

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΣΩ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

ΚΑΝΑΚΗΣ ΒΑΣΙΛΗΣ
ΚΑΤΣΑΚΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με τη μελέτη της αντοχής και της δυσκαμψίας μιας 2όροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα που εναρμονίζεται με τα παλαιά πρότυπα ασφαλείας (προ '85). Αναφέρονται και εφαρμόζονται δύο μέθοδοι ενίσχυσης: εμφάντωση πλαισίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και απλό γέμισμα με οπλισμένο σκυρόδεμα. Πραγματοποιείται αποτίμηση της αντοχής στην περίπτωση του αρχικού φορέα και στις δύο περιπτώσεις ενίσχυσης και εξετάζεται η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας της κατασκευής. Η προσομοίωση έγινε, με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., στο λογισμικό SAP2000 και για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover) του ίδιου προγράμματος.

1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών (earthquake resistant design of structures), όπως και η Σεισμική Ανάλυση Κατασκευών (seismic analysis of structures) και η Τεχνική Σεισμολογία (engineering seismology), ανήκουν στον κλάδο της Σεισμικής Μηχανικής (Earthquake Engineering) ο οποίος καλύπτει ένα ευρύ φάσμα θεμάτων σχετικά με την επίδραση του σεισμού στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Ειδικότερα, ο Σχεδιασμός Αντισεισμικών Κατασκευών αφορά στη μελέτη της απόκρισης κατασκευών (π.χ. κτηρίων, γεφυρών, φραγμάτων κ.λπ.) κάτω από σεισμική φόρτιση. Είναι κλάδος της επιστήμης πολιτικού μηχανικού. Οι κύριοι στόχοι του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών είναι [9]:

- Η μοντελοποίηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ των κτηρίων και του εδάφους.
- Η πρόβλεψη των πιθανών συνεπειών ισχυρού σεισμού στην αστική υποδομή σε αστικές περιοχές.
- Ο σχεδιασμός, κατασκευή και συντήρηση δομών ικανών να δέχονται με ασφάλεια τις ισχυρές καταπονήσεις που προκαλεί ο σεισμός, σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς/κώδικες.

Η εφαρμογή του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού, για το σχεδιασμό και κατασκευή των κτηρίων, είναι υποχρεωτική από την νομοθεσία. Στην Ελλάδα εφαρμόζεται ο ΕΑΚ 2000 που τροποποιήθηκε από τον ΕΑΚ 2003. Στην Ευρώπη εφαρμόζεται ο Eurocode 8 μέσα στα πλαίσια της εφαρμογής των Ευρωκωδίκων για σχεδιασμό έργων Πολιτικού Μηχανικού. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός απαιτεί την εκ των προτέρων εκτίμηση των δυνάμεων που αναμένεται να δράσουν επάνω στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής της και τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης. Σεισμική απόκριση είναι η παραμόρφωση και τα φορτία που αναπτύσσονται στο κτίριο εξαιτίας της εδαφικής σεισμικής κίνησης στη βάση της κατασκευής. Οι σεισμικές δυνάμεις εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες όπως: τα χαρακτηριστικά των σεισμών, την επικεντρική απόσταση, τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, τον τρόπο κατασκευής του υφιστάμενου κτιρίου και πολλές ακόμα παραμέτρους. Η έρευνα της συμπεριφοράς των κατασκευών άρχισε στα τέλη του 19^{ου} αιώνα. Οι πρώτοι αντισεισμικοί κανονισμοί εμφανίστηκαν στα μέσα της δεκαετίας του 1920 (1924 Ιαπωνία και 1927 ΗΠΑ) και αφορμή ήταν μεγάλοι και καταστροφικοί σεισμοί. Ο πρώτος Α.Κ. στην Ελλάδα εφαρμόστηκε το 1959, στη συνέχεια εφαρμόστηκαν διάφορες βελτιώσεις, π.χ. 1984, 1993, 2000, 2004. Σήμερα όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί βασίζονται στην δυναμική συμπεριφορά των κατασκευών ενώ παλαιότερα

βασίζονται περισσότερο σε στατικές μεθόδους. Βασική μέθοδος στους κανονισμούς είναι η μέθοδος των φασμάτων απόκρισης. Οι κανονισμοί περιέχουν πλήθος παραμέτρων καθώς και τις απαραίτητες πληροφορίες για τον ακριβή υπολογισμό της ιδιοπεριόδου (T_n) των κτιρίων και της κατανομής της σεισμικής δύναμης καθ' ύψος [8].

Η διαρκής αναθεώρηση των Α.Κ. που βασίζεται σε πιο σύγχρονες ερευνητικές μεθόδους καθιστά τα παλαιότερα κτίρια περισσότερο επιρρεπή σε σεισμικές δράσεις και αποτέλεσμα αυτού είναι η αναγκαία ενίσχυση της αντοχής τους προκειμένου να παρέχουν όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ασφάλεια. Η σύνταξη του ΚΑΝΕΠΕ προσανατολίζεται ακριβώς σε αυτό το σκοπό. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η συμπεριφορά μιας 2όροφης κατασκευής σε σεισμική διέγερση, μέσω ανελαστικής ανάλυσης Pushover, στη διεύθυνση x και εξετάζονται δύο τρόποι ενίσχυσης α) εμφάνιση πλαισίων με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας β) γέμισμα πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης συγκρίνεται η αντοχή της αρχικής κατασκευής με τις δύο περιπτώσεις ενίσχυσης.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας που χρησιμοποιούμε είναι ένα κτίριο δύο ορόφων παραλληλόγραμμου σχήματος με συνολικά 12 υποστυλώματα και 14 δοκάρια συνολικού ύψους 6 μέτρων. Οι στηρίξεις στο έδαφος αντιστοιχούν σε πακτώσεις. Επίσης σε κάθε όροφο υπάρχει πλάκα με διαφραγματική λειτουργία. Οι διαστάσεις για τα στοιχεία της κατασκευής είναι:

υποστυλώματα: ύψος $h=3\text{m}$

- δοκάρια: μήκος $L=5\text{m}$
- πλάκες: πάχος $h=0,15\text{m}$
- πλακοδοκοί σχήματος γάμμα με $b_w=0,25\text{m}$, ύψος πλάκας $h_f=0,15\text{m}$, συνολικό ύψος $h=0,5\text{m}$ και $b_{eff}=0,65\text{m}$.

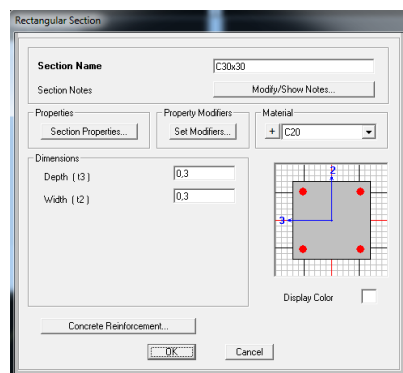
Τα υλικά που με τα οποία θεωρούμε ότι κατασκευάζεται ο φορέας είναι:

- Χάλυβας: Για τους διαμήκεις οπλισμούς: StIIIβ (κατηγορία που χρησιμοποιείται σε παλαιότερες κατασκευές) αντοχής διαρροής $f_c=420\text{ MPa}$ και μέτρου ελαστικότητας $E_s=210\text{ GPa}$. Για τους συνδετήρες: κατηγορία StI (λείοι) με αντοχή διαρροής $f_c=220\text{ MPa}$ και $E_s=210\text{ GPa}$.
- Σκυρόδεμα: C20/25 με κανονική τάση διαρροής $f_{ck}=20\text{ MPa}$. $f_{cd}=20/1,5$ και μέτρο ελαστικότητας $E_c=27,5\text{ GPa}$.

