

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΡΟΠΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΔΗΜΟΠΟΥΛΟΣ
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΚΑΨΑΛΗΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία αφορά την μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού διώροφης κατοικίας με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής πραγματοποιήθηκε στατική ανελαστική ανάλυση με βάση τη μέθοδο του σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (Pushover Analysis). Στη συνέχεια εφαρμόζονται ενισχύσεις με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικούς κλωβούς, ινοπλισμένα πολυμερή άνθρακα καθώς και με προσθήκη νέων παράπλευρων υποστυλωμάτων. Τέλος εξάγονται συμπεράσματα σε σχέση με την ιδανικότερη λύση ενίσχυσης της κατασκευής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΘΕΜΑ - ΣΤΟΧΟΣ

Το θέμα της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς υπάρχουσας κατασκευής και η ενίσχυσή της με εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μια από τις μεθόδους αποτίμησης που προτείνονται από τον κανονισμό και επιλέγεται στη συγκεκριμένη εργασία είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis). Εφαρμόζονται διαφορετικές μέθοδοι ενίσχυσης των υποστυλωμάτων που στοχεύουν είτε στην αύξηση της δυσκαμψίας και καμπτικής αντοχής τους, είτε στην αύξηση της πλαστιμότητάς τους. Σκοπός είναι να αναδειχθεί η αποτελεσματικότητα της κάθε μεθόδου για ένα τυπικό διώροφο κτίριο με πιλοτή.

1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το κτίριο βρίσκεται στον οικισμό Λιθοβούνι του δήμου Αγρινίου και είναι χτισμένο το 1985. Ο βασικός φέρων οργανισμός είναι πλαισιακή κατασκευή από δοκούς και υποστυλώματα. Τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι σκυρόδεμα C16 και χάλυβας S220. Στο ισόγειο υπάρχει πιλοτή ενώ ο όροφος είναι χτισμένος με κοινή οπτοπλινθοδομή. Η κάτοψη και η ονοματολογία των βασικών φερόντων στοιχείων φαίνεται στο (Σχ.1.2α) και οι ξυλότυποι οροφής ισογείου και ορόφου φαίνονται στο (Σχ.1.2β). Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) θεωρείται "Ικανοποιητική" [1].

1.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανάλυση της κατασκευής έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως γραμμικά μέλη με τις αντίστοιχες διαστάσεις και τους οπλισμούς. Τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση τους. Οι πλάκες αγνοήθηκαν και εφαρμόστηκαν διαφράγματα στις στάθμες τους.

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν ως διαγώνιοι θλιπτήρες με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [3]. Πιο συγκεκριμένα, βάσει της παραγράφου Σ7.4.1(δ) ελήφθησαν υπόψη μόνο δύο τοιχοπληρώσεις, ενώ οι υπόλοιπες αγνοήθηκαν λόγω της επιρροής των ανοιγμάτων τους. Οι θέσεις των τοίχων που ελήφθησαν υπόψη φαίνονται επίσης στην κάτοψη (Σχ. 1.2α). Οι οπτόπλιθοι είναι διαστάσεων 6x9x19cm και αντοχής 2 MPa. Το συνδετικό υλικό είναι τσιμεντοκονίαμα M15 γενικής εφαρμογής. Η αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από τον τύπο $f_{wc} = 0.56 \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3}$ [2] ενώ το μέτρο ελαστικότητας ισούται με $1000 \cdot f_{wc}$. Το πάχος του

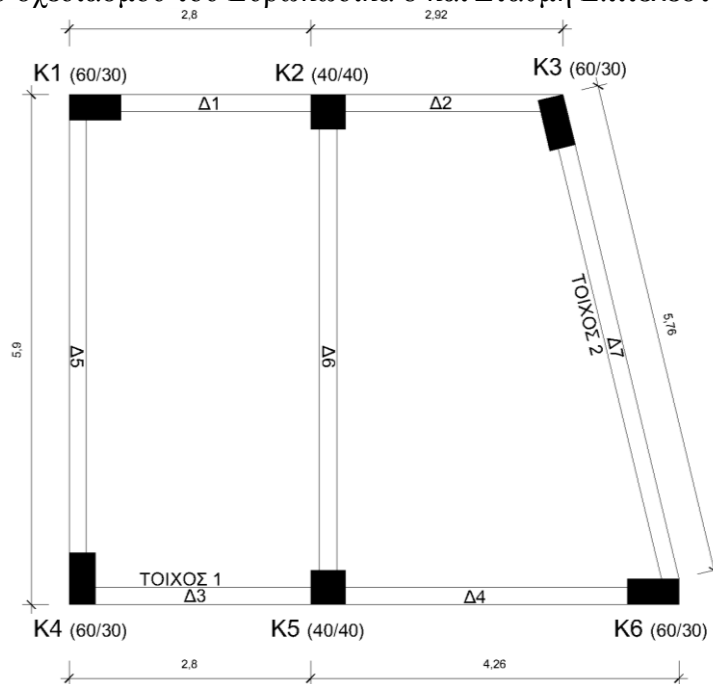
θλιπτήρα λαμβάνεται ίσο με 25cm, όσο δηλαδή το πραγματικό πάχος του τοίχου ενώ το ενεργό ύψος του είναι $b = 0.15 L$. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.7 § Σ 7.4.1(ζ,2),(ε.15))

