συνδέσμου Σ2 αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η νέα περίοδος της κατασκευής είναι 0.53sec και με βάση τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του κτιρίου υπολογίστηκε η στοχευόμενη μετακίνηση. Η νέα μετακίνηση στόχος υπολογίστηκε σύμφωνα με το κεφάλαιο 2 και βρέθηκε ίση με 11.8cm. Το κτίριο υποβλήθηκε και αυτό σε μη γραμμική ανάλυση και υπολογίστηκε η καμπύλη ικανότητας.

Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου φαίνεται στο Σχήμα 68, όπου και προσεγγίζεται ικανοποιητικά η τέμνουσα βάσης των 1132KN που είχε τεθεί ως στόχος.

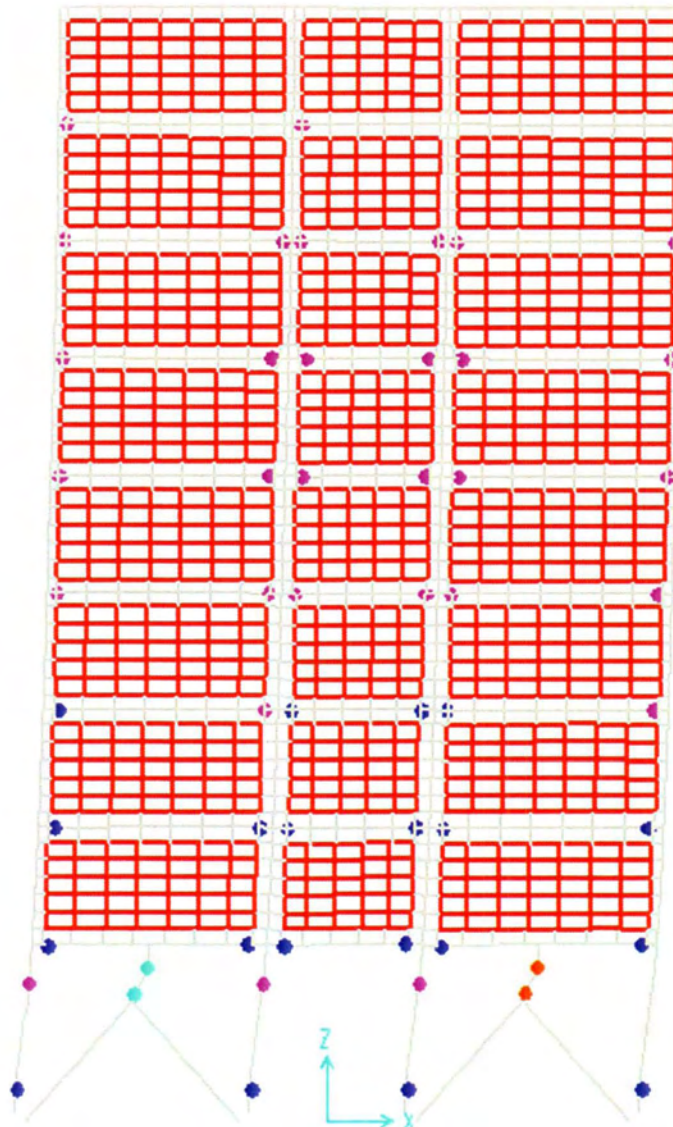


Σχήμα 68. Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου με τον σύνδεσμο Σ2.

Η μετακίνηση στόχος της κατασκευής υπολογίστηκε στα 11.8cm που σε τιμές φασματικής μετακίνησης αντιστοιχεί σε 9.2cm. Η καμπύλη φασματικής ικανότητας του ενισχυμένου κτιρίου με τον μεταλλικό σύνδεσμο Σ2 συγκρίνεται με την καμπύλη ικανότητας του μη ενισχυμένου κτιρίου στο Σχήμα 69.

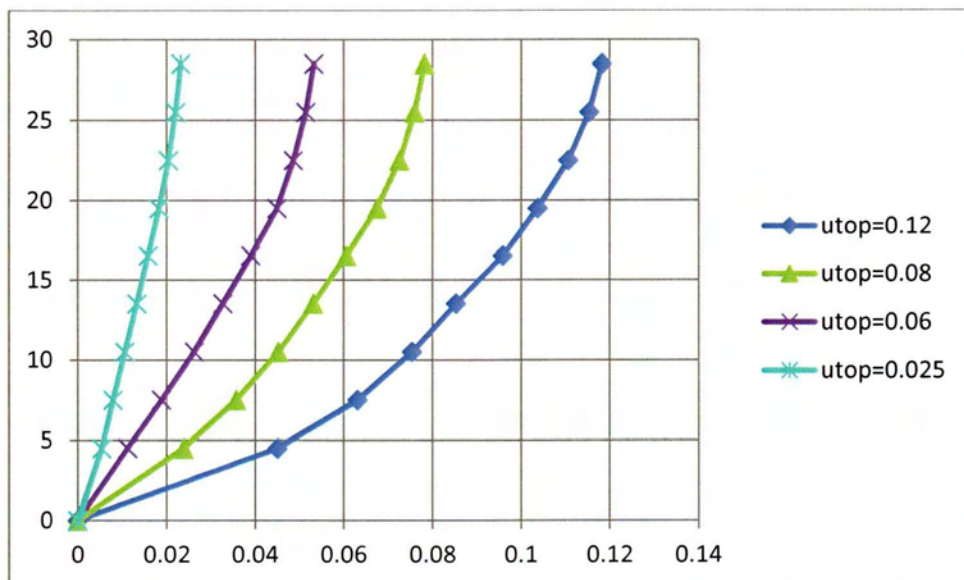


Σχήμα 69. Καμπύλη φασματικής ικανότητας ενισχυμένου (Σ2 σύνδεσμος) και μη ενισχυμένου κτιρίου.



Σχήμα 70. Παραμόρφωση ενισχυμένου κτιρίου για μετακίνηση στόχο $d_t=11.8\text{cm}$.

