

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΣΕ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΠΑΡΑΠΛΕΥΡΟΥ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

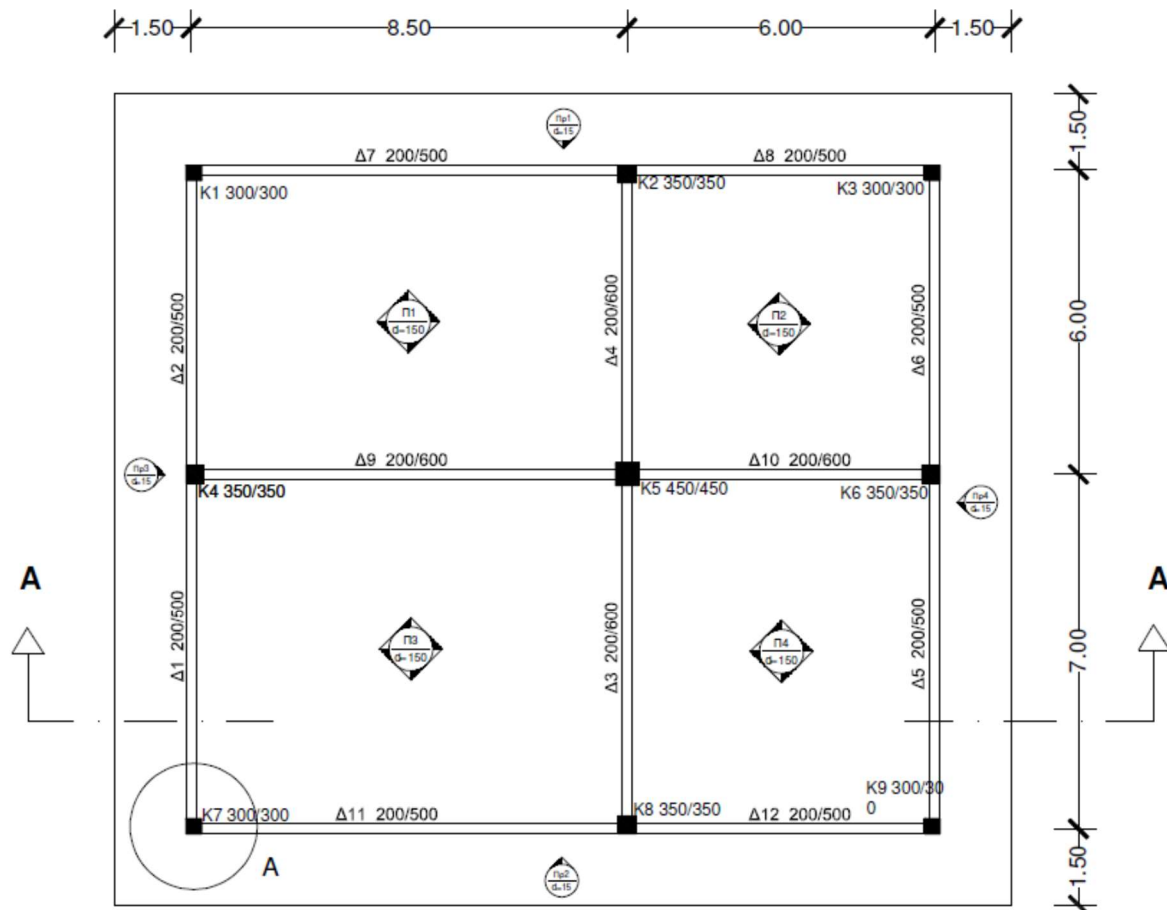
ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΡΟΜΠΟΡΑΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., civil7423@upatras.gr

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία γίνεται η ανάλυση ενός διώροφου κτιρίου και η ενίσχυση του με εξωτερικό σύνδεσμο με μεταλλικές δοκούς, σύμμεικτα υποστυλώματα και μεταλλικούς συνδέσμους απορρόφησης ενέργειας τύπου Chevron. Θα γίνει διεξοδική περιγραφή της μεθόδου ενίσχυσης όσον αφορά την κατασκευή. Στην εργασία δε θα γίνει ανάλυση για την ενίσχυση που απαιτεί η μέθοδος στα πέδιλα και αναλυτικά των συνδέσεων που απαιτούνται για τα μεταλλικά στοιχεία αλλά αναλυτική διαστασιολόγηση του υποστυλώματος και του σεισμικού συνδέσμου. Και τέλος την ενίσχυση που προσφέρει γενικότερα στο σύστημα η προσθήκη των συνδέσμων.

1.ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ



Σχήμα 1: Κάτοψη κτιρίου

Για το παραπάνω διώροφο κτίριο έγινε αποτίμηση με ελαστική ανάλυση και ανασχεδιασμός μετρά την ενίσχυση. Δίνεται ότι η κατασκευή είναι χτισμένη το 1973 με υλικά σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβα S400. Εκτιμάται ότι το κτίριο έχει καθολικό συντελεστή $q=1.3$. Ύψος ορόφου 3.2m.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι:

- (α) Στα γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20
- (β) Στα περιμετρικά 350/350 με οπλισμό 4Φ18
- (γ) Στο κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16.