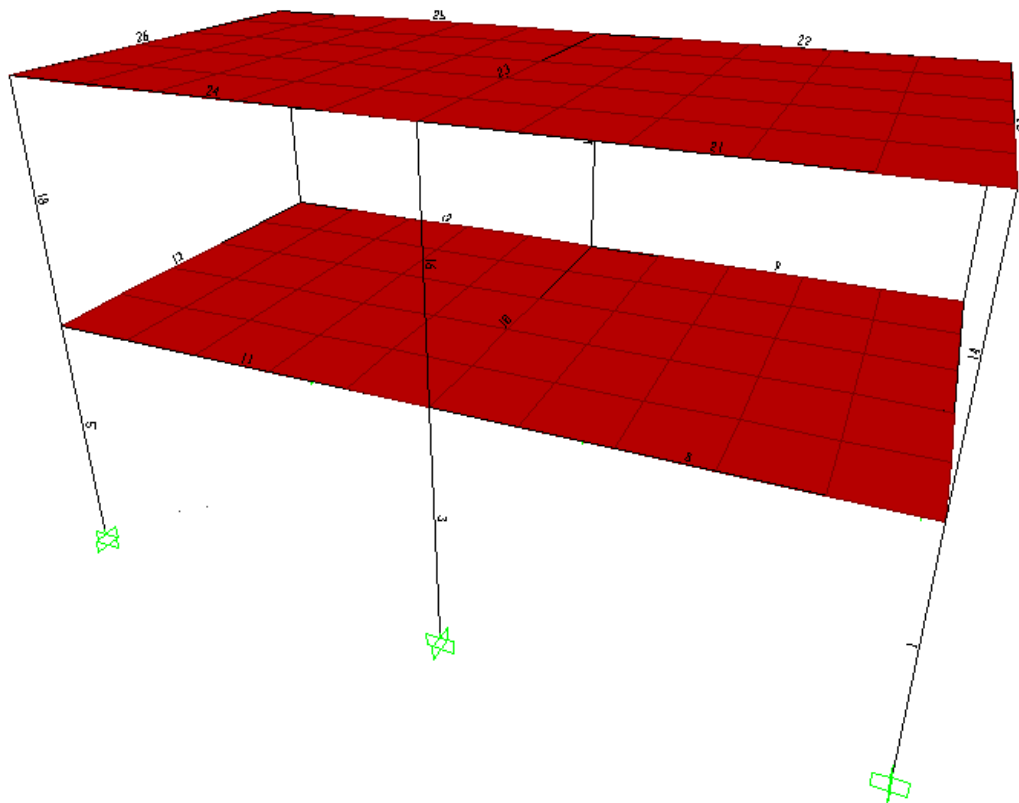
Οι διαστάσεις των διατομών και οι οπλισμοί στα δοκάρια και τα υποστυλώματα θεωρούνται οι εξής:

- Υποστυλώματα: διατομή 30x30 με 4Φ16 περιμετρικά και συνδετήρες Φ8/150.
- Δοκοί: διαμήκεις οπλισμός στις στηρίξεις: 4Φ14 πάνω και 2Φ14 κάτω ενώ στα ανοίγματα: 4Φ14 κάτω και 2Φ14 επάνω.
- Οι επικαλύψεις των οπλισμών είναι παντού $c=0,02\text{m}$ ή 20mm.

Ο φορέας φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί:



Εικόνα 1 – Οπλισμός υποστυλωμάτων



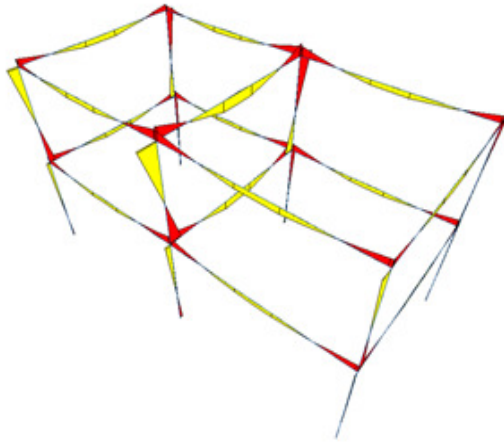
Εικόνα 2 - Αρχικός Φορέας

3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

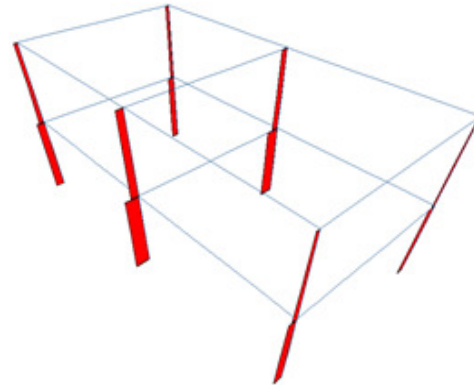
Τα επιφανειακά φορτία που κατανέμονται στην πλάκα και με βάση τα οποία γίνονται οι αναλύσεις και οι υπόλοιπες φορτίσεις που συμμετέχουν στην κατασκευή είναι:

- Μόνιμα φορτία: $G=0,8$ KN (το ίδιο βάρος των πλακών υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα) σε κάθε τετραγωνικό μέτρο.
- Κινητά ή ωφέλιμα φορτία: $Q=2$ KN ανά τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας.
- Ο συνδυασμός φόρτισης $G+0,3Q$ χρησιμοποιείται προκειμένου να γίνουν οι αναλύσεις και να προκύψουν τα εντατικά μεγέθη που εφαρμόζονται σε ορισμένες σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σχετίζονται με την ανελαστική ανάλυση και τις πλαστικές αρθρώσεις.
- Για την ανελαστική ανάλυση δημιουργήσαμε μία στατική τριγωνική φόρτιση που ονομάζεται E_x η οποία αυξάνεται σε κάθε βήμα της pushover ανάλυσης.
- Το σεισμικό φάσμα σχεδιασμού ορίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του EUROCODE 3 και προσαρμόστηκε στα χαρακτηριστικά της περιοχής της Πάτρας.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για φόρτιση $G+0,3Q$ για ροπές και αξονικές δυνάμεις παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα:



Εικόνα 3 - Διάγραμμα Ροπών



Εικόνα 4 - Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

4. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – PUSHOVER

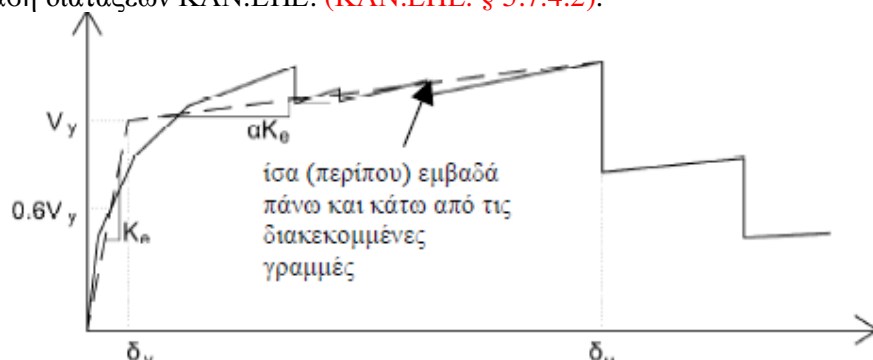
Στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσει μία κατασκευή κυρίως υπό την δράση σεισμικών φορτίων. Η ανάλυση βασίζεται στην δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή αμέσως μετά την διαρροή των στοιχείων. Το προσομοίωμα που δημιουργείται υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία που αυξάνονται μονότονα μέχρι το σημείο που κάποιο δομικό στοιχείο αδυνατεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Στόχος της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης κτιρίου η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (συνεχής γραμμή στο παρακάτω σχήμα). Ο κόμβος ελέγχου (5.7.3.2) ορίζεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου [1].

Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης βασίζεται στη μέθοδο των συντελεστών (KAN.ΕΠΕ. § 5.6).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e(T) \quad (\Sigma 5.6) \quad (1)$$

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}, \quad (\Sigma 5.5) \quad (2)$$

όπου $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές. Ο υπολογισμός των συντελεστών γίνεται βάση διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 5.7.4.2).



4.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων ή των συνδέσεων τους περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους «F» συναρτήσει της παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης «δ». Η επιλογή του κατάλληλου εντατικού μεγέθους και της αντίστοιχης παραμόρφωσης πρέπει να γίνεται προσεκτικά ώστε η παραμόρφωση δ συναρτήσει του εντατικού μεγέθους F να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης. Το διάγραμμα αυτό έχει την παρακάτω μορφή [1]:



Για την επιλογή των μεγεθών «F» και «δ» όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ [1].

Επειδή στα στοιχεία ΟΣ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής “θ” στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών [1].

Επομένως στην παρούσα εργασία στόχος είναι η δημιουργία διαγραμμάτων ροπών M - γωνία στροφής χορδής “θ”.

Το λογισμικό SAP2000 που χρησιμοποιούμε στην παρούσα εργασία δεν περιέχει τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τους νόμους των πλαστικών αρθρώσεων. Οι νόμοι που περιγράφουν τις σχέσεις M-θ και αντιστοιχούν σε ροπή και πλαστική στροφή (θpl) προσομοιώνονται στο πρόγραμμα, για δοκούς και υποστρώματα, με βάση τις σχέσεις που περιέχονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7, παράρτημα 7α. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε περιγράφεται αναλυτικά παρακάτω:

- Δοκοί: Η κατασκευή αποτελείται από συνολικά 14 δοκάρια . Πλαστικές αρθρώσεις τοποθετήθηκαν στην αρχή και το τέλος κάθε μέλους. Ο οπλισμός που θεωρήθηκε ότι βρίσκεται στις δοκούς χρησιμοποιείται στις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συνεπώς επιτυγχάνεται η έμμεση προσομοίωση του στην κατασκευή. Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές A και B (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Α.4 παράρτημα Α7) με βάση τις σχέσεις:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (3)$$

Θεωρήθηκε πως η διαρροή έγινε λόγω χάλυβα. Στη συνέχεια υπολογίζεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d , (KAN.ΕΠΕ. Α.3, παράρτημα 7Α) Από τη σχέση:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (4)$$

Όπου $\alpha = E_s/E_c$. Με βάση τα παραπάνω υπολογίζουμε την καμπυλότητα από τις σχέσεις:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (5)$$

Στους υπολογισμούς μας χρησιμοποιούμε την μικρότερη τιμή που προκύπτει από τις παραπάνω σχέσεις. Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει (KAN.ΕΠΕ. Α.6 παράρτημα 7Α) ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (6)$$

Όπου $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη). Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται δύο φορές, μία για εφελκυσμό του πάνω πέλματος και αντίστοιχα για εφελκυσμό του κάτω πέλματος. Προκύπτουν δύο M_y μία θετική (εφελκυσμός κάτω) και μία αρνητική (εφελκυσμός επάνω). Από τη σχέση (KAN.ΕΠΕ. § 7.2.2 εξίσωση Σ.2):

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\Sigma.2) \quad (7)$$

Υπολογίζεται η γωνία διαρροής για τις δύο περιπτώσεις εφελκυσμού ενώ από τη σχέση (KAN.ΕΠΕ. § 7.2.4 εξίσωση Σ.8β):

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145(0,25^V) \left[\frac{\max(0,01\sigma)}{\max(0,01\phi)} \right]^{0,3} \left(\frac{f_c}{f_c} \right)^{0,2} \left(\frac{\alpha_s}{\alpha_s} \right)^{0,35} 25^{\left(\frac{f_{yw}}{\alpha_s f_c} \right)} \left(\frac{100\rho_d}{1,275} \right) \quad (\Sigma.8\beta) \quad (8)$$

υπολογίζεται η πλαστική γωνία στροφής.

Στους παραπάνω υπολογισμούς αμελήθηκε ο οπλισμός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλακοδοκού επίσης θεωρήθηκε ότι οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος (≥ 135 στις γωνίες και ≥ 90 στο ενδιάμεσο των πλευρών) άρα η περίσφυξη αμελήθηκε ($\alpha=0$) (KAN.ΕΠΕ. § 7.2.4). Τέλος θεωρήσαμε

ότι η τέμνουσα, VR1, που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu}=M_y/L_s$, άρα ο συντελεστής αν ισούται με 1.

Δοκοί		
	εφέλκυσμός πάνω πέλματος	εφέλκυσμός κάτω πέλματος
(1/r)y	0,0054	0,0049
Θy	0,0076	0,0070
M _y	115 KN	54,81 KN

Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά μεγέθη πλαστικής άρθρωσης σε δοκό

- Υποστυλώματα: Η κατασκευή αποτελείται από 12 υποστηλώματα στα άκρα των οποίων θεωρήσαμε πλαστικές αρθρώσεις. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., έγινε με τη βοήθεια διαγράμματος P-M2-M3 της ορθογωνικής διατομής των υποστυλωμάτων. Ορίστηκε ένα μεγάλο εύρος τιμών αξονικών δυνάμεων και καθορίστηκαν οι αντίστοιχες τιμές για τις M2 και M3. Δόθηκαν για κάθε πλαστική άρθρωση τρεις τιμές αξονικού φορτίου για τις οποίες υπολογίστηκαν οι τιμές των θy και θr1 με τις σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ.2, Σ.8β) που εφαρμόστηκαν για τις δοκούς.

4.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο σχεδιασμός μιας αντισεισμικής κατασκευής καθορίζεται από την πιθανότητα υπέρβασης μιας καθορισμένης σεισμικής δράσης σε συνδυασμό με τις στάθμες επιτελεστικότητας. Οι στάθμες επιτελεστικότητας σχετίζονται με τις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται στα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία και καθορίζονται με βάση το επίπεδο βλαβών που προκαλούν στην κατασκευή. Οι σύγχρονοι κανονισμοί ορίζουν τρεις στάθμες επιτελεστικότητας:

- Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)
- Προστασία Ζωής (Life Safety)
- Οιονεί Κατάρρευση (Collapse Prevention)

Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής», όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης», δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 9.3) [1].