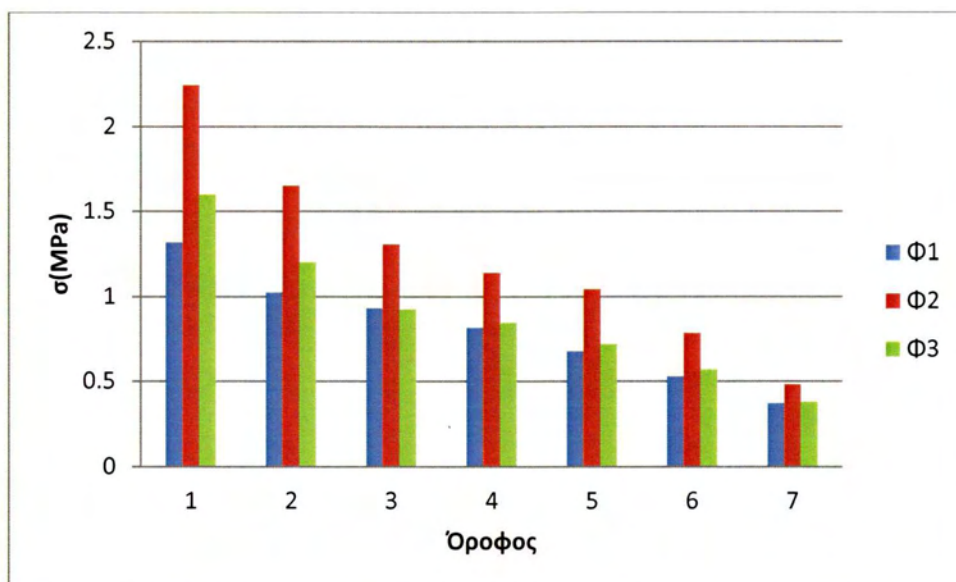
Το κτίριο με την προσθήκη του μεταλλικού συνδέσμου Σ2 αποκρίνεται κατά παρόμοιο τρόπο με το κτίριο που είχε ενισχυθεί με τον σύνδεσμο Σ1. Και σε αυτή την περίπτωση αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου για την μετακίνηση στόχο των 11.8cm. Σε αυτή την μετακίνηση στα άκρα των υποστυλωμάτων έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις εκτός από το δεξί ακριανό υποστύλωμα όπου η καφαλή του δεν έχει φτάσει το όριο πλαστικοποίησης αποτρέποντας τον σχηματισμό μαλακού ορόφου. Παρατηρώντας τα προφίλ των μετακινήσεων του ενισχυμένου κτιρίου συμπεραίνεται ότι η προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων βελτιώνει σημαντικά την μετακίνηση της pilotis περιορίζοντας την στροφή των υποστυλωμάτων και έτσι αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου (Σχήμα 70). Τα προφίλ των μετακινήσεων του ενισχυμένου κτιρίου με τον σύνδεσμο ακαμψίας $K=40000\text{KN/m}$ φαίνονται στο Σχήμα 71.



Σχήμα 71. Προφίλ μετακινήσεων του κτιρίου μετά την ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους με ακαμψία $K=40000\text{KN/m}$

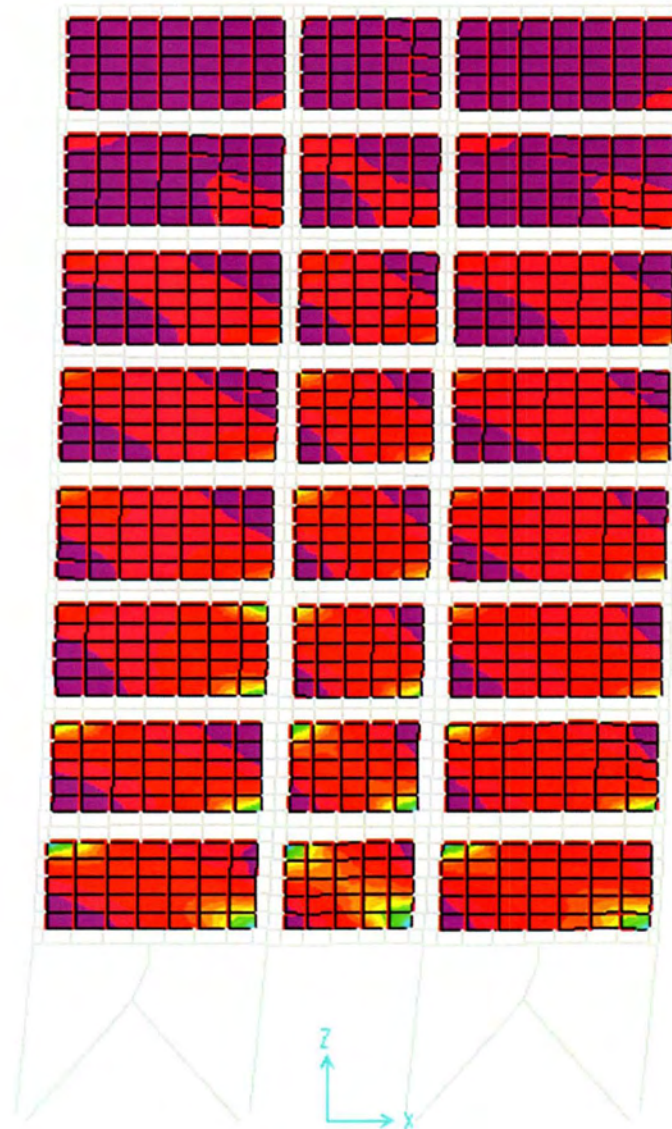
Με την προσθήκη του μεταλλικού συνδέσμου Σ2 και σε αυτή την περίπτωση η μέγιστη μετακίνηση της οροφής της pilotis περιορίζεται στα 4.5cm όταν η αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου κτιρίου ήταν 8.5cm. Επίσης ο λόγος της γωνίας στροφής της pilotis προς τη μέση γωνία στροφής της ανοδομής μειώνεται σημαντικά, από 12 που ήταν αρχικά στο μη ενισχυμένο ο νέος λόγος τώρα είναι περίπου 3 και η γωνία στροφής χορδής είναι 1.0% και είναι εντός των αποδεκτών ορίων που είναι 1.2% όπως ορίζει το επίπεδο επιτελεσματικότητας "Προστασία ζωής".

Οι τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία συγκεντρώθηκαν σε ιστόγραμμα ανά φάτνωμα και ανά όροφο (Σχήμα 72).



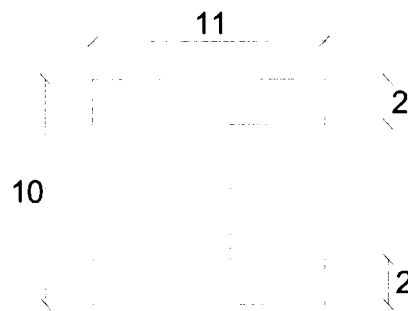
Σχήμα 72. Τάσεις τοιχοποιίας ανά όροφο στο ενισχυμένο κτίριο με το σύνδεσμο Σ2 για στοχευόμενη μετακίνηση $d_i=11.8\text{cm}$

Στον τελευταίο όροφο η τοιχοποιία δεν αναπτύσσει θλιβόμενη διαγώνιο και ουσιαστικά παραμένει ανενεργή. Η τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 73).



Σχήμα 73. Τάσεις Von Mises στην τοιχοποιία του ενισχυμένου κτιρίου με τον σύνδεσμο Σ2.