Οι περιμετρικές δοκοί:

- (α) Έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός.
- (β) Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18.

Οι συνδετήρες είναι:

- (α) Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα
- (β) Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση.

Οι πλάκες :

Έχουν πάχος $h_f = 150\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m^2

Τα ωφέλιμα φορτία:

Ελήφθησαν με βάση τους ισχύοντες Κανονισμούς Φορτίσεων ($Q=5\text{KN}$ για τον πρώτο όροφο και 2.5 για την ταράτσα). Το δώμα θεωρείται μη βατό.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m^2

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η

μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003), με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη.

2.ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

Αρχικά έγινε εισαγωγή των υλικών στο πρόγραμμα σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (4.1) συντηρητικά τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για τον παλαιότερο χάλυβα S400. Για το σκυρόδεμα $f_{ck}=12.8\text{ MPa}$ και για τον χάλυβα $f_{yd}=368\text{ MPa}$ όπως εκτιμήθηκε από τις αντίστοιχες καμπύλες συντηρητικά.

3.ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Σε πρωταρχικό επίπεδο έγινε ανάλυση με δείκτη $q=1$ για όλες τις δυνατές φορτίσεις και συνδυασμούς τους για δεδομένη σεισμική ζώνη με το φάσμα του ευροκώδικα. Αναλυτικότερα έγινε ανάλυση για μονιμά φορτία και σεισμικό συνδυασμό στην x και στην y διεύθυνση με πιο κρίσιμη την σεισμική στον x βάσει της οποίας θα γίνει και η ανάλυση και η επέμβαση.

Λόγω της διαστασιολογήσης σε ορούς δυνάμεων & αντοχών έγιναν δοκιμές για την επιλογή της δυσμενέστερης κατάστασης ως προς τις δυσκαμψίες των μελών.

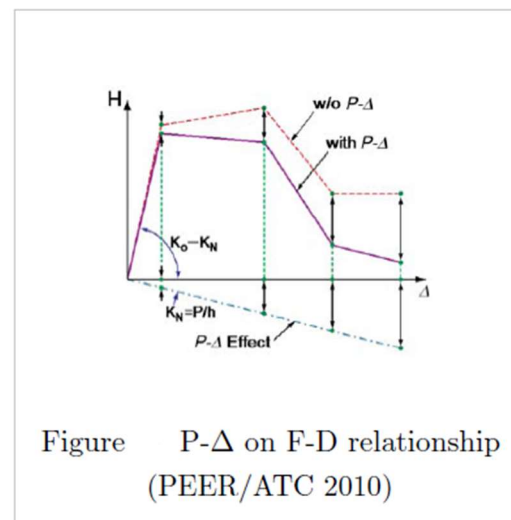
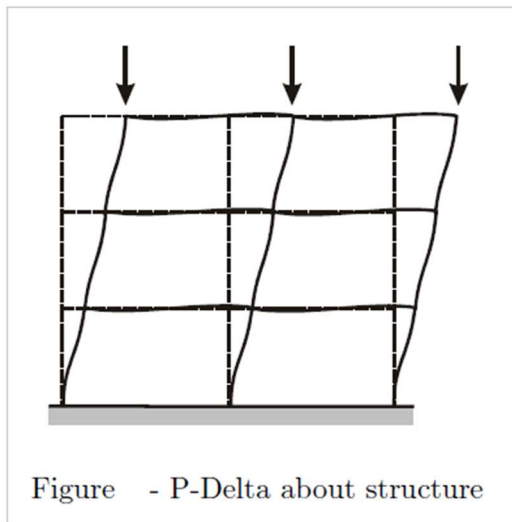
	EC8	25%	KANEΠE
Medmax	1026	829	1317

Πίνακας 1: Μέγιστη ροπή βάσης (υποστύλωμα K5) για τις εκάστοτε δυσκαμψίες

Αρά επιλέχθηκαν οι δυσκαμψίες των υφιστάμενων μελών κατά KANEΠE (Πίνακας 4.1) ως οι πλέον δυσμενέστερες.

ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ P-Δ

Στο κτίριο έγινε ελαστική ανάλυση όμως για μια καλύτερη εικόνα ως προς την πραγματική κατάσταση του συστήματος ελήφθησαν υπόψη φαινόμενα P-Δ με την προσεγγιστική μέθοδο της μειούμενης δυσκαμψίας