1.4 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

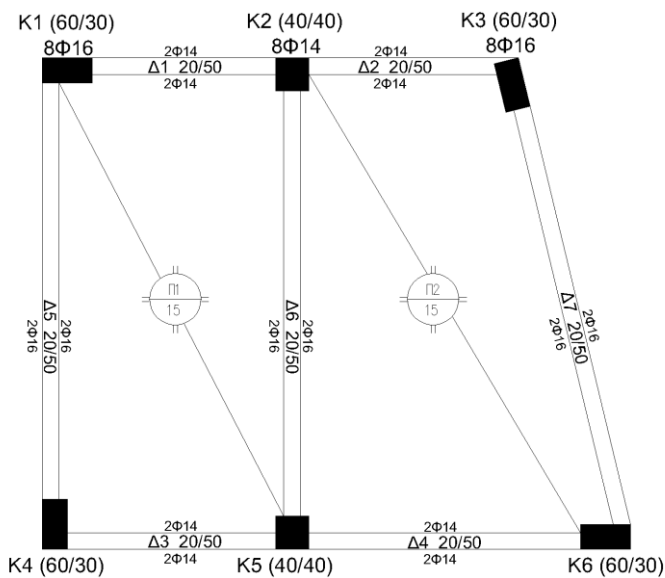
Για την ανάλυση της κατασκευής λήφθηκαν υπόψη τα εξής φορτία:

- ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25 kN/m^3
- ίδιο βάρος επικαλύψεων: 1 kN/m^2
- ίδιο βάρος τοιχοπληρώσεων: 15 kN/m^3
- ωφέλιμα φορτία πλακών: 2 kN/m^2
- ωφέλιμα φορτία εξωστών: 4 kN/m^2

Οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού είναι: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$ και $G + 0.3 \cdot Q \pm E$. Η ανάλυση έγινε για το σεισμό σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 και Στάθμη Επιτελεστικότητα Β. [4]



Σχ.1.2α Κάτοψη ορόφου - ονοματολογία δοκών και υποστυλωμάτων



Σχ.1.2β Ξυλότυπος οροφής ισογείου και οροφής ορόφου

2. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Για τον Τοίχο 1 έχουμε τα εξής στοιχεία:

Μήκος φαντώματος $l=3.85\text{m}$, ύψος $h=3\text{m}$

Μήκος θλιπτήρα $L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{3.85^2 + 3^2} = 2.42\text{m}$

Λυγηρότητα $\lambda=L/t= 2.42/0.25=9.68 < 15$ άρα δεν υπάρχει μείωση της αντοχής λόγω λυγηρότητας.

Επιρροή ανοίγματος: $h_{\text{ανοιγμ}}/h= 2.1/3=0.7$ άρα ενεργό ύψος $b'= 0.7b=0.7*0.15*3.85=0.404\text{m}$

Άρα $f_{wc} = 0.56 \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3} = 2050\text{kN} / \text{m}^2$ και $E = 1000 \cdot f_{wc} = 2050000\text{kN} / \text{m}^2$.

Για τον Τοίχο 2 έχουμε τα εξής στοιχεία:

Μήκος φαντώματος $l=4.59\text{m}$, ύψος $h=3\text{m}$

Μήκος θλιπτήρα $L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{4.59^2 + 3^2} = 5.48\text{m}$ και ενεργό ύψος $b=0.15*5.48=0.822\text{m}$

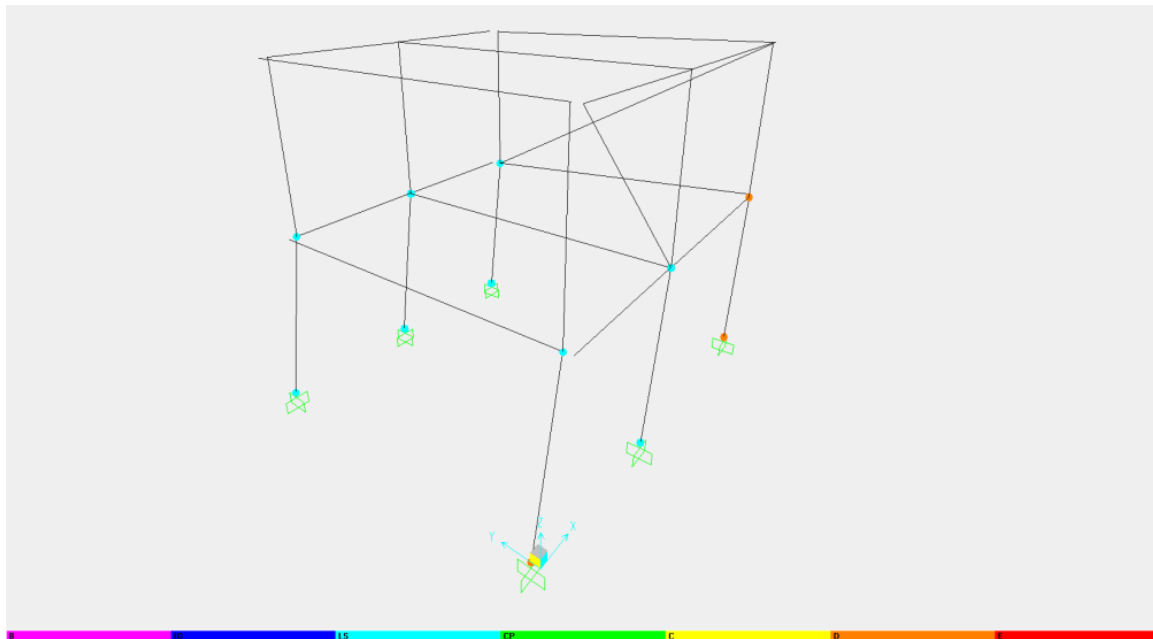
Λυγηρότητα $\lambda=L/t= 5.48/0.25=22 > 15$ άρα υπάρχει μείωση της αντοχής λόγω λυγηρότητας.

$$\lambda' = \frac{\sqrt{l \cdot h}}{t} = \frac{\sqrt{4.59 \cdot 3}}{0.25} = 14.84 \Rightarrow F_{red} / F = 0.8$$

Άρα $f_{wc}' = 0.8 \cdot f_{wc} = 0.8 \cdot 0.56 \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3} = 1640\text{kN} / \text{m}^2$ και $E = 1000 \cdot f_{wc}' = 1640000\text{kN} / \text{m}^2$.