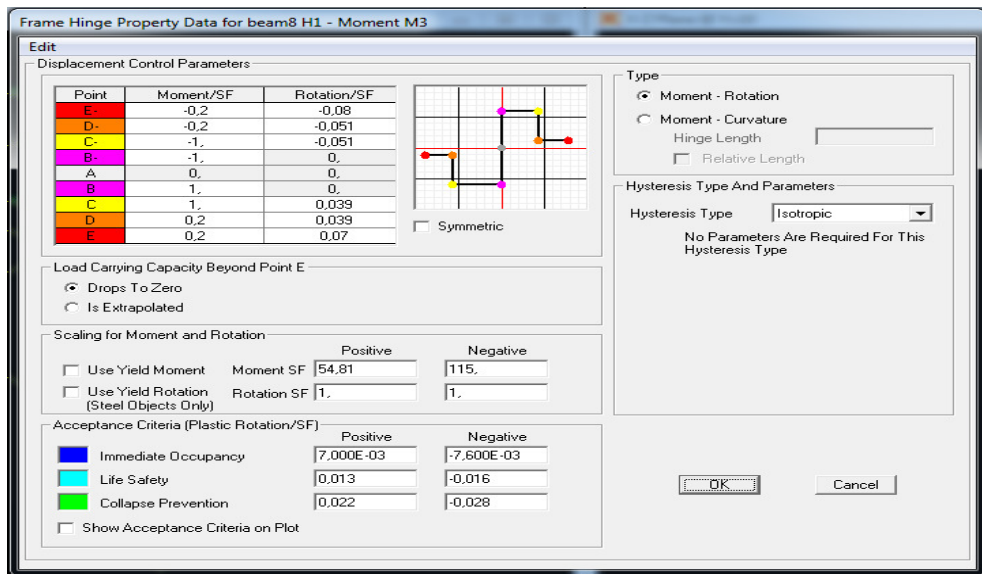
Στην παρούσα εργασία οι στάθμες επιτελεστικότητας για δοκούς και υποστυλώματα (πρωτεύοντα στοιχεία) καθορίστηκαν με βάση τις σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 9.3.1 (1α), (3)):

$$R_d = \delta_d = 0,5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd} \quad (1\alpha) \quad (9)$$

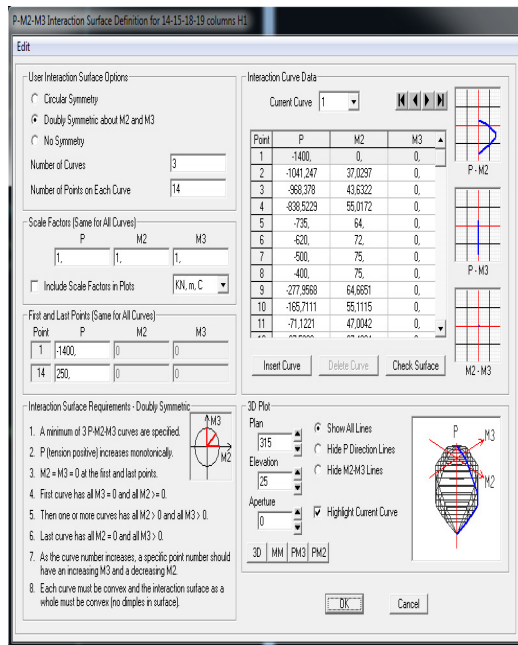
$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd} \quad (3) \quad (10)$$

Η πρώτη σχέση (1α) αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» ενώ η δεύτερη (3) στην «Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης». Στις παραπάνω σχέσεις τα δ

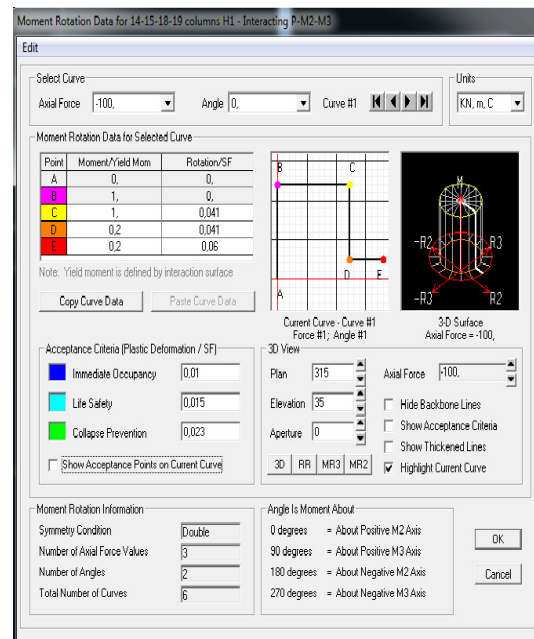
αντιστοιχούν σε γωνίες $\theta\gamma$ και $\theta\delta$. Για την στάθμη «Άμεση Χρήση Μετά το σεισμό» χρησιμοποιούμε ως δ την $\theta\gamma$ με $\gamma R_d=1,8$.



Εικόνα 5 - Εισαγωγή νόμου M-θ για δοκούς



Εικόνα 6 - Εισαγωγή M-θ για υποστύλωματα



Εικόνα 7 - Εισαγωγή P-M2-M3 για υποστύλωματα

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Η ενίσχυση της κατασκευής με αυτήν την μέθοδο συνίσταται στην πλήρωση υπάρχοντων φανωμάτων πλαισίων. Η πλήρωση μπορεί να γίνει με:

- απλά «γεμίσματα» (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 8.5.2)
- τοιχοματοποίηση πλαισίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 8.5.3)
- ενίσχυση υφιστάμενης πλινθοπλήρωσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 8.5.4)

- προσθήκη ράβδων δικτύωσης (KAN.ΕΠΕ. 8.5.5)

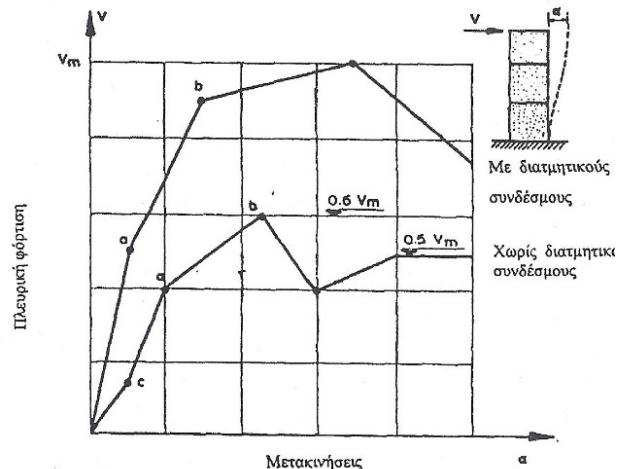
Οι παραπάνω πληρώσεις των φατνωμάτων αποσκοπούν στην σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας και τις σεισμικής αντίστασης του φορέα. Σε όλες τις περιπτώσεις πρέπει να γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι για τυχόν εισαγωγή νέων εντατικών μεγεθών στον φορέα. Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η ενίσχυση της κατασκευής με απλά «γεμίσματα» καθώς και με μεταλλικές ράβδους δικτύωσης.

5.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ «ΑΠΛΟ ΓΕΜΙΣΜΑ»

Η κατασκευή απλών «γεμισμάτων» εντός των υφιστάμενων πλαισίων της κατασκευής αποσκοπεί στην αύξηση της αντοχής αλλά και της δυσκαμψίας της. Τα γεμίσματα μπορούν να κατηγοριοποιηθούν με βάση τον τύπο τους σε: 1) τοιχώματα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου 2) προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels). Επίσης, το υλικό που χρησιμοποιείται και σύμφωνα με τον KAN.ΕΠΕ. 8.5.2 μπορεί να είναι άοπλο σκυρόδεμα, από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία (άοπλη ή οπλισμένη). Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε επιλεγμένα πλαίσια της κατασκευής και συνδέονται με τα υπάρχοντα υποστυλώματα αλλά και με τις δοκούς. Αν όμως επιδιώκεται μία περισσότερο πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής η σύνδεση του τοιχώματος πρέπει να γίνεται μόνο με τις δοκούς στο πάνω και στο κάτω μέρος του τοιχώματος ενώ με τα υποστυλώματα δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Έτσι αποφεύγεται η μεταβίβαση δυνάμεων από το τοίχωμα στο υποστυλώμα [2].