Στη συνέχεια διερευνήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου όταν η ακαμψία του συνδέσμου αυξηθεί και άλλο. Ο νέος σύνδεσμος Σ3 θα πρέπει να έχει ακαμψία $K=80000\text{KN/m}$. Υπολογίστηκαν τα νέα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του νέου συνδέσμου με βάση τη νέα ακαμψία και την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης. Το κτίριο θεωρήθηκε ότι επιτυγχάνει το ίδιο ποσοστό απόσβεσης με το μη ενισχυμένο δηλαδή 28%. Έτσι η απαιτούμενη τέμνουσα που καλείται να παραλάβει το σύστημα ενίσχυσης είναι 480KN. Αφού λοιπόν έχει επιλεγεί να γίνει χρήση δύο μεταλλικών συστημάτων απόσβεσης τότε κάθε σύνδεσμος θα πρέπει να παραλαμβάνει 240KN. Ακολουθώντας την μεθοδολογία του Κεφαλαίου 2 υπολογίστηκαν οι διαστάσεις για τον μεταλλικό σύνδεσμο Σ3. Το υλικό του συνδέσμου και σε αυτή την περίπτωση ήταν χάλυβας S355. Ο συντελεστής σχήματος f προεκτιμήθηκε και τέθηκε ίσος με 1.328 και το μήκος $a=h/2$ τέθηκε ίσο με 5cm. Με βάση αυτά τα στοιχεία υπολογίστηκε το μήκος του συνδέσμου $L=0.63\text{m}$ ενώ η ελαστική ροπή αντίστασης βρέθηκε ίση με 190.98cm^3 και η ροπή αδρανείας εκτιμήθηκε από τον τύπο $J=100W_{el,a}$ στα 804.92cm^4 . Μετά από σειρά δοκιμών σχεδιάστηκε διατομή διπλού T που να δίνει τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Η διατομή του συνδέσμου που προέκυψε έχει τα εξής χαρακτηριστικά : ύψος $h=11\text{cm}$, πλάτος $b=10\text{cm}$, πάχος κορμού $t_w=2.4\text{cm}$ και πάχος πελμάτων $t_f=2.4\text{cm}$. Η διατομή του συνδέσμου Σ3 φαίνεται στο Σχήμα 74.

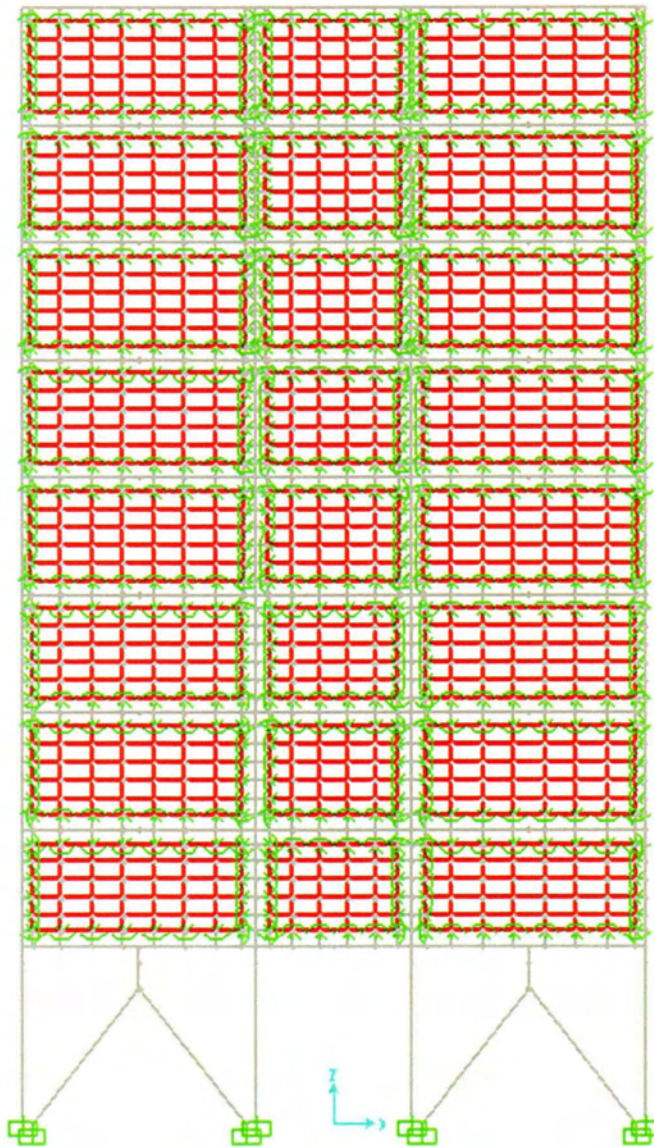


Σχήμα 74. Διατομή μεταλλικού συνδέσμου Σ3.

Η διατομή που σχεδιάστηκε εμφανίζει παρόμοια τιμή ροπής αδρανείας και ελαστικής ροπής αντίστασης με αυτή που προεκτιμήθηκε. Επίσης ο λόγος πλαστικής ροπής αντίστασης προς την ελαστική ροπή αντίστασης υπολογίστηκε στο 1.3289 και προσεγγίζει σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό τον αρχικό εκτιμώμενο λόγο. Ένα επιπλέον παράγοντας που λήφθηκε υπόψη είναι η αντοχή της διατομής σε τέμνουσες. Όπως και οι άλλοι μεταλλικοί σύνδεσμοι που σχεδιάστηκαν έτσι και ο Σ3 πρέπει να έχει μεγάλη αντοχή σε διάτμηση. Έτσι η αντοχή της διατομής με τις παραπάνω διαστάσεις είναι διπλάσια της απαιτούμενης τέμνουσας που καλείται να παραλάβει ο σύνδεσμος Σ3 και επομένως ο σύνδεσμος αστοχεί μόνο λόγο κάμψης.

Στη συνέχεια ο μεταλλικός σύνδεσμος τοποθετήθηκε στο προσομοίωμα. Αυτός ο σύνδεσμος πλεονεκτεί σε σχέση με τους δύο προηγούμενους καθώς έχει μικρό μήκος μόλις 63cm και επομένως δεν περιορίζει σημαντικά το διαθέσιμο ύψος της pilotis του κτιρίου. Άλλωστε ένας ακόμα παράγοντας που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για την εφαρμογή του συστήματος ενίσχυσης είναι η όσο το δυνατόν ελάχιστη ενόχληση στην λειτουργία του κτιρίου. Η μορφή του κτιρίου μετά την προσθήκη του συστήματος ενίσχυσης φαίνεται στο Σχήμα 75.