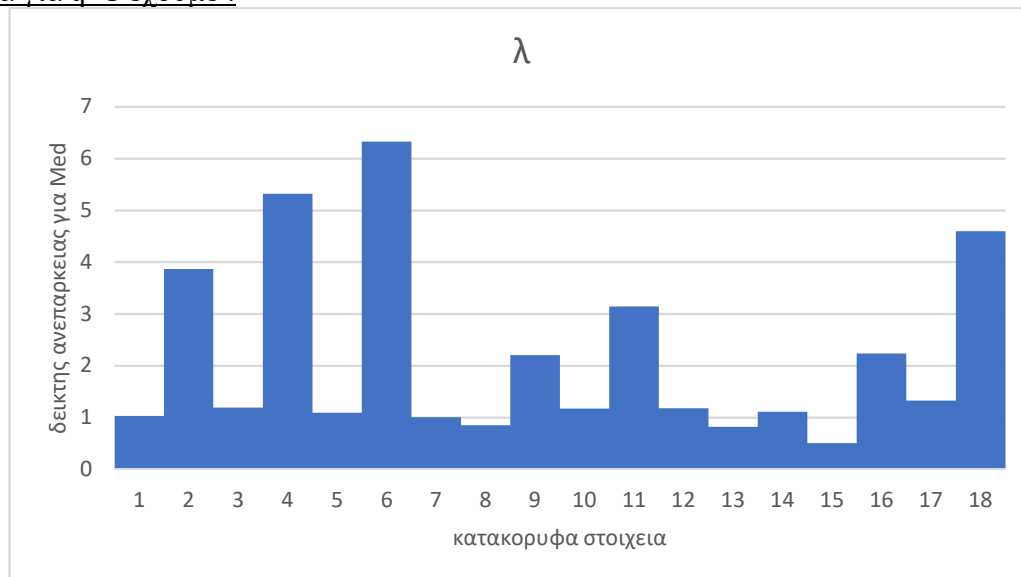


Σχήμα 2: Προσεγγιστική μέθοδος αναιρούμενης δυσκαμψίας[5]

Εδώ πρέπει να σημειώσουμε ότι τα αποτελέσματα έχουν μικρή απόκλιση από την κανονική κατάσταση όμως στο πλαίσιο της δυνατότητας που δίνει το πρόγραμμα sap2000 για το προσεγγιστικό υπολογισμό τους τα αποτελέσματα είχαν καλή προσέγγιση και αρά ελήφθησαν υπόψη έστω και για επιπλέον δυσμένεια. Ουσιαστικά το πρόγραμμα δέχεται μια μη γραμμική φόρτιση για τα μονιμά φορτία οπου λαμβάνοντας υπόψιν το φαινόμενο τροποποιεί τα μητρώα δυσκαμψίας τα οποία μπορούν να ληφθούν στις υπόλοιπες ελαστικές φορτίσεις που έχουμε ακόμα και για την σεισμική. Οι έλεγχοι για τις ελαστικές μεθόδους (και με τους τοπικούς δείκτες m) γίνονται σε όρους δυνάμεων με τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχών. Οι δείκτες ανεπάρκειας λi για συντομία υπολογισμών βρέθηκαν για ομοαξονική κάμψη στα υποστυλώματα και στα δοκάρια.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

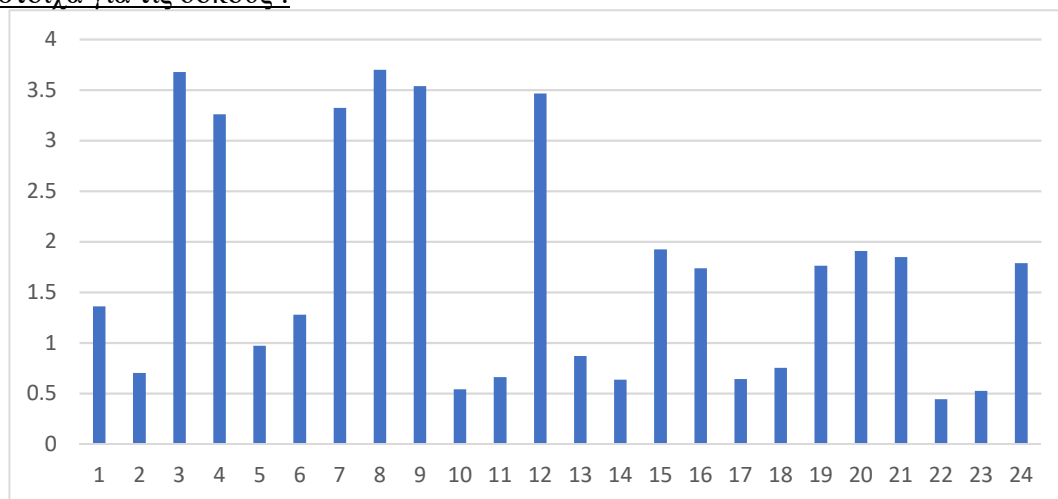
Αρχικά για $q=1$ έχουμε :



Σχήμα 3: Δείκτες ανεπαρκείας Υποστυλωμάτων

Παρατηρούμε ότι για 3 στοιχεία το $\lambda > 4$ και αυτά είναι και τα 3 περιμετρικά υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου (K1, K3). Χαρακτηριστικά ο μέσος όρος των λ για τον πρώτο και τον δεύτερο όροφο αντίστοιχα είναι $\lambda_1=1.207$ & $\lambda_2=3.122$