Εικόνα 8 - Εμφάνιση πλαισίου με οπλισμένο σκυρόδεμα[2]



Εικόνα 9 – Αποτελεσματικότητα διατμητικών συνδέσμων στη σύνδεση νέων τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα πλαίσια[2]

Για να εξασφαλιστεί η αποτελεσματική λειτουργία του τοιχώματος πρέπει να ελέγχεται η σωστή μεταφορά των οριζόντιων δράσεων στα καινούρια τοιχώματα. Η μεταφορά αυτή, επιτυγχάνεται με την επαρκή όπλιση των δοκών με διαμήκη οπλισμό. Επιπλέον πολύ σημαντικό είναι να ακυρώνονται οι νέες ράβδοι οπλισμού στον υφιστάμενο φορέα [2].

Όσον αφορά την σύνδεση του νέου σκυροδέματος με το παλαιό (είτε συνδέεται το τοίχωμα μόνο με τις δοκούς είτε και με τα υποστυλώματα) σύμφωνα με εκτεταμένες έρευνες (Liauw and Lee, 1977 – Liauw 1979 – Liauw and Kwan 1982) προκύπτει ότι η χρήση διατμητικών συνδέσμων (μηχανικά ή χαλύβδινα βλήτρα) αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία των εμφανωμένων πλαισίων (Εικ.8). Επιπλέον, οι καμπτικές ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις των μελών είναι μειωμένες με την χρήση των διατμητικών συνδέσμων καθώς και οι

συγκεντρώσεις τάσεων στις γωνίες. Επίσης θα ήταν παράλειψη να μην αναφερθεί ότι η υπαρξη ανοιγμάτων στο εμφατνωμένο πλαίσιο μειώνει την αντοχή και την δυσκαμψία του πλαισίου. Τέλος, όσον αφορά την κατασκευή των «γεμισμάτων» ανακύπτουν δύο βασικά προβλήματα. Το πρώτο είναι οι παραμορφώσεις λόγω της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος που συνεπάγονται την ρηγμάτωση της διεπιφάνειας του καινούριου σκυροδέματος με τον πυθμένα της δοκού. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με χρησιμοποίηση σκυροδέματος ειδικής σύνθεσης, με χρήση ειδικών προσμίκτων. Το δεύτερο πρόβλημα που προκύπτει στην κατασκευή των γεμισμάτων είναι η δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος με έγχυτο σκυρόδεμα, λόγω της περιορισμένης πρόσβασης. Γι αυτό πολλές φορές προτιμάται το εκτοξευμένο σκυρόδεμα [2].

- Προσομοίωση απλού γεμίματος:

Στην παρούσα εργασία έγινε γέμισμα των 2 ακριανών φατνωμάτων με οπλισμένο σκυρόδεμα παράλληλα στην διεύθυνση x πάχους $t=0,2$ m. Επιλέχθηκε σκυρόδεμα C20/25 και τοποθετήθηκε διπλή εσχάρα οπλισμού $\Phi 10/200$ και στις δύο διευθύνσεις.

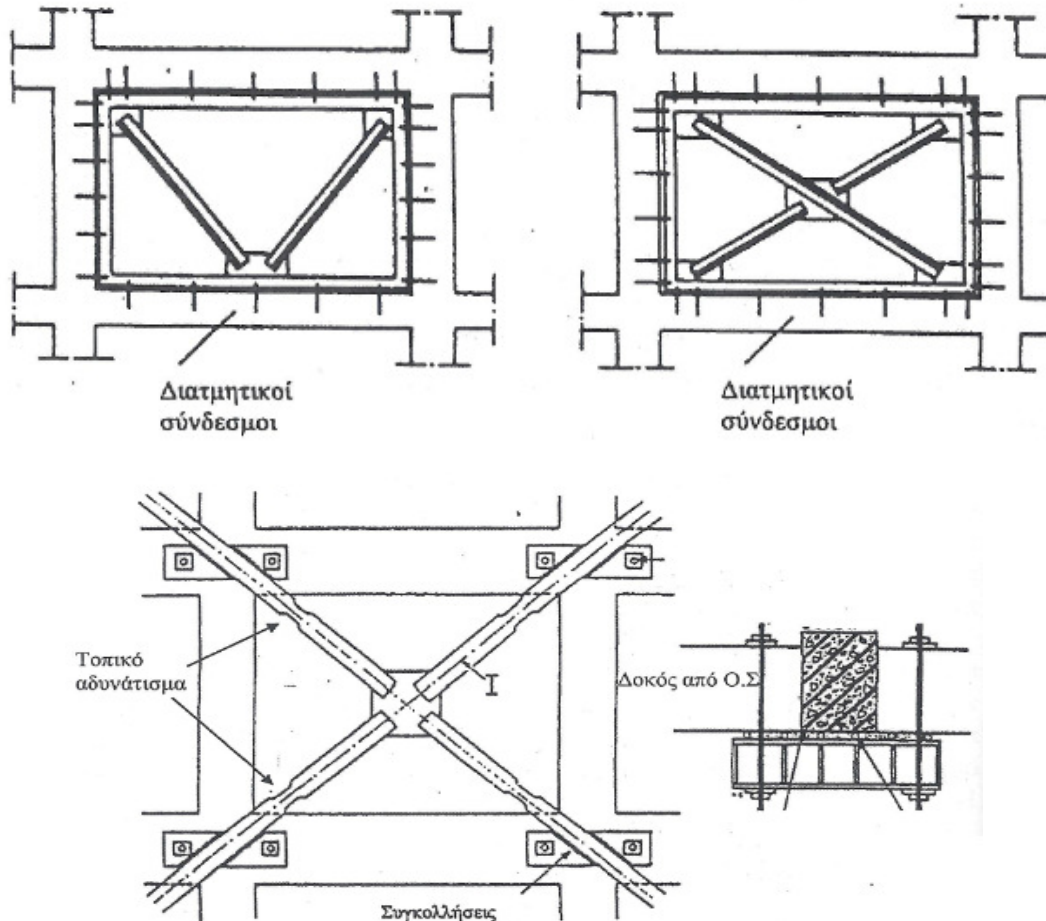
Η προσομοίωση του γεμίματος σύμφωνα με τον (KAN.ΕΠΕ § 8.5.2.β) μπορεί να γίνει σύμφωνα με τον (KAN.ΕΠΕ § 7.4.1), δηλαδή όπως προσομοιώνονται οι άοπλες τοιχοπληρώσεις.

Δημιουργούμε συνεπώς μία αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδο με πάχος $t=0.2$ m και πλάτος $b=0.15L$ (KAN.ΕΠΕ. § 7.4.1, Σ.15), με L το μήκος της διαγωνίου.

$$\text{Άρα } b = 0.15\sqrt{3^2 + 5^2} = 0.8745 \text{ m.}$$

5.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΡΑΒΔΩΝ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ

Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται με σκοπό να αυξήσουν την αντοχή της κατασκευής όπως επίσης και την δυσκαμψία της. Κύριο χαρακτηριστικό της χρήσης τους είναι το γεγονός ότι οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Επίσης συνεισφέρουν στην πλαστιμότητα της κατασκευής. Η δυνατότητα της ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει ένα σημαντικό παράγοντα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Η μέθοδος εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και ισόγειους μαλακούς ορόφους κτιρίων. Οι μεταλλικές ράβδοι προσαρμόζονται πάνω στον φέροντα οργανισμό με ειδικές διατάξεις. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων μελών με το ζύγωμα του φατνώματος οι δικτυωτοί μεταλλικοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: 1) Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα 2) Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα. Η βασική διαφορά τους είναι ότι στους συνδέσμους με εκκεντρότητα ένα τουλάχιστον από τα δύο άκρα της διαγωνίου συνδέεται με το ζύγωμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος. Η πιο διαδεδομένη διάταξη των μεταλλικών στοιχείων είναι οι χιαστοί διαγώνιοι σύνδεσμοι οι οποίοι αναλαμβάνουν μόνο πλευρικά φορτία με ανάπτυξη αξονικών δυνάμεων. Στην καταπόνηση λόγω σεισμού θεωρείται ότι οι διαγώνιοι που εφελκύνονται αναλαμβάνουν τις δράσεις ενώ οι διαγώνιοι που θλίβονται αγνοούνται. Τα μεταλλικά στοιχεία όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό καταπονούνται εναλλάξ από θλιπτικές και εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις με συνέπεια τον κίνδυνο σε αστοχία λυγισμού [2].