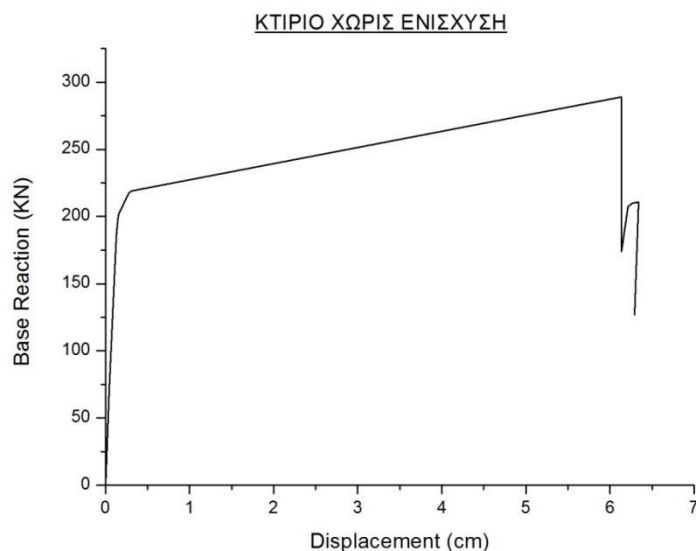
2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται ο μηχανισμός αστοχίας της κατασκευής χωρίς τις ενισχύσεις, με την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα της πιλοτής (Σχ.2.2.α) και η καμπύλη συμπεριφοράς της κατασκευής (Σχ.2.2.β).



Σχ.2.2.α Κτίριο χωρίς ενίσχυση

Από το παραπάνω σχήμα φαίνεται ότι έχουμε δημιουργία μαλακού ορόφου στην πιλοτή καθώς όλες οι πλαστικές αρθρώσεις μέχρι την κατάρρευση, έχουν δημιουργηθεί στα υποστυλώματα της πιλοτής.



Σχ.2.2.β Καμπύλη συμπεριφοράς

Από την παραπάνω καμπύλη φαίνεται ότι το κτίριο ήδη διαθέτει αρκετή πλαστιμότητα από τη μετελαστική περιοχή του διαγράμματος καθώς η παραμόρφωση αυξάνεται αρκετά με μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης. Για αυτό και θεωρήσαμε στη συνέχεια ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς του αρχικού κτιρίου είναι ίσος με 3. Ωστόσο η συνολική τέμνουσα που παραλαμβάνεται είναι σχετικά μικρή (περίπου 290 kN).

3. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

3.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Επιλέγονται μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20, πάχους 10cm και οπλισμών B400s. Η διάταξη των οπλισμών για τα γωνιακά υποστυλώματα (K1, K3, K4, K6) και τα ενδιάμεσα (K2, K4) φαίνονται στο (Σχ.3.1).

Παρακάτω γίνεται ένας ενδεικτικός υπολογισμός των συνδετήρων για τον μανδύα του υποστυλώματος K1. Η διατμητική δύναμη που δέχεται από τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων είναι $V_{sd} = 104.27$ kN. Κατά τον ΕΚΩΣ, υπολογίζονται $V_{wd} = 47.69$ kN, $V_{cd} = 28.21$ kN και άρα $V_{Rd3} = 75.9$ kN μικρότερη της V_{sd} οπότε οι συνδετήρες υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση:
$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{wd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{(104.27 - 28.1) \cdot 1.15}{0.9 \cdot 0.554 \cdot 220000} = 0.000797m$$

Επιλέγονται δίτμητοι συνδετήρες Φ8 και προκύπτει $s = 12$ cm. Ο έλεγχος όμως για τον ελάχιστο οπλισμό συγκράτησης του μανδύα δίνει τα εξής αποτελέσματα:

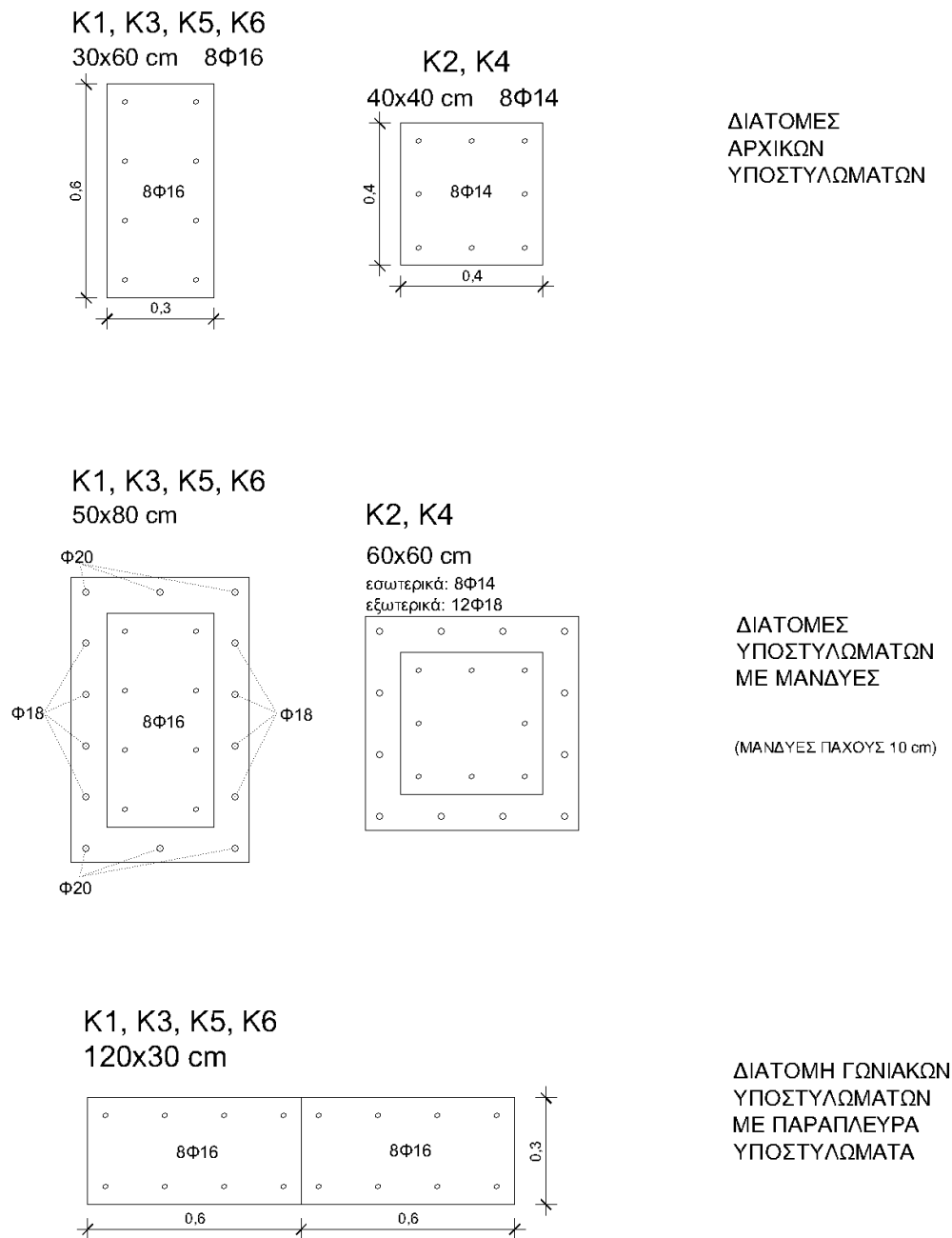
$$a_{sw} \leq 0.8 \frac{f_{ywd}}{f_{ctm}} \cdot \frac{d_h^2}{t} = 0.8 \frac{400}{0.3 \cdot 16^{2/3} \cdot 1.15} \cdot \frac{8^2}{100} = 90mm \text{ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § Σ 8.7)}$$

και άρα τελικά τοποθετούνται Φ8/9 cm.

3.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΑΡΑΠΛΕΥΡΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Επιλέχθηκε να γίνει μερική "τοιχοματοποίηση" στα γωνιακά μόνο υποστυλώματα, με την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων που θα είναι σε επαφή με τα αρχικά και θα

συνεργάζονται με αυτά. Έτσι η νέα διατομή των γωνιακών υποστυλωμάτων θα είναι αυτή που φαίνεται παρακάτω στο (Σχ.3.1).



Σχ.3.1 Διατομές υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτιρίου, με μανδύες και με παράπλευρα υποστυλώματα

3.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ ΓΩΝΙΑΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ (Κ1, Κ3, Κ4, Κ6)

Αρχικά η κατασκευή θεωρήθηκε με συντελεστή συμπεριφοράς $q=3$ και ο στοχευόμενος συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=4$. Η μέθοδος μπορεί οριακά να εφαρμοστεί στα γωνιακά υποστυλώματα καθώς ο λόγος πλευρών είναι $h/b=0.6/0.3=2$ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § Σ 8.2.3.α).

Εν συνεχεία βρίσκεται ο συντελεστής υπεραντοχής $q_u=1.1$ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.4 Παραρτ.Π2).

Από την ανάλυση έχει βρεθεί $N_{sd,max}=-676.3$ kN και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T=0.26$ sec. Ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς είναι $q_{\pi}=q/q_u=3.64$ (βλ.

ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.2.3.δ). Από το φάσμα σχεδιασμού του EC8 βρίσκεται $T_c=0.50$ sec. Παρακάτω υπολογίζονται οι δείκτες πλαστιμότητας μετακινήσεων και καμπυλοτήτων:

$$\mu_\delta = 1 + \frac{T_c}{T} \cdot (q_\pi - 1) = 6.1 \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.2.3.δ.ii, εξίσωση (8.17)})$$

$$(\mu_{1/r} - 1) / (\mu_\delta - 1) = 3 \Rightarrow \mu_{1/r} = 16.3 \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.2.3.δ.iv})$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 2.2 \cdot \mu_{1/r} \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \nu = 0.0086$$

όπου:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd} \cdot 1.15}{E} = 0.0012 \quad \text{και} \quad \nu = \frac{N_{\max}}{b \cdot h \cdot f_{cm}} = 0.198 \quad \text{όπου} \quad f_{cm} = 19 \text{ MPa}$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.11).

Επιλέγονται γωνιακά L60x60x5 mm από χάλυβα S275.

$$b_p = d_p = 60 \text{ mm}, \quad \alpha_s = 0.9, \quad \alpha_n = 1 - \frac{1}{3 \cdot A_c} \cdot (b_c^2 \cdot (1 - \beta)^2 + d_c^2 \cdot (1 - \gamma)^2) = 0.513$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 6.13).

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0.462$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \Rightarrow \omega_{wd} = 0.109 \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.2.1, εξίσωση (6.20)})$$

$$\omega_{wd} = 2 \cdot \rho_{\min} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{όπου:} \quad \rho_{\min} = \frac{A_{sw,σκ}}{s} \cdot \min \left\{ \frac{n_b}{b}, \frac{n_h}{h} \right\} \quad [5]$$

$$\text{και προκύπτει:} \quad \frac{A_{sw,σκ}}{s} = 0.92 \text{ mm}$$

Επιλέγονται ελάσματα πάχους 5mm και πλάτους 25mm, άρα $A_{sw,σκ} = 125 \text{ mm}^2$ και $s = 135 \text{ mm} < 0.5b_c = 150 \text{ mm}$. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.2.3(ζ)).