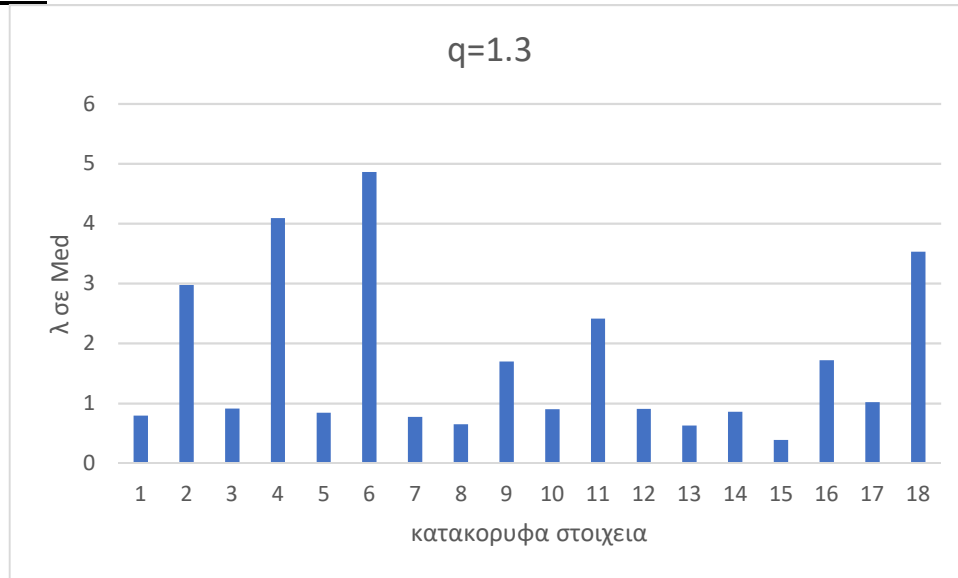
Αντίστοιχα για τις δοκούς :



Σχήμα 4: Δείκτες ανεπαρκείας Δοκών

Οπού βλέπουμε αρκετά μικρότερους δείκτες και **ούτε ένα στοιχείο να ξεπερνάει το 4**

ΓΙΑ $q=1.3$:



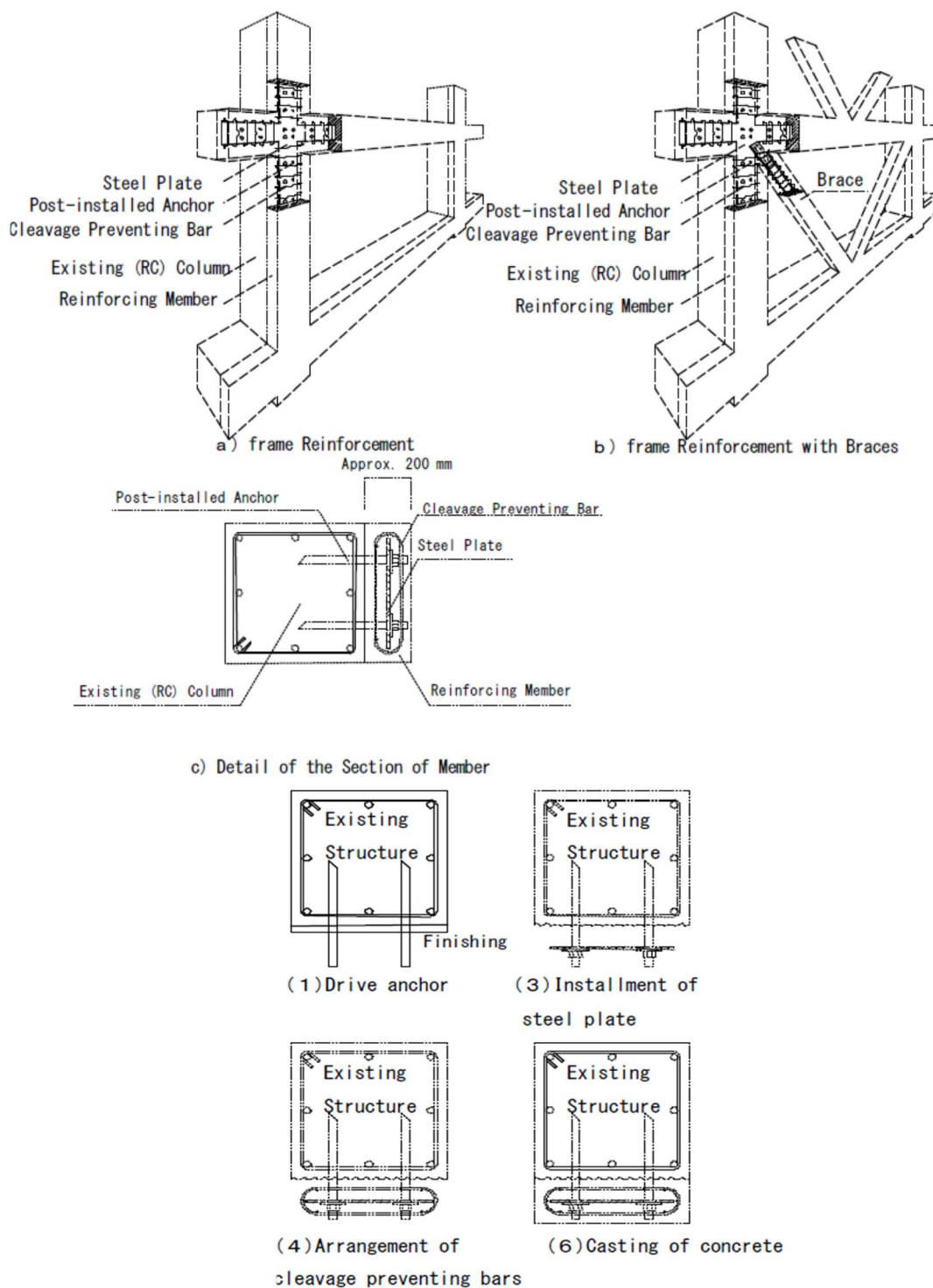
Σχήμα 5: Δείκτες ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων για $q=1.3$