- Προσομοίωση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας
 Στην παρούσα εργασία έγινε ενίσχυση με δύο χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους διατομής HEA160 και ποιότητα χάλυβα Fe430 με $f_y=275\text{KN}$. Τα στοιχεία της διατομής σύμφωνα με τον Ευροκώδικα είναι: $A=38,77\text{ cm}^2$, $I_{\min,z}=615,6\text{ cm}^4$.
 - Υπολογίζουμε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot I_{\min}}{(kL)^2} = 1501,55\text{ KN}$
 - Υπολογίζουμε $A \cdot f_y = 31,42 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2 \cdot 275 \cdot 10^5\text{ KN/m}^2 = 1066,18\text{ KN}$
 - Υπολογίζουμε την ανηγμένη λυγηρότητα $\lambda = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} = 1501,55 / 1066,18 = 1,19 < 1,5$

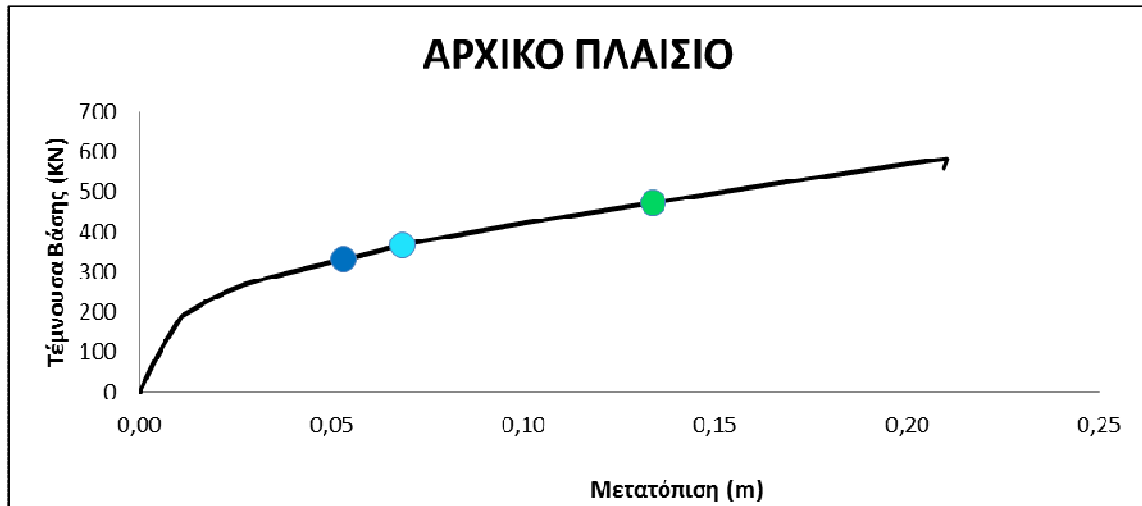
6. ΑΝΑΛΥΣΗ

Πραγματοποιήθηκε Pushover Analysis κατά την διεύθυνση x για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις:

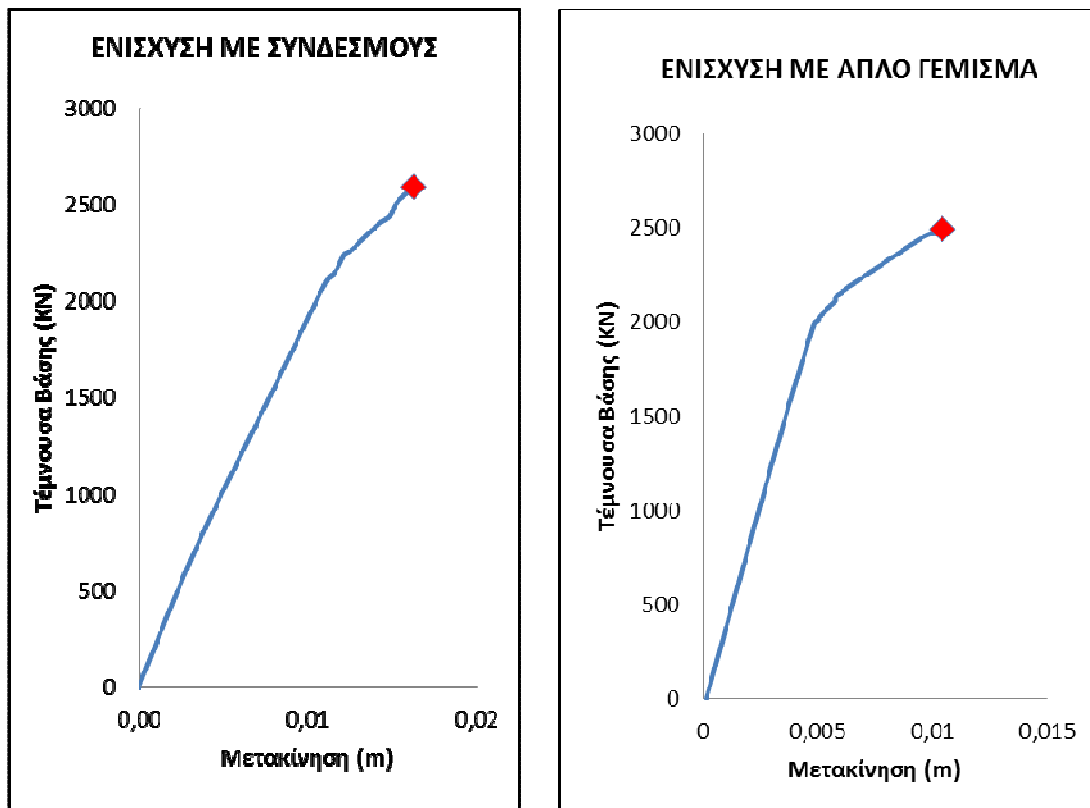
- Αρχικός Φορέας
- Φορέας με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας
- Φορέας με απλό γέμισμα οπλισμένου σκυροδέματος

Ως κόμβος ελέγχου καθορίστηκε ο κόσμος 15 στη μέση του δευτέρου ορόφου. Για κάθε περίπτωση προκύπτει η καμπύλη αντίστασης (διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετατόπισης) η οποία είναι ενδεικτική της αντοχής σε συνδυασμό με την μετακίνηση του κόμβου έως ότου η κατασκευή αστοχήσει. Στην καμπύλη του αρχικού φορέα είναι σημειωμένες οι στάθμες