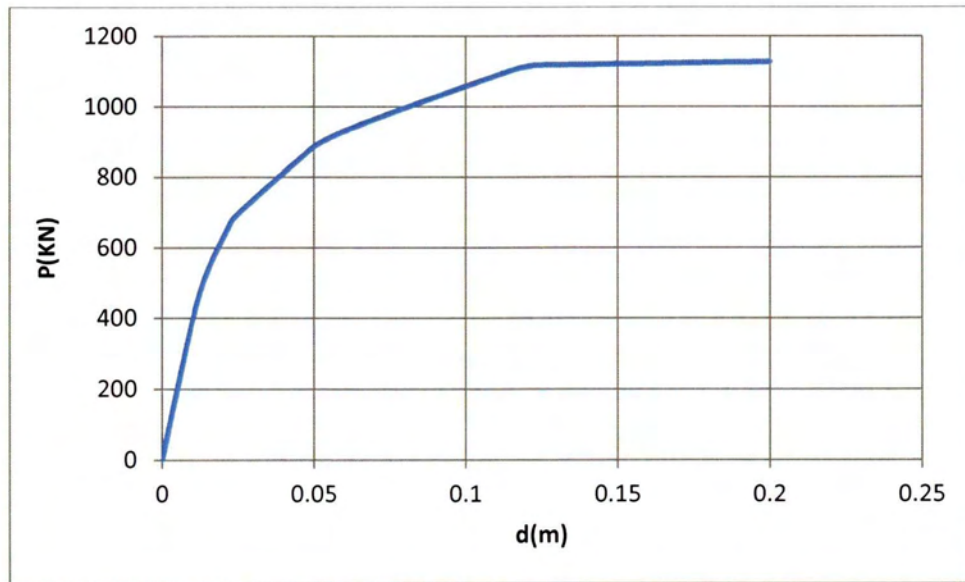
Τα φορτία που εφαρμόζονται στο κτίριο δεν διαφοροποιήθηκαν από αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στις προηγούμενες αναλύσεις. Με την προσθήκη του νέου μεταλλικού συνδέσμου Σ3 το σύστημα γίνεται πιο άκαμπτο και έτσι αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η περίοδος της κατασκευής είναι 0.53sec και με βάση τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του κτιρίου υπολογίστηκε η στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με το κεφάλαιο 2. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε στα 11.7cm που σε όρους φασματικής μετακίνησης είναι 9.1cm. Το κτίριο υποβλήθηκε και αυτό σε μη γραμμική στατική ανάλυση και υπολογίστηκε η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετά την προσθήκη του συστήματος ενίσχυσης.



Σχήμα 75. Μορφή του εννιαόροφου κτίριο μετά την προσθήκη της μεταλλικής ενίσχυσης Σ3.

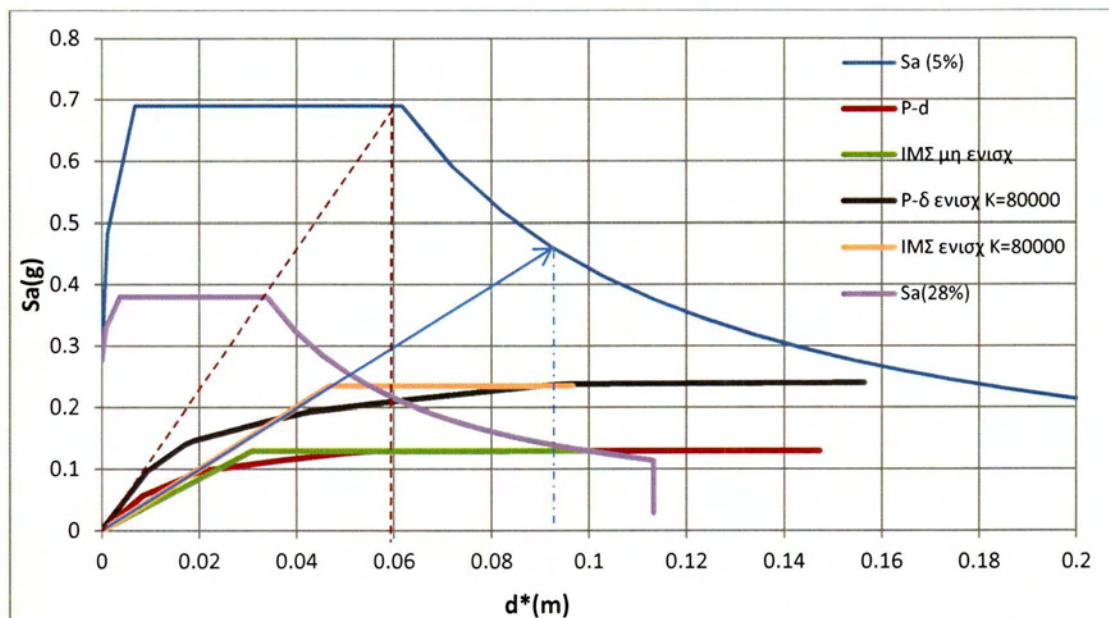
Η μη γραμμική ανάλυση του κτιρίου έδωσε την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετά την ενίσχυση προσεγγίζει ικανοποιητικά την

τιμή της τέμνουσας βάσης που έχει τεθεί σαν στόχος (Σχήμα 76). Η μέγιστη τέμνουσα βάση που επιτυγχάνεται από το κτίριο μετά την ενίσχυση είναι 1127KN .



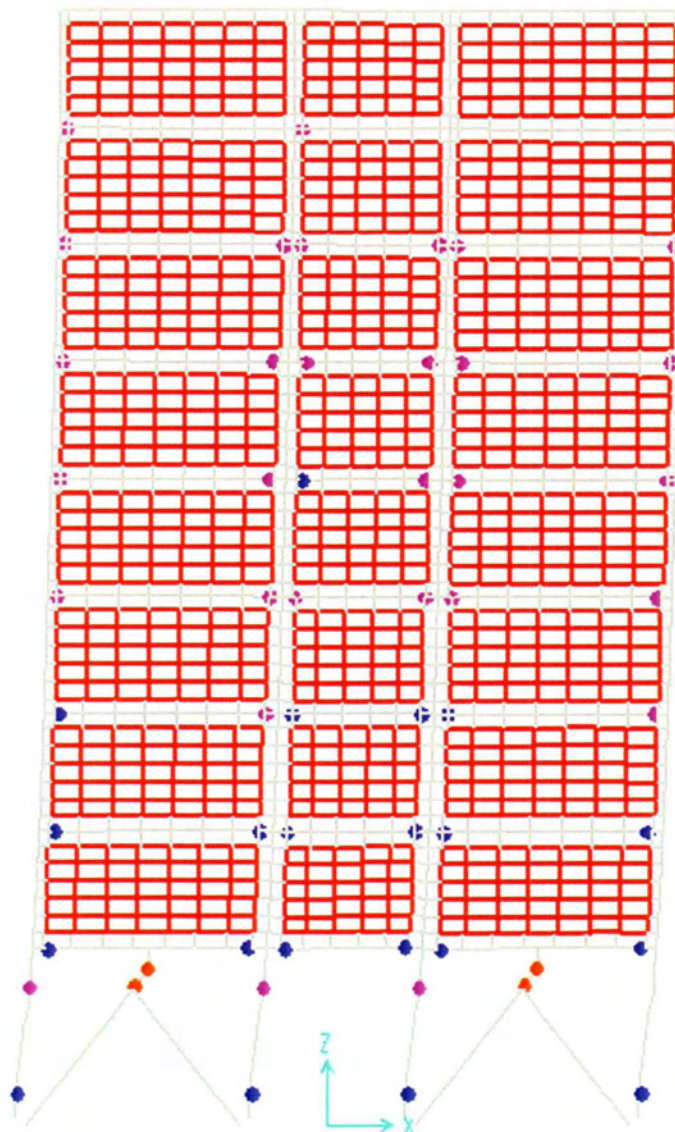
Σχήμα 76. Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου με τον σύνδεσμο Σ3.

Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου μετατράπηκε σε όρους φασματικής επιτάχυνσης και φασματικής μετακίνησης και συγκρίθηκε με την καμπύλη ικανότητας του μη ενισχυμένου κτιρίου (Σχήμα 77). Το κτίριο ανταποκρίνεται σε φασματική επιτάχυνση 0.21g όση ήταν και η απαίτηση για ποσοστό απόσβεσης 28%.



Σχήμα 77. Καμπύλη φασματικής ικανότητας ενισχυμένου (Σ2 σύνδεσμος) και μη ενισχυμένου κτιρίου.

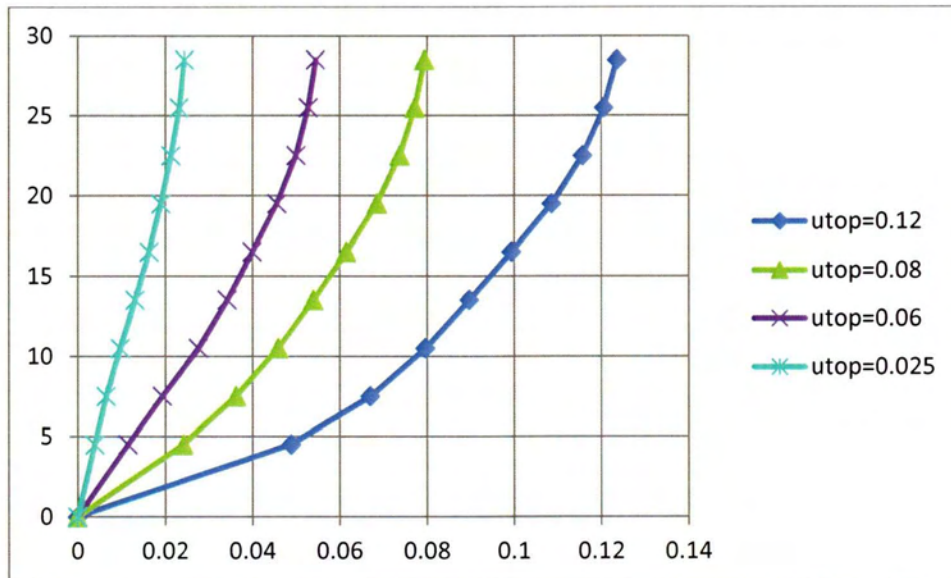
Η παραμορφωμένη κατάσταση του κτιρίου όταν έχει επιτευχθεί η μετακίνηση στόχος του κτιρίου φαίνεται στο Σχήμα 78.



Σχήμα 78. Παραμόρφωση ενισχυμένου κτιρίου για μετακίνηση στόχο $d_t=11.7\text{cm}$.

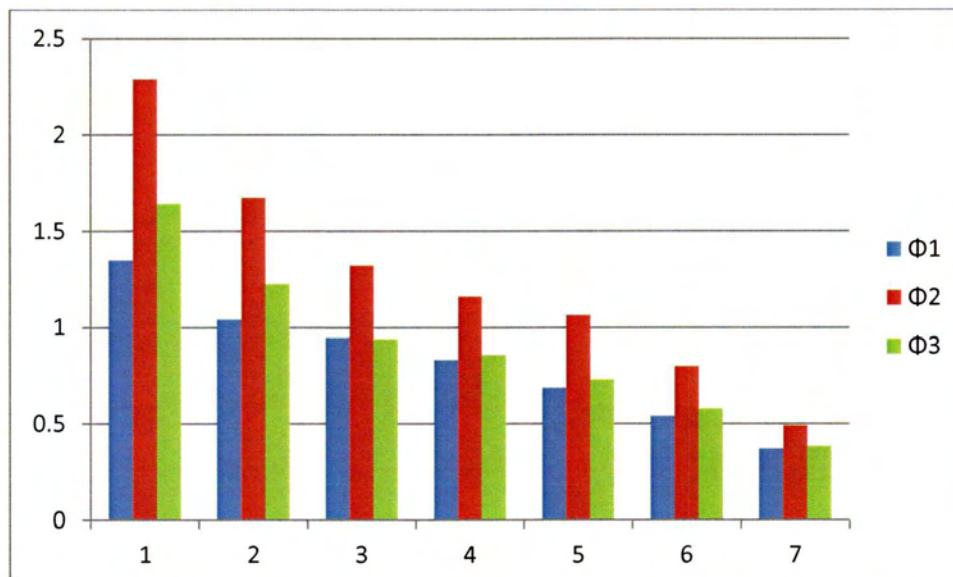
Η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου δεν διαφέρει σημαντικά από την συμπεριφορά που εμφανίζουν τα κτίρια με τους άλλους μεταλλικούς συνδέσμους. Η προσθήκη του μεταλλικού συνδέσμου αυξάνει την ακαμψία της pilotis και εμποδίζει το κτίριο να αναπτύξει μηχανισμό ορόφου. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι εμφανίζουν από τα πρώτα στάδια της φόρτισης πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού χαρακτήρα στα άκρα τους. Στη συνέχεια της φόρτισης δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων και καθώς εξελίσσεται η μη γραμμική ανάλυση δημιουργούνται και πλαστικές αρθρώσεις και στην κορυφή των υποστυλωμάτων. Στο δεξί ακριανό υποστύλωμα δεν εμφανίζεται πλαστική άρθρωση στην κορυφή του και αποτρέπεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου. Με την προσθήκη του μεταλλικού συνδέσμου Σ3 όπως συνέβη και με τους άλλους τύπους συνδέσμων η μέγιστη μετακίνηση της οροφής της pilotis σχεδόν μειώνεται στο μισό σε σχέση με την αντίστοιχη μετακίνηση του μη ενισχυμένου κτιρίου που ήταν 8.5cm. Επίσης ο λόγος της γωνίας στροφής της pilotis προς τη μέση γωνία στροφής της ανοδομής μειώνεται σημαντικά, από 12 που

ήταν αρχικά ο νέος λόγος τώρα είναι περίπου 3. Έτσι η γωνία στροφής χορδής των υποστυλωμάτων είναι και 1.0% και καλύπτει το επίπεδο επιτελεσματικότητας "Προστασία ζωής" που επιτρέπει γωνία στροφής 1.2%. Τα παραπάνω συμπεράσματα εξάγονται από το παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 79) που απεικονίζει το προφίλ των μετακινήσεων του κτιρίου για διάφορες τιμές μετακίνησης της οροφής.