Παρατηρείται ότι και πάλι τα δυο στοιχεία έχουν $\lambda > 4$ μετά από την εισαγωγή της πλαστιμότητας στο κτίριο. Με τους παρόντες δείκτες παίρνουμε μια πρώτη ιδέα για το που χρειάζεται επέμβαση καθώς και σε ποιο η ποια πλαίσια πρέπει να ενισχυθούν με τους κατάλληλους συνδέσμους. Θα ενισχυθούν τα περιμετρικά υποστυλώματα K1,K2,K3 και οι αντίστοιχοι δοκοί Δ7,Δ8 και για τους δυο ορόφους.

4.ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Ως προς την επιλογή του συνδέσμου επιλέχθηκε ο σύνδεσμος Λ ώστε να γίνει εισαγωγή και του θλιβόμενου διαγώνιου στο μοντέλο ώστε να συμβάλει πλήρως ο σύνδεσμος στην σεισμική φόρτιση (EC8,6.7.1). Ο ΚΑΝΕΠΕ συμβουλεύει τα μεταλλικά στοιχεία να συνεχίζουν κατά ύψος του πλαισίου που ενισχύουν και συνιστά τουλάχιστον τα κατακόρυφα στοιχεία να εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα.

Η μέθοδος εφαρμόζεται και με μεταλλικό έλασμα αντί για ΙΡΕ που γίνεται εδώ και όπως κάθε σύνδεσμος μπορεί να σχεδιαστεί για έμφαση στη πλαστιμότητα η στην υπεραντοχή. Λόγω της ελλιπούς γνώσης για τα σύμμεικτα διαγώνια στοιχεία τόσο οι διαγώνιοι σύνδεσμοι όσοι και οι δοκοί που συνδέονται και καλύπτουν τα μεταλυσμικά κριτήρια είναι εξ ολοκλήρου χαλύβδινα.



Σχήμα 6: Η σύνδεση γίνεται εξ ολοκλήρου με μεταλλικές λάμες που συνδέονται σε όλο το μήκος της σύνδεσης με την προ υπάρχουσα διατομή[4]

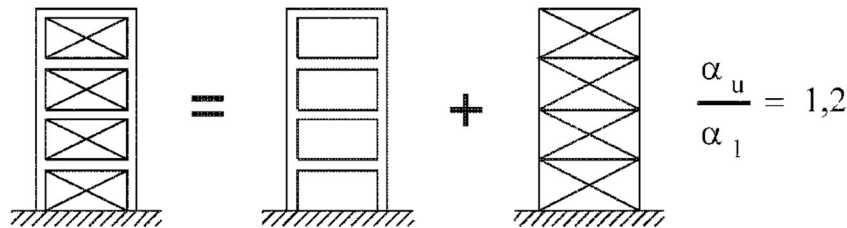
Η μεθοδολογία τοποθέτησης είναι:

- καθαρισμός με πίεση της διατομής του οπλισμένου σκυροδέματος
- η τοποθέτηση των ειδικών βλήτρων
- η τοποθέτηση του αποικούμενου συνδετήρα περίσφιξης
- νέα σκυροδετηση

5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Ορίζεται ότι το όριο λυγηροτητας για τα διαγώνια μέλη $\lambda \leq 2$ και μήκος λυγισμού το 80% του L τους κατά τον κανονισμό. Τα οποία διαστασιολογούνται για στάθμη επιτελεσματικότητας για σημαντικές βλάβες $q=2$ και ως αρχή σχεδιασμού τις μέγιστες αξονικές που αναπτύσσονται στα διαγώνια μέλη κατά ΚΑΝΕΠΕ (8.5.54).

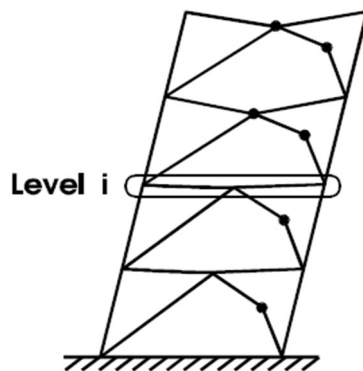
Όλα τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία στην περίμετρο των φατνωμάτων που διατάσσονται οι ράβδοι δικτύωσης καλούνται να καλύπτουν τις ανάγκες του νέου συνδέσμου για επαρκή υπεραντοχή. Αυτό γίνεται και σε όλα και όχι μόνο στα πρωτεύοντα στοιχεία καθώς οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται τόσο στο πλαίσιο όσο και στις εφελκόμενες διαγώνιους με την ακόλουθη μείωση του q όπως προβλέπεται.