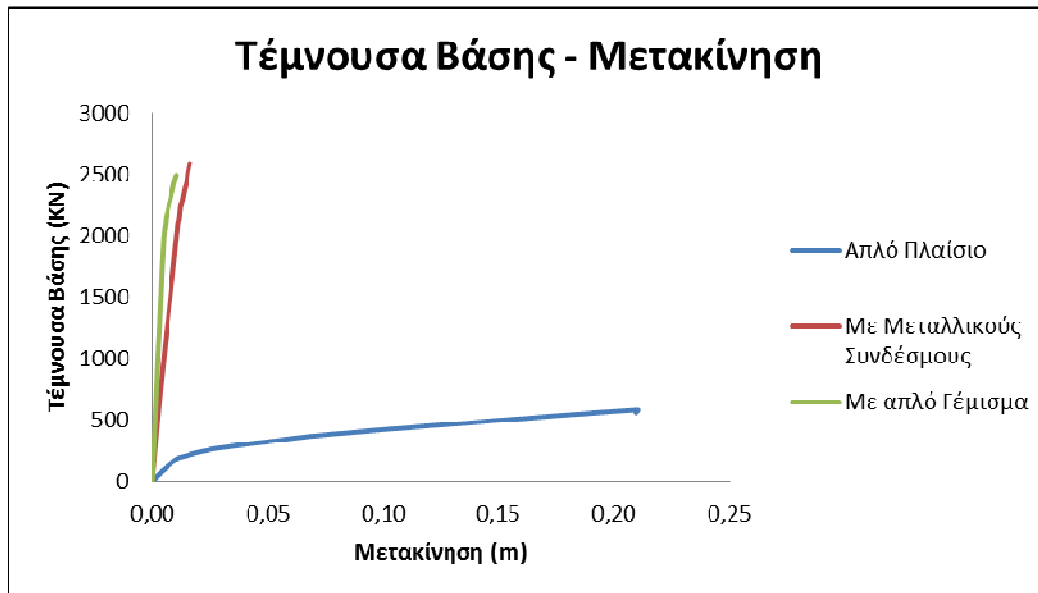
επιτελεστικότητα με κουκκίδες (μπλε – Άμεση Χρήση, γαλάζια – Προστασία Ζωής, Πράσινη – Οιονεί Κατάρρευση) ενώ στις άλλες δύο περιπτώσεις σημειώνεται το σημείο αστοχίας στο τέλος της καμπύλης. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται οι καμπύλες αντίστασης για κάθε περίπτωση ενίσχυσης, ένα συγκριτικό μεταξύ τους διάγραμμα καθώς και η κατάσταση αστοχίας του αρχικού φορέα και το διάγραμμα M-δ της πλαστικής άρθρωσης που τελικά αστοχεί.



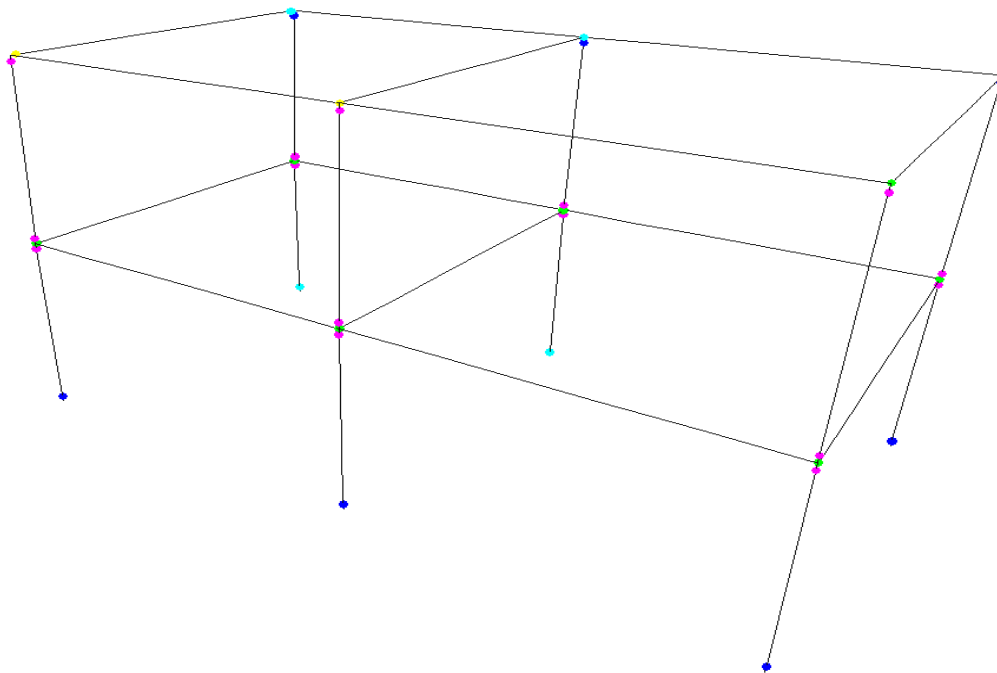
Εικόνα 10 – Καμπύλη αντοχής αρχικού πλαισίου. Οι στάθμες επιτελεστικότητας διακρίνονται επάμω στην καμπύλη με κουκκίδες.



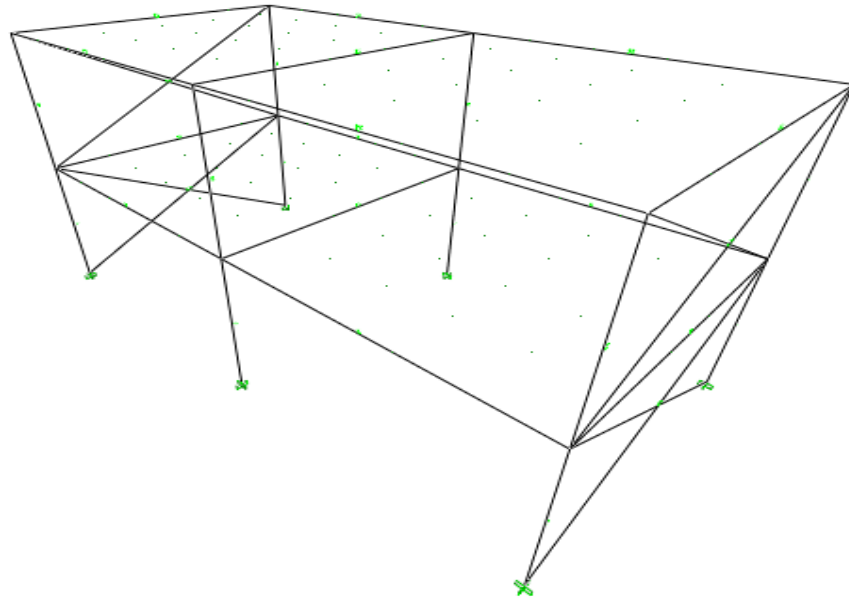
Εικόνα 11 – Καμπύλες αντοχής για τις δύο περιπτώσεις ενίσχυσης



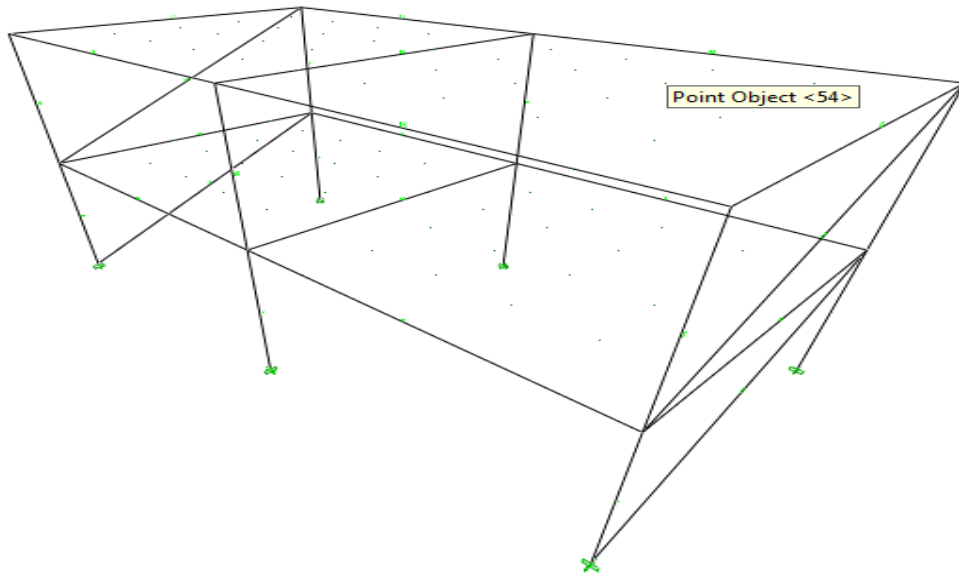
Εικόνα 12 – Συγκριτικό διάγραμμα καμπυλών αντοχής για τις τρεις περιπτώσεις του φορέα. Η ενίσχυση με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και το απλό γέμισμα προκαλούν μεγάλη αντοχή στην κατασκευή και παράλληλα ο κόμβος ελέγχου μετακινείται πολύ λιγότερο σε σχέση με την περίπτωση του απλού πλαισίου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την επιθυμητή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας αλλά ταυτόχρονα την εμφάνιση ψαθυρής συμπεριφοράς.