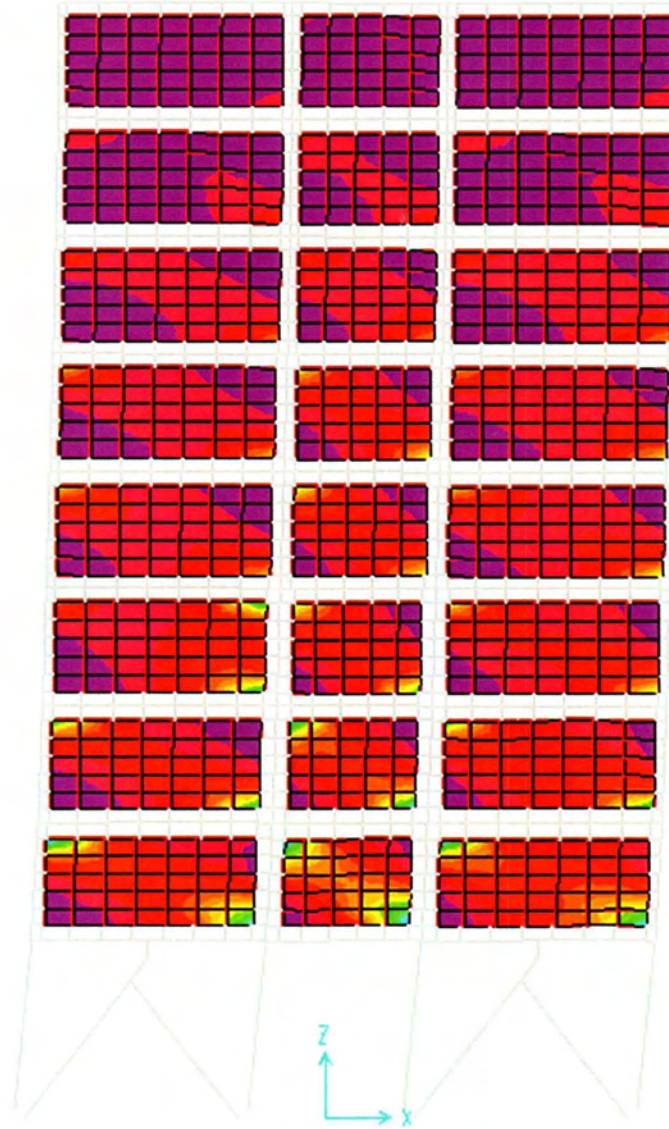
Σχήμα 79. Προφίλ μετακινήσεων του κτιρίου μετά την ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους με ακαμψία $K=80000\text{KN/m}$

Στο μέσο κάθε φανώματος καταγράφηκαν οι τάσεις Von Mises υπό μορφή ιστογράμματος (Σχήμα 80).



Σχήμα 80. Τάσεις τοιχοποιίας ανά όροφο στο ενισχυμένο κτίριο με το σύνδεσμο Σ3 για στοχευόμενη μετακίνηση $d_t=11.7\text{cm}$

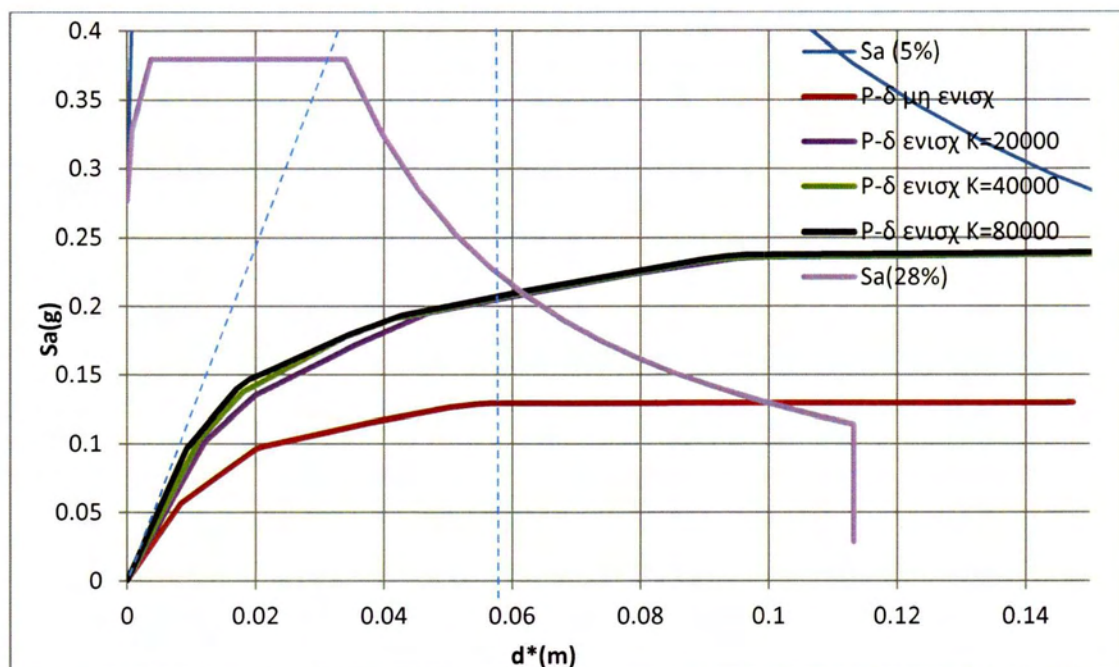
Στον τελευταίο όροφο η τοιχοποιία δεν αναπτύσσει θλιβόμενη διαγώνιο και ουσιαστικά παραμένει ανενεργή. Η τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 81).



Σχήμα 81. Τάσεις Von Mises στην τοιχοποιία του ενισχυμένου κτιρίου με τον σύνδεσμο Σ3.