Σχήμα 7: Νέο πλαίσιο παραλαβής ροπών[2]

Πλαίσιο παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας στο πλαίσιο και σε εφελκόμενες διαγώνιους). Καταχρηστική τιμή για $\alpha_u/\alpha_1=1.2$

Τέλος δε λαμβάνεται υπόψη η στήριξη τους για τις μη σεισμικές δράσεις και η υπερκείμενη δοκός πρέπει να εκλεχθεί για τοπικό λυγισμό για ένταση εφελκόμενης δοκού ίση με την πλαστική αντοχή της και θιγόμενης το 30% της αντοχής. Σε περίπτωση ανεπάρκειας θα τοποθετηθούν ελάσματα κατά μήκος της δοκού. Αυτό γίνεται για την εξασφάλιση της μεταλυγισμικής λειτουργίας του συστήματος όπως φαίνεται και στο σχήμα.



Σχήμα 8: Απεικόνιση μηχανισμού τοπικής αστοχίας [6]

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Με δεδομένες τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων γίνεται μια αρχική επιλογή για την IPE διατομή που θα τοποθετηθεί στα κατακόρυφα στοιχεία με βάση την ομοιογένεια του χάλυβα στη διατομή και την εστίαση για μικρές εκκεντρότητάς από την αρχική ουδέτερη ίνα. Με λίγα λόγια έγινε μια αρχική προσέγγιση βάση την όσο το δυνατόν καλύτερη συμπεριφορά της διατομής. Επιλέγεται διατομή IPE 240 με $f_{yd}=275$ MPa και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατηγορίας C20.

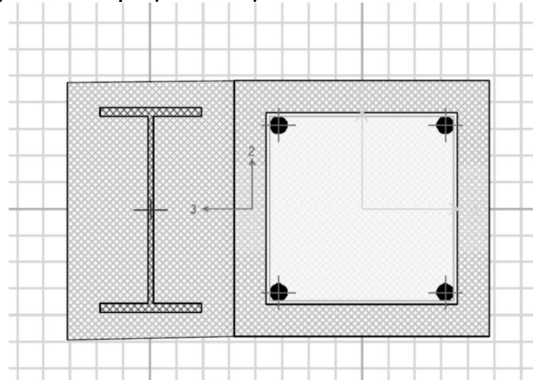
Με δεδομένες τις παραπάνω διατομές τοποθετείται μοναδιαίο μέλος στους συνδέσμους όπου με δεδομένες τις καταπονήσεις του από το πρόγραμμα καλούμαστε να επιλέξουμε διατομή. **Η οποία να έχει $N_{plrd} > N_{ed}$ για την εφελκυσμένη διαγώνιο και το 20% του φορτίου λυγισμού τους για την θλιβόμενη.** Με δεδομένους τους περιορισμούς για την υγρότητα και με δεδομένο το μήκος λυγισμού $L_s = 0.8L$ όπου L το διαγώνιο μήκος τους για λυγιστό εντός επιπέδου. Επιλέγεται τετραγωνική κοιλοδοκός 80x80mm $t=5$ mm με $\lambda=1.8$ και $N_{plrd}=404.25$ KN η οποία σύμφωνα με τις διατομές των σιδηροδοκών είναι η πρώτη που καλύπτει με ασφάλεια τα παραπάνω κριτήρια.

Ο κανονισμός έχει περιορισμούς όσον αφορά την **διάταξη** και την διανομή των διαγώνιων και υπαγορεύει να είναι όσο το δυνατόν συμμετρικές και θέτει ως όριο για τις δυο η προβολή του εμβαδού διατομής των εφελκυσμένων διαγώνιων να περιορίζεται στο 10% του μέσου τους ορού. Η ελάχιστη διατομή που μπορεί να τοποθετηθεί στα πλαίσια που ορίζουμε για την αποφυγή μεγάλης στρέψης στο διάφραγμα είναι 90x90 $t=5$ mm.

Τώρα καλούμαστε να καλύψουμε τις ανάγκες του συνδέσμου για ομαλή υπεραντοχή κατά ύψος. Η ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής είναι για την κοιλοδοκό του ανοίγματος που είναι υπερκείμενη η Δ7 και είναι ίση με $\Omega=1.8$. Διαστασιολογούμε την διατομή ώστε να αντέχει για τις ροπες της ανάλυσης και την αξονική που υπαγορεύει ο κανονισμός για αυξημένες τιμές του q για τις διαγωνίους.