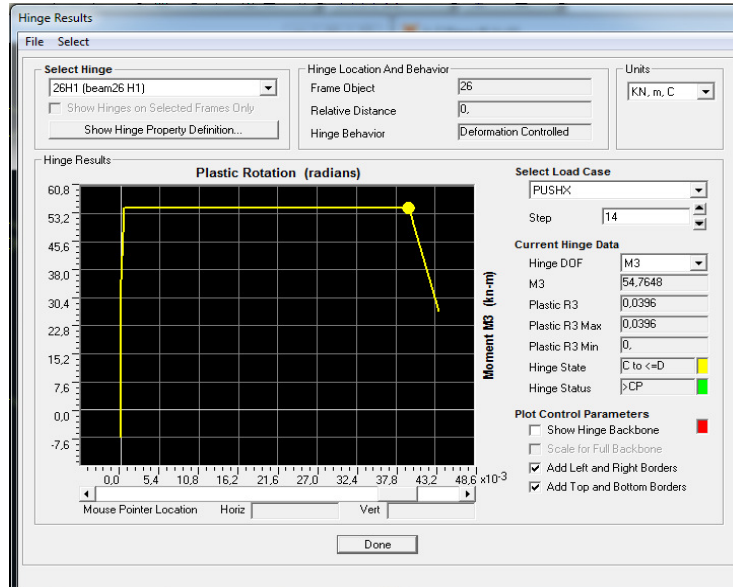
Εικόνα 13 - Αστοχία αρχικού πλαισίου στην δοκό 26 (μεσαία δοκός δευτέρου ορόφου, κίτρινο χρώμα)



Εικόνα 14 – Ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους



Εικόνα 15 – Ενίσχυση με απλό γέμισμα



Εικόνα 16 - Συμπεριφορά πλαστικής άρθρωσης στην δοκό 26

7. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- Παρατηρούμε ότι το αρχικό πλαίσιο αναπτύσσει τέμνουσα βάσης 559KN την στιγμή της αστοχίας με μετατόπιση κόμβου ελέγχου 0,21m. Όσο αυξάνεται η πλευρική δύναμη διαρρέουν πρώτα τα υποστυλώματα και μετά οι δοκοί. Όσο συνεχίζει η ανάλυση δημιουργούνται σχεδόν σε όλες τις πιθανές θέσεις (στα άκρα των υποστυλωμάτων και των δοκών) πλαστικές αρθρώσεις και όσο αυξάνει η πλαστική γωνία στροφής το κτίριο περνάει από όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας που έχουν οριστεί (Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής, Οιονεί Κατάρρευση). Εν τέλει αστοχεί η δοκός 26 που βρίσκεται στον δεύτερο όροφο του κτιρίου λόγω καμπτικής αστοχίας.
- Στο ενισχυμένο πλαίσιο με τους μεταλλικούς συνδέσμους παρατηρούμε ότι αναπτύσσεται τέμνουσα βάσης 2592KN την στιγμή της αστοχίας με μετατόπιση του κόμβου ελέγχου 1.6 cm. Όσο αυξάνεται η πλευρική δύναμη διαρρέουν πρώτα τα υποστυλώματα και χωρίς να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς. Επέρχεται ψαθυρή αστοχία στο υποστυλώμα 5 στο πάνω μέρος του λόγω διάτμησης, πριν καν οι πλαστικές αρθρώσεις φτάσουν στην στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση.
- Στο ενισχυμένο πλαίσιο με τα απλά «γεμίσματα» παρατηρούμε ότι αναπτύσσεται τέμνουσα βάσης 2494KN την στιγμή της αστοχίας με μετατόπιση του κόμβου ελέγχου 1 cm. Όσο αυξάνεται η πλευρική δύναμη διαρρέουν πρώτα τα υποστυλώματα και χωρίς να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αστοχεί το υποστυλώμα 5 στη βάση του λόγω διατμητικής αστοχίας, πριν καν οι πλαστικές αρθρώσεις φτάσουν στην στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους ενδείκνυται για μεγάλη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Όμως, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε τυχόν ψαθυρές αστοχίες που μπορεί να προκύψουν. Για την αποφυγή της ψαθυρής αστοχίας πρέπει να βεβαιωθούμε ότι τα υπάρχοντα στοιχεία έχουν επαρκή αντοχή. Τέλος, ένα

πιθανό αίτιο της ψαθυρής αστοχίας είναι η κακή σύνδεση των μεταλλικών στοιχείων με τα υφιστάμενα στοιχεία από ΟΣ. Γι αυτό οι σύνδεση πρέπει να ελέγχεται.

- Η ενίσχυση με εμφάντωση πλαισίων με απλά «γεμίσματα» επιφέρει μεγάλη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα ακριβώς όπως και οι μεταλλικοί σύνδεσμοι. Όμως και εδώ υπάρχει σοβαρός κίνδυνος να παρουσιαστούν ψαθυρές αστοχίες. Γι αυτό το λόγο όπως αναφέρθηκε και παραπάνω συνίσταται η σύνδεση του γεμίματος πρέπει να γίνεται μόνο με τις δοκούς στο πάνω και στο κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ με τα υποστυλώματα δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Έτσι αποφεύγεται η μεταβίβαση δυνάμεων από το τοίχωμα στο υποστύλωμα και αποτρέπεται η ψαθυρή αστοχία.
- Η γεωμετρία του φορέα που μελετήθηκε δεν είναι κατάλληλη για ενίσχυση με συνδέσμους δυσκαμψίας και απλό γέμισμα καθώς παρατηρούνται έντονα φαινόμενα ψαθυρής συμπεριφοράς και ταυτόχρονα μειωμένης πλαστιμότητας.
- Τέλος, οι παραπάνω τρόποι ενίσχυσης δεν είναι πάντα εφικτό να υλοποιηθούν σε μια υφιστάμενη κατασκευή εξαιτίας αρχιτεκτονικών δεσμεύσεων (απαίτηση για ύπαρξη ανοιγμάτων, αλλαγή της εμφάνισης του κτιρίου).

9.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012
- [2] Δρίτσος Η. Σ. “Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”
- [3] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- [4] Φαρδής Ν. Μ. «Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι,ΙΙ Πάτρα 2010»
- [5] Ευροκώδικας 3
- [6] SAP2000 MANUAL
- [7] Λατσός Λ., Τουσμάνης Α. ‘Συγκριτική Μελέτη Μεθόδων Ενίσχυσης Πλαισιακών Φορέων με ή χωρίς Μαλακό Όροφο Μέσω Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων, «18^ο Φοιτητικό Συνέδριο:Επισκευές Κατασκευών», Πάτρα, Φεβρουάριος 2012
- [8] http://seismo.geology.upatras.gr/engseismo/8_EngSeism_antiseismikoi_kanonismoι.pdf
- [9] <http://el.wikipedia.org>