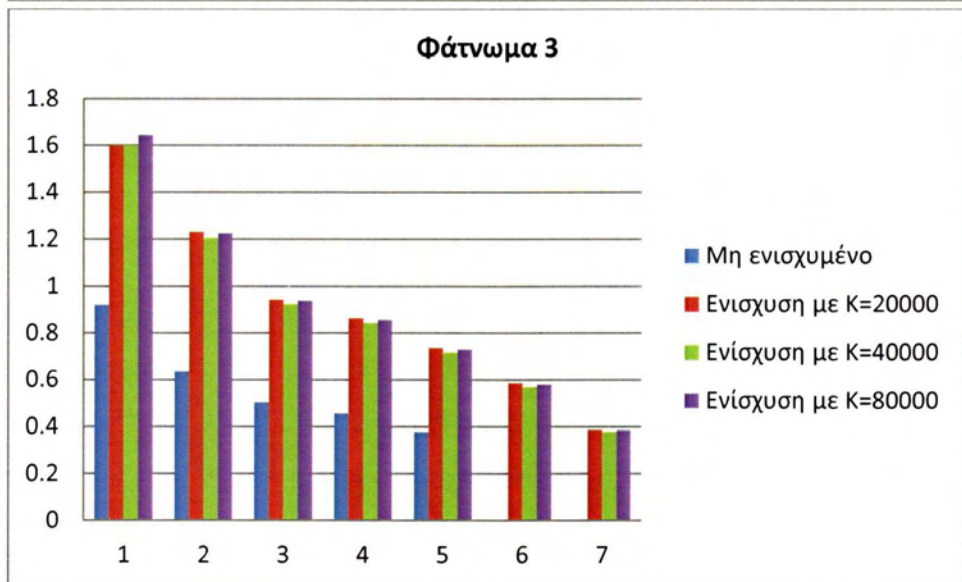
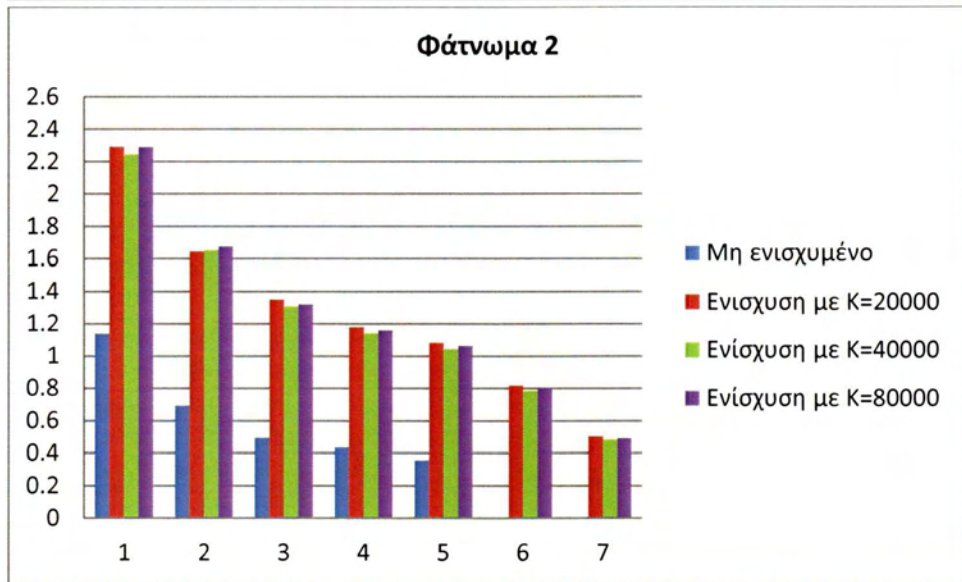
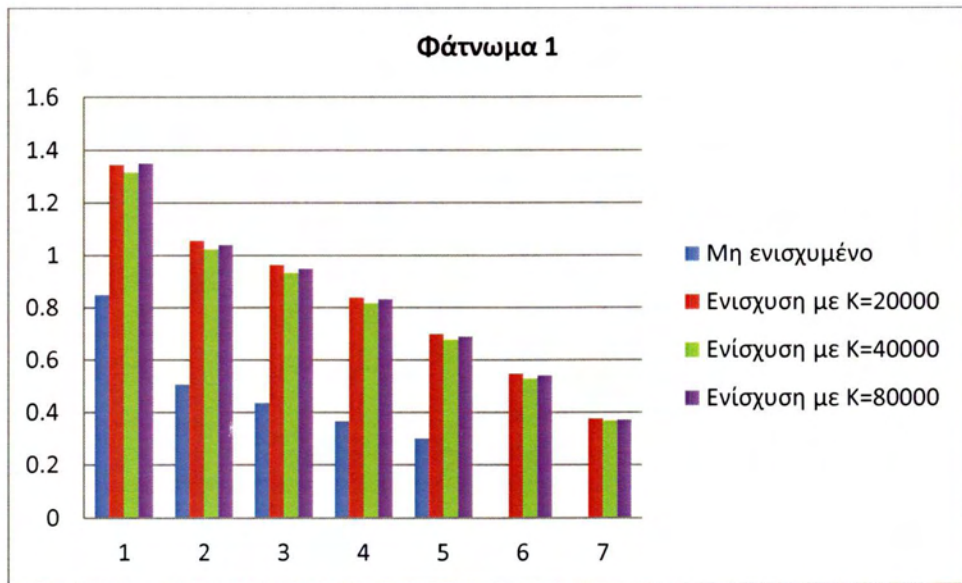
5.3.3 Συμπεράσματα – πλεονεκτήματα του συστήματος ενίσχυσης

Από την διερεύνηση που έγινε για διάφορες ακαμψίες μεταλλικών συνδέσμων διαπιστώθηκε ότι και οι τρεις μεταλλικοί σύνδεσμοι βελτιώνουν την συμπεριφορά του κτιρίου αυξάνοντας την αντοχή και την ακαμψία του. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι αυξάνουν την ακαμψία της pilotis και με αυτό τον τρόπο περιορίζονται σημαντικά οι μετακινήσεις της pilotis που έχει ως αποτέλεσμα την αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου. Επίσης οι μεταλλικοί σύνδεσμοι απορροφούν σημαντικό μέρος της σεισμικής ενέργειας και έτσι τα άκρα των υποστυλωμάτων της pilotis καθυστερούν να φτάσουν στη διαρροή. Παράλληλα, η γωνία στροφής χορδής των υποστυλωμάτων καλύπτει τα όρια επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής". Η σημαντική μείωση των παραμορφώσεων στην pilotis προκαλεί όμως αύξηση της έντασης στην ανωδομή. Για αυτό το λόγο συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα από κάθε ανάλυση που έγινε ώστε να προκριθεί η πιο συμφέρουσα λύση. Παρακάτω δίνονται το συγκεντρωτικό διάγραμμα φασματικής ικανότητας για κάθε μεταλλικό σύνδεσμο που μελετήθηκε (Σχήμα 82). Και οι τρεις μεταλλικοί σύνδεσμοι συμβάλουν κατά παρόμοιο τρόπο στην αύξηση της αντοχής του κτιρίου επιτυγχάνοντας την επιθυμητή φασματική επιτάχυνση των 0.21g. Επιπλέον η αύξηση την ακαμψία του μεταλλικού συνδέσμου μπορεί να αυξάνει την ακαμψία της pilotis ωστόσο δεν αλλάζει σημαντικά την συνολική ακαμψία του κτιρίου μετά την ενίσχυση.