Με τις αξονικές από μόνιμες φορτίσεις και το σεισμό που προκύπτουν ελέγχουμε τα κατακόρυφα στοιχεία για επάρκεια αρχικά σε αξονική. Αρχικά ελέγχουμε τον ορό συμμετοχής για το κατά ποσό η διατομή είναι σύμμεκτη. Για το γωνιακό ο λόγος είναι $\delta=0.3$ και για το περιμετρικό $\delta=0.26$ αρά και τα δυο υποστυλώματα θεωρούνται σύμμεκτα.

Αναλυτικά η διαδικασία για το τετραγωνικό γωνιακό των 300mm:



Σχήμα 9: Διατομή υποστυλώματος

$N_{ed}(\text{υπεραντοχής})=1802$ KN $N_{plrd}=3114.2$ KN $N_{Rk}=5085$ KN

E_{cm1} για το C16=26MPa

E_{cm2} για το C20=29MPa

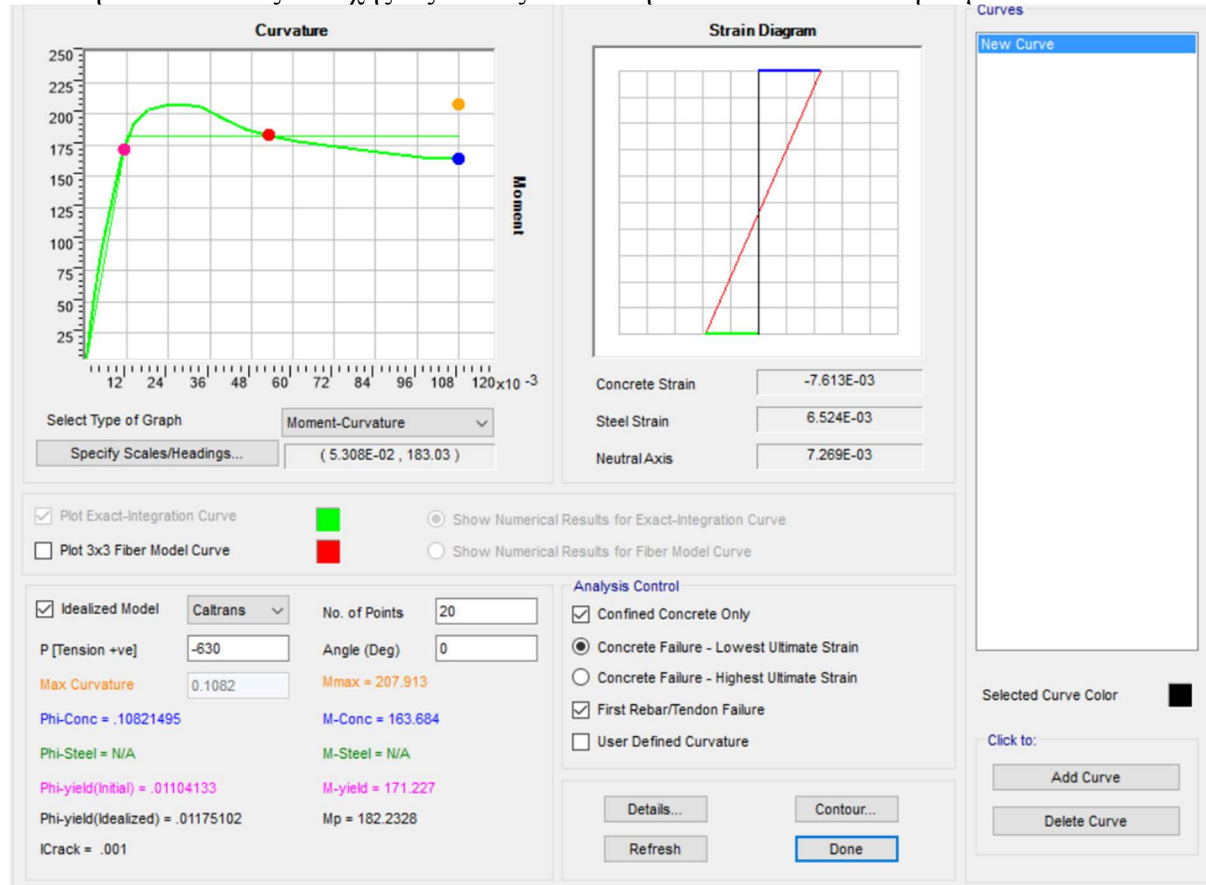
E_s για τον οπλισμό 200 και για τον δομικό χάλυβα 210

Με δεδομένο την διατομή βρέθηκαν οι ενεργές δυσκαμψίες λαμβάνοντας υπόψη τη ρηγματωμένη διατομή του σκυροδέματος τόσο του υφιστάμενου όσο και του νέου για ασφάλειά. Βρέθηκε $E_{Ieff}=25859$ KN/mm²

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E_{I_{eff}} / (KL)^2$ με θεώρηση $K=1$ (αμφιαρθωτό) τόσο για λογούς απλούστευσης όσο και μεγαλύτερης ασφάλειας. Βρέθηκε $N_{cr} = 2489 \text{ KN}$.