Σχήμα 82. Συγκεντρωτικό διάγραμμα φασματικής ικανότητας μετά την ενίσχυση.

Τέλος με την προσθήκη του συστήματος ενίσχυσης η τοιχοποιία της ανωδομής καταπονείται περισσότερο. Η προσθήκη της ενίσχυσης έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση κατά 60% των τάσεων στο αριστερό φάτνωμα, κατά 100% στο μεσαίο φάτνωμα και κατά 75% στο τρίτο φάτνωμα. Οι τάσεις που αναπτύσσονται στη τοιχοποιία συγκεντρωθήκαν σε ιστόγραμμα για κάθε φάτνωμα και κάθε τύπο μεταλλικού συνδέσμου που μελετήθηκε, ώστε να διαπιστωθεί ποια λύση καταπονεί λιγότερο την τοιχοποιία (Σχήμα 83).



Σχήμα 83. Συγκριτικά ιστογράμματα τάσεων τοιχοποιίας ανά φάτνωμα και ανά σύνδεσμο που μελετήθηκε.

Παρατηρώντας τα παραπάνω ιστογράμματα διαπιστώνεται ότι η ενίσχυση με τον μεταλλικό σύνδεσμο ακαμψίας $K=40000\text{KN/m}$, δηλαδή με το σύνδεσμο Σ2, προκαλεί την μικρότερη από τους άλλους συνδέσμους καταπόνηση στην τοιχοποιία. Επομένως για την φάση της προδιαστασιολόγησης προτείνεται ο μεταλλικός σύνδεσμος Σ2 γιατί με αυτόν επιτυγχάνεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάση, το επίπεδο επιτελεστικότητας και παράλληλα η τοιχοποιία καταπονείται λιγότερο.

Η ενίσχυση των κτιρίων με μεταλλικούς συνδέσμους έχουν τα ακόλουθα πλεονεκτήματα έναντι των εναλλακτικών λύσεων, όπως για παράδειγμα η κατασκευή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος.

- Η ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων με μεταλλικά στοιχεία προκαλεί ελάχιστη ενόχληση στους ενοίκους και δεν εμποδίζει σε σημαντικό βαθμό την ομαλή λειτουργία του κτιρίου.
- Η λύση αυτή δεν αλλοιώνει σημαντικά την αισθητική του κτιρίου, διατηρεί της επιφάνειες φωτισμού αλλά και διέλευσης προς την pilotis. Επίσης δεν παραβιάζεται η πολεοδομική νομοθεσία, καθώς δεν μετατρέπονται οι ανοιχτοί κοινόχρηστοι χώροι της pilotis σε κλειστούς όπως δημιουργούνται στην περίπτωση της ενίσχυσης της pilotis όταν τοιχοπληρώνονται τα φατώματα.
- Η προτεινόμενη διάταξη ενίσχυσης χαρακτηρίζεται όχι μόνο από την ευκολία και την ταχύτητα εγκατάστασης αλλά και την αντικατάσταση του μεταλλικού συνδέσμου μετά το σεισμό, όταν αυτός έχει αστοχήσει. Παράλληλα το κόστος είναι αρκετά χαμηλό καθώς το υλικό που χρησιμοποιείται είναι συνήθους ποιότητας χάλυβας καθιστώντας την διάταξη ενίσχυσης πρακτικά εφαρμόσιμη.

Η παρούσα εργασία είχε ως επίκεντρο την μελέτη της συμπεριφοράς του μεταλλικού συνδέσμου, ο οποίος χρησιμοποιείται για την αντισεισμική ενίσχυση των κατασκευών. Οι λεπτομέρειες σύνδεσης του μεταλλικού συνδέσμου με τις δοκούς και τα διαγώνια στοιχεία της ενίσχυσης καθώς και η θεμελίωση των διαγώνιων στοιχείων ενίσχυσης δεν αποτελούν παραμέτρους της παρούσας εργασίας.

6. Βιβλιογραφία

- [1] Κοσμάς – Αθανάσιος Στυλιανίδης, "Ενίσχυση Υφιστάμενων Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος με πιλοτή μέσω μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης (ΕΝΥΚΟΣ)" – Έκθεση Προόδου, Θεσσαλονίκη, Αύγουστος 2010.
- [2] K.A. Georgiadi - Stefanidi, E.S. Mistakidis: "Numerical investigation of old RC frames strengthened against earthquakes by high dissipation steel link elements". International Conference on Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events, Napoli, Italy (accepted for oral presentation), September 2010.
- [3] Α. Καραλής - Θ. Σαλονικιός - Κ. Στυλιανίδης: "Πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με μεταλλικά στοιχεία δικτύωσης". Πρακτικά 16ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Πάφος, 2009.
- [4] Κοσμάς – Αθανάσιος Στυλιανίδης, "Πειραματική έρευνα συμπεριφοράς τοιχοπληρωμένων μονώροφων πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη ψευδοστατική οριζόντια φόρτιση (παραμετρική μελέτη)". Διδακτορική διατριβή, Θεσσαλονίκη 1985.
- [5] Karalis A., Salonikios T., Stylianidis K.: "Experimental investigation of old R/C frames strengthened against earthquakes by high dissipation steel link elements". International Conference on Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events, Napoli, Italy (accepted for oral presentation), September 2010.
- [6] E.S. Mistakidis, G.De Matteis, A. Formisano, "Low yield shear panels as an alternative for the seismic upgrading of concrete structures" August 2006.
- [7] Ευριπίδης Μυστακίδης, "Μέθοδοι αποτίμησης και βελτίωσης της αντισεισμικής αντοχής υφιστάμενων κατασκευών", Βόλος Δεκέμβριος 2002.
- [8] EUROCODE 8: "Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings". Brussels December 2004.
- [9] Αντισεισμικός Κανονισμός σύμφωνα με το Β.Δ. 19/26 Φεβρουαρίου 1959 : "Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων "
- [10] Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (ΕΚΩΣ2000), Αθήνα Οκτώβριος 2000.
- [11] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ2000), Αθήνα Δεκέμβριος 1999.
- [12] Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) Τελικό σχέδιο κειμένου – 3, Αθήνα Φεβρουάριος 2009.
- [13] FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, November 2000, Washington D.C.
- [14] ATC40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol1, November 1996.
- [15] SAP2000 Manual, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, June 2008.
- [16] ΟΑΣΠ, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, www.oasp.gr



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000105794