Το $\lambda = (N_{plrk} / N_{cr})^{(0.5)} = 0.45$ το οποίο είναι ίσο με 0.45. Από τις σχετικές καμπύλες που συνδέουν το λ με το χ βρέθηκε μειωτικός συντελεστής $\chi = 0.9$. Τελος έγινε έλεγχος για την νέα απογειωμένη τιμή του $0.9 N_{plrd} \geq N_{ed}$ οπού για N_{ed} θεωρήσαμε την τιμή που υπαγορεύει ο κανονισμός για υπεραντοχή $N_{ed} = 1802 \text{ KN}$ οπού και περνάει τον έλεγχο.

Με δεδομένες παραπάνω τιμές για N_{plrd} βρίσκουμε την τιμή $N_{prfm} = 1275 \text{ KN}$ οπού αναφέρεται στην αντοχή μόνο του σκυροδέματος και το 50% αυτής ίσο με 638 KN . Έχοντας τώρα όλες τις τιμές για προσέγγιση της καμπύλης θα εισαχθούν στο section designer οπού για δεδομένες τιμές των αξονικών δίνονται γραφήματα ροπών και στρωφών από τα οποία θα εκπονηθούν οι Ροπές αντοχής τις οποίες θα επαληθεύσουν και τα πεπερασμένα.



Μέγιστη ροπή $M_{rd} = 208 \text{ KN}$

$M_{ed} = 220 / 1.2 = 183.4 \text{ KN}$

Οπού για χάλυβα $f_y < S355$ πρέπει $(M_{ed} / M_{rd}) \leq 0.9$

Στη προκειμένη ισούται με 0.88.

Οπότε επαρκεί στο σεισμό σχεδιασμού. Αντίστοιχα το περιμετρικό υποστύλωμα αν και επαρκούσε σε υπεραντοχή σε αξονική δεν επαρκούσε σε κάμψη και επαναδιαστασιολογήθηκε όπου με IPE270 οπού πάλι δεν επαρκούσε άλλαξε η κατηγορία χάλυβα σε S355 οπού δεν τηρούσε την παραπάνω ανίσωση οπότε επιλέχθηκε η IPE300 κατηγορίας S355.

Ο φορέας είναι σχεδιασμένος ώστε να αποσβένει ενέργεια στους σεισμικούς συνδέσμους, οι συνδέσεις των συνδέσμων ή του στοιχείου που περιλαμβάνει τους συνδέσμους θα πρέπει να σχεδιάζονται για εντατικά μεγέθη E_d υπολογισμένα με τον εξής τρόπο

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_l E_{d,E}$$

με $\gamma_{ov}=1.2$ και Ω τον συντελεστή υπεραντοχής E_d την αξονική των κοιλοδοκών και αντίστοιχα για τον κεντρικό σύνδεσμο NpIRd και αντίστοιχα 30% NpIRd για την εφελκυστική και τη θλιβόμενη ράβδο αντίστοιχα.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα της ενίσχυσης είναι εμφανή καθότι ενδεικτικά για $q=1.3$ στην αρχική κατάσταση προκύπτει $Med_{max}=1320KN$ στο K5 μέγιστη ροπή ενώ μετρά την επέμβαση για $q=1.2$ όπως ορίζει και ο κανονισμός προκύπτει αντίστοιχα 360 KN αυτή τη φορά για το K2 . Η καταπόνηση σε όλα στα στοιχεία γενικότερα είναι πολύ μικρότερη. Από τα αποτελέσματα καταλαβαίνουμε ότι όπως ήταν και εμφανές η μέθοδος θα ήταν πιο αποτελεσματική σε πολυώροφα κτίρια όπου θα εκμεταλλευόταν καλύτερα η διαφραγματική λειτουργία τους. Ενδεικτικά οι ροπές για τα υποστηλώματα πριν και μετά την ενίσχυση:

K(i)	ΜΕΤΑ	ΠΡΙΝ
K7STR1	108.2084	214.6915
K7STR2	57.18125	122.0722
K1STR1	181.5263	196.9768
K1STR2	71.49675	109.6238
K3STR1	178.8105	216.6478
K3STR2	41.46225	130.5428
K9STR1	120.221	233.4148
K9STR2	159.5351	138.9909
K6STR1	74.01008	416.7543
K6STR2	344.556	245.2005
K2STR1	126.7302	408.3955
K2STR2	155.5343	263.1464
K4STR1	104.9137	395.5891
K4STR2	233.5668	265.322
K8STR1	178.0213	441.5961
K8STR2	156.3263	193.3512
K5STR1	358.9917	1320.822
K5STR2	62.29683	750.0023

Πίνακας 2: Ροπες υποστηλωμάτων (K:αριθμός υποστηλώματος ,STR:αριθμός οροφου)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]ΚΑΝΕΠΕ (2η Αναθεώρηση 2017)
- [2]EC8 Κεφάλαια 5,6
- [3] EN1998
- [4] Recent Development of Seismic Retrofit Methods in Japan(Japan Building Disaster Prevention Association) 2005
- [5]CSI Technical Knowledgebase
- [6] Seismic Design and Behaviour R OF CHEVRON STEEL BRACED FRAMES
Nathalie Robert And Robert Tremblay 2000