Τέλος, υπολογίζεται η αυξημένη αντοχή του σκυροδέματος λόγω της περισφιγξης:

$$f_{cd,c} = (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot f_{cd} = 19 \text{ MPa} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.2.1, εξίσωση (6.18)})$$

ΕΝΔΙΑΜΕΣΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ (Κ2, Κ4)

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί στα ενδιάμεσα υποστυλώματα καθώς ο λόγος πλευρών είναι $h/b=0.4/0.4=1$ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.2.3.α).

Από την ανάλυση έχει βρεθεί $N_{sd,max}=-774.78 \text{ kN}$ και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T=0.26 \text{ sec}$. Όπως και στα γωνιακά υπολογίζονται:

$$q_u=1.1, \quad q_\pi=3.64$$

$$\mu_\delta = 6.1, \quad \mu_{1/r} = 16.3$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 2.2 \cdot \mu_{1/r} \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \nu = 0.011$$

όπου:

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 § 8.11).

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd} \cdot 1.15}{E} = 0.0012 \quad \text{και} \quad \nu = \frac{N_{\max}}{b \cdot h \cdot f_{cm}} = 0.255$$

Επιλέγονται γωνιακά L50x50x5 mm από χάλυβα S275.

$$b_p = d_p = 50 \text{ mm}, \quad \alpha_s = 0.9, \quad \alpha_n = 1 - \frac{1}{3 \cdot A_c} \cdot (b_c^2 \cdot (1 - \beta)^2 + d_c^2 \cdot (1 - \gamma)^2) = 0.625$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.13).

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0.5625$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \Rightarrow \omega_{wd} = 0.134 \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.2.1, εξίσωση (6.20)})$$

$$\omega_{wd} = 2 \cdot \rho_{\min} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{όπου: } \rho_{\min} = \frac{A_{sw,σκ}}{s} \cdot \min\left\{\frac{n_b}{b}, \frac{n_h}{h}\right\} \quad [5]$$

$$\text{και προκύπτει: } \frac{A_{sw,σκ}}{s} = 1.12 \text{ mm}$$

Επιλέγονται ελάσματα πάχους 5mm και πλάτους 25mm, άρα $A_{sw,σκ} = 125\text{mm}^2$ και $s = 110$ mm.

Τέλος, υπολογίζεται η αυξημένη αντοχή του σκυροδέματος λόγω της περίσφιγξης:

$$f_{cd,c} = (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot f_{cd} = 19.5 \text{ MPa} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.2.1, εξίσωση (6.18)})$$

3.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ (Κ1, Κ3, Κ4, Κ6)

Όπως, ακριβώς και στην ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό, έχουμε:

$$q_\pi = 3.64, T = 0.26\text{sec}, T_c = 0.50\text{sec}, N_{\max} = -676.3 \text{ kN}, \mu_\delta = 6.1, \mu_{1/r} = 16.3, \varepsilon_{cu,c} = 0.0086$$

Για την εφαρμογή των ινοπλισμένων πολυμερών, γίνεται στρογγύλευση των γωνιών (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 §6.2.2, Σχ. Σ6.9). Εδώ επιλέγεται να γίνει στρογγύλευση 60mm. Επειδή το ύφασμα του πολυμερούς καλύπτει όλη την επιφάνεια του υποστυλώματος, επιλέγεται $\alpha_s = 1$.

$$a_n = 1 - \frac{1}{3 \cdot A_c} \cdot (b_c^2 \cdot (1 - \beta)^2 + d_c^2 \cdot (1 - \gamma)^2) = 0.513 = a \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.6 § 6.13}).$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 \cdot (f_{c,c} / f_c)^2 \Rightarrow f_{c,c}^2 = \frac{\varepsilon_{cu,c} \cdot f_c^2}{0.0035} \Rightarrow f_{c,c} = 25.1 \text{ MPa}$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 §8.2.3,(δ),(ν) εξίσωση (8.19)).

Και τώρα από την εξίσωση $f_{c,c} = (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot f_c$ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 §8.2.3,δ,ν) έχοντας μοναδικό άγνωστο το ω_{wd} , βρίσκεται με αντικατάσταση ίσο με: $\omega_{wd} = 0.692$

Επιλέγονται ΙΟΠ άνθρακα υψηλής αντοχής (ίνες μιας διεύθυνσης) MBrace Fiber C500 της εταιρείας □-BASF με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$E = 242 \text{ GPa}, f_u = 3800 \text{ MPa}, t = 0.275 \text{ mm}$$

$$f_{jd} = f_u / 1.2 = 3800 / 1.2 = 3166.7 \text{ MPa} \quad \text{όπου } 1.2 \text{ είναι ο συντελεστής ασφαλείας που επιλέξαμε}$$

$$t_{ol} = \frac{A_{sw,σκ}}{s} = \frac{\omega_{wd} \cdot f_{cd}}{2 \cdot \rho_{\min} \cdot f_{jd}} = 0.00052\text{m} \Rightarrow t_{ol} = 0.52\text{mm} \quad [7]$$

Επειδή το πάχος της κάθε στρώσης είναι 0.275mm προκύπτει ότι απαιτούνται 0.52/0.275 = 1.9 στρώσεις. Άρα καταλήγουμε σε εφαρμογή δύο στρώσεων ΙΟΠ.

ΕΝΔΙΑΜΕΣΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ (Κ2, Κ4)

Όπως, και για τα γωνιακά υποστυλώματα, έχουμε:

$$q_\pi = 3.64, T = 0.26\text{sec}, T_c = 0.50\text{sec}, N_{\max} = -774.78 \text{ kN}, \mu_\delta = 6.1, \mu_{1/r} = 16.3, \varepsilon_{cu,c} = 0.011$$

Τώρα εφαρμόζεται εξομάλυνση γωνιών 50 mm. Επειδή το ύφασμα είναι συνεχές, $\alpha_s = 1$ ενώ:

$$a_n = 1 - \frac{1}{3 \cdot A_c} \cdot (b_c^2 \cdot (1 - \beta)^2 + d_c^2 \cdot (1 - \gamma)^2) = 0.625 \quad \text{Άρα προκύπτει } \alpha = 0.625.$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 \cdot (f_{c,c} / f_c)^2 \Rightarrow f_{c,c}^2 = \frac{\varepsilon_{cu,c} \cdot f_c^2}{0.0035} \Rightarrow f_{c,c} = 28.37 \text{ MPa}$$

(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 §8.2.3,(δ),(ν) εξίσωση (8.19)).

Και τώρα από την εξίσωση $f_{c,c} = (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot f_c$ (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.8 §8.2.3,δ,ν) έχοντας μοναδικό άγνωστο το ω_{wd} , βρίσκεται με αντικατάσταση ίσο με: $\omega_{wd} = 0.83$.

Για την ίδια ποιότητα υφάσματος το συνολικό πάχος προκύπτει:

$$t_{ολ} = \frac{A_{sw,σκ}}{s} = \frac{\omega_{wd} \cdot f_{cd}}{2 \cdot \rho_{min} \cdot f_{jd}} = 0.00042m \Rightarrow t_{ολ} = 0.42mm \quad [7] \quad \text{άρα απαιτούνται } 0.42/0.275 =$$

1.5 στρώσεις. Άρα καταλήγουμε σε εφαρμογή δύο στρώσεων ΙΟΠ.

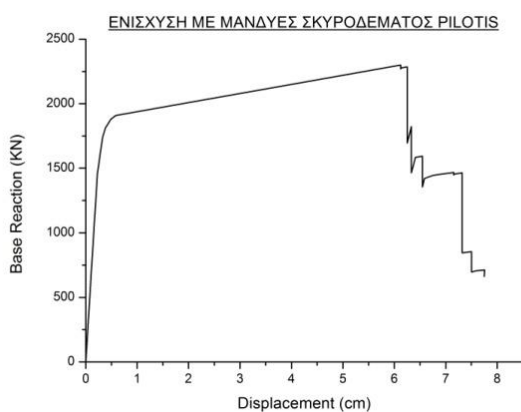
Ο τρόπος που έγινε η προσομοίωση των ενισχυμένων υποστρωμάτων με μεταλλικό κλωβό και με ΙΟΠ είναι απλά με το να ληφθεί υπόψη η αυξημένη αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης. Ωστόσο δεν είναι σαφές κατά πόσον είναι ικανοποιητική αυτή η προσομοίωση, καθώς δεν λαμβάνεται ουσιαστικά υπόψη η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας των υποστρωμάτων, για αυτό και τα συμπεράσματα των αναλύσεων αυτών των μοντέλων στο SAP2000, είναι αμφίβολα.

Τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων που αφορούν την εφαρμογή των τεσσάρων διαφορετικών μεθόδων ενίσχυσης, παρουσιάζονται παρακάτω.

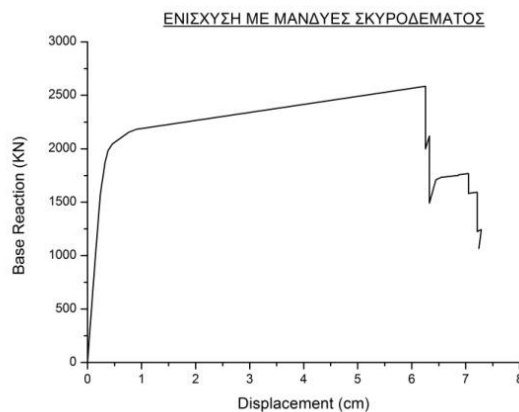
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

4.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ

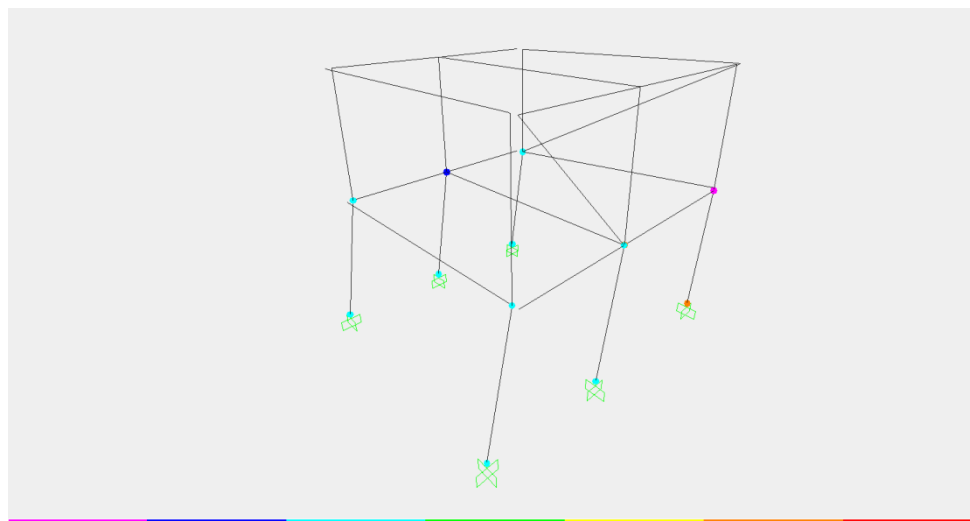
Αρχικά τοποθετούμε μανδύες μόνο στα υποστρώματα της πιλοτής (Σχ.4.1.α) και εν συνεχεία και στον πρώτο όροφο (Σχ.4.1.β). Οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς και ο μηχανισμός κατάρρευσης (Σχ.4.1.γ), (Σχ.4.1.δ) παρατίθενται για κάθε περίπτωση παρακάτω:



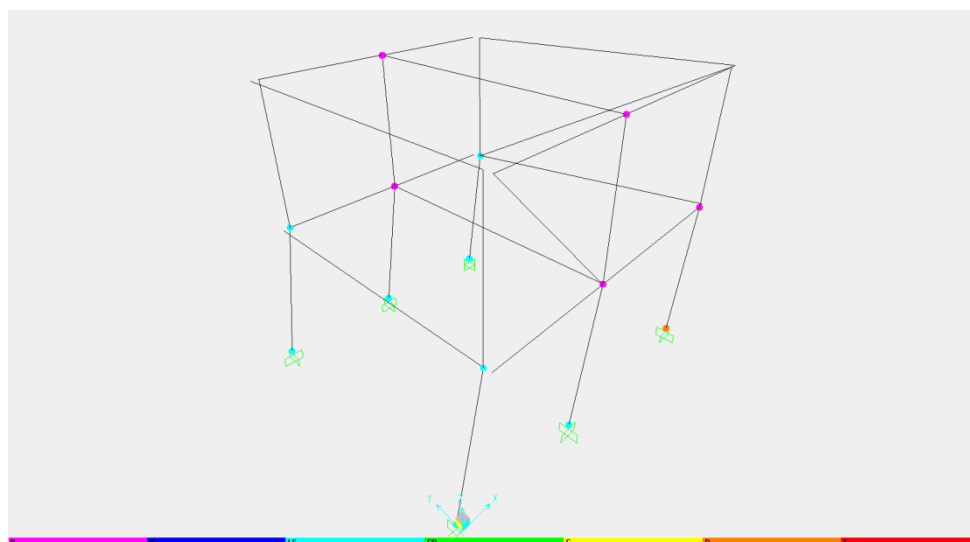
Σχ.4.1.α



Σχ.4.1.β



Σχ.4.1.γ Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στην πιλοτί



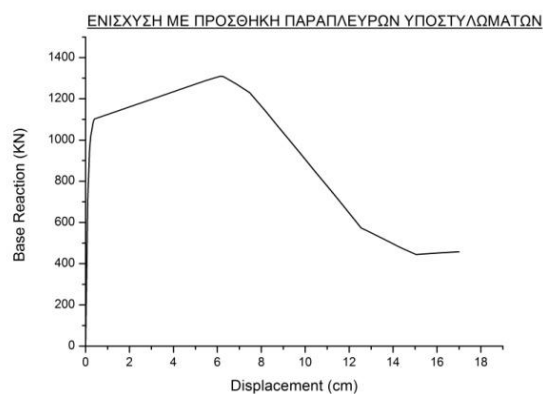
Σχ.4.1.δ Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε όλο το ύψος του κτιρίου

4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΑΡΑΠΛΕΥΡΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

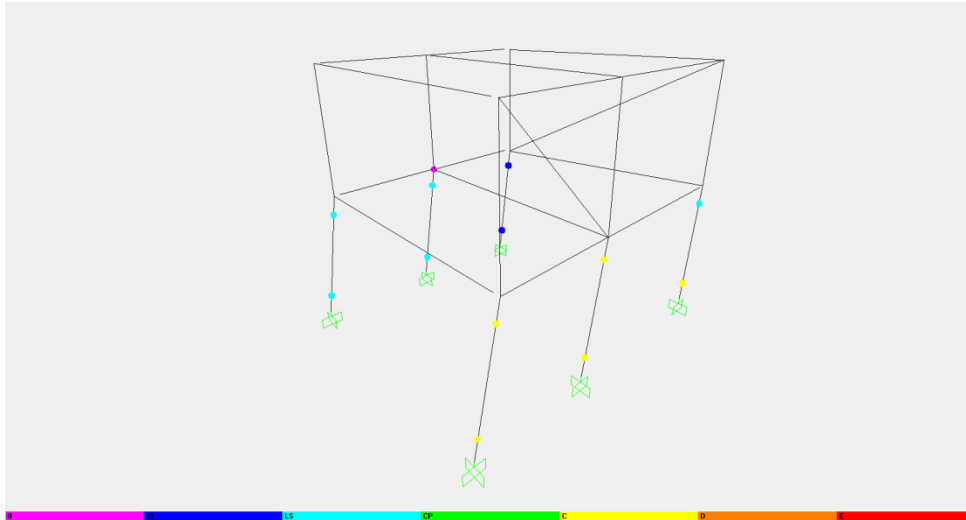
Αρχικά τοποθετούμε τα παράπλευρα κατακόρυφα στοιχεία μόνο στα υποστυλώματα της πιλοτής (Σχ.4.2.α) και εν συνεχεία και στον πρώτο όροφο (Σχ.4.2.β) πάντα ως προσθήκη των υφιστάμενων γωνιακών υποστυλωμάτων. Οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς και ο μηχανισμός κατάρρευσης (Σχ.4.2.γ), (Σχ.4.2.δ) παρατίθενται για κάθε περίπτωση παρακάτω:



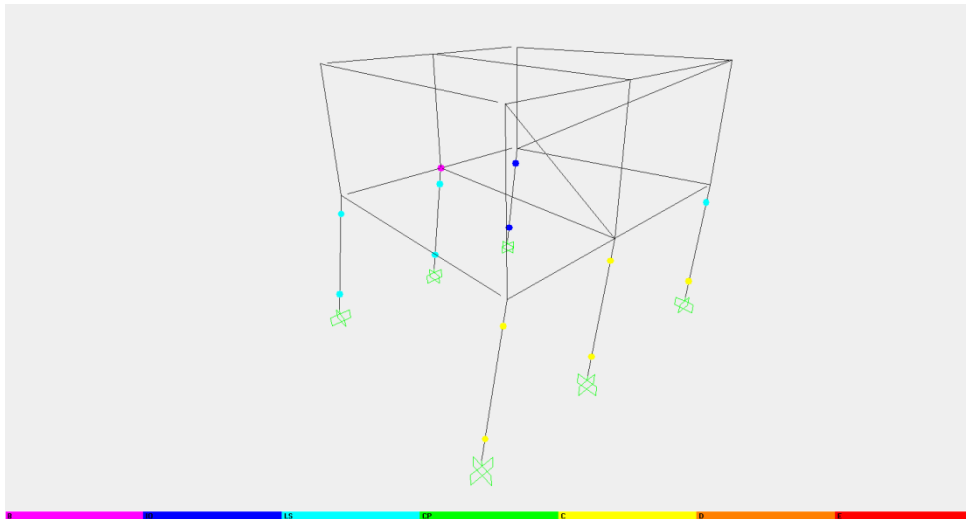
Σχ.4.2.α



Σχ.4.2.β



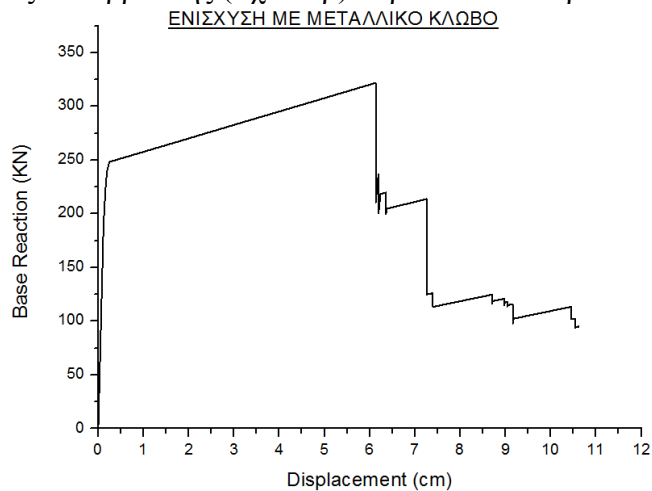
Σχ.4.2.γ Ενίσχυση με προσθήκη παράπλευρων υποστυλωμάτων στην piloti



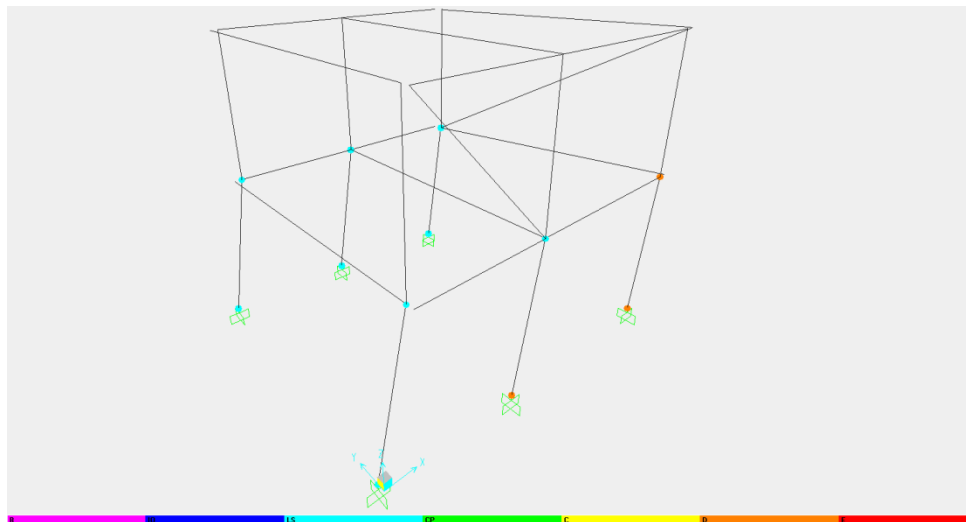
Σχ.4.2.δ Ενίσχυση με προσθήκη παράπλευρων υποστυλωμάτων σε όλο το ύψος του κτιρίου

4.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ

Για την περίπτωση του μεταλλικού κλωβού έχει θεωρηθεί ότι η ενίσχυση πραγματοποιείται σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων και οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς (Σχ.4.3.α) καθώς και ο μηχανισμός κατάρρευσης (Σχ.4.3.β) παρατίθενται παρακάτω:



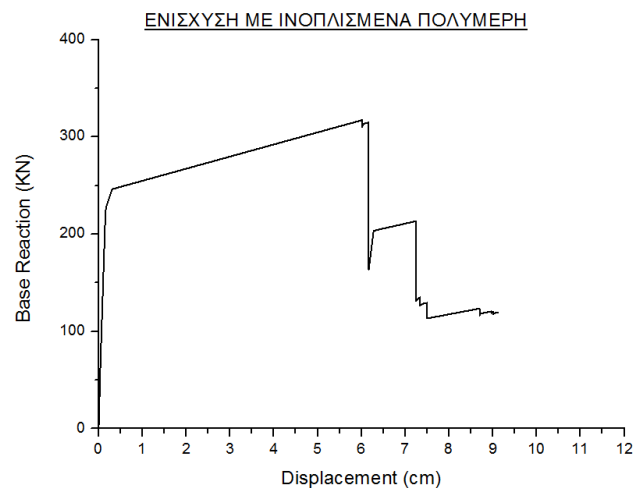
Σχ.4.3.α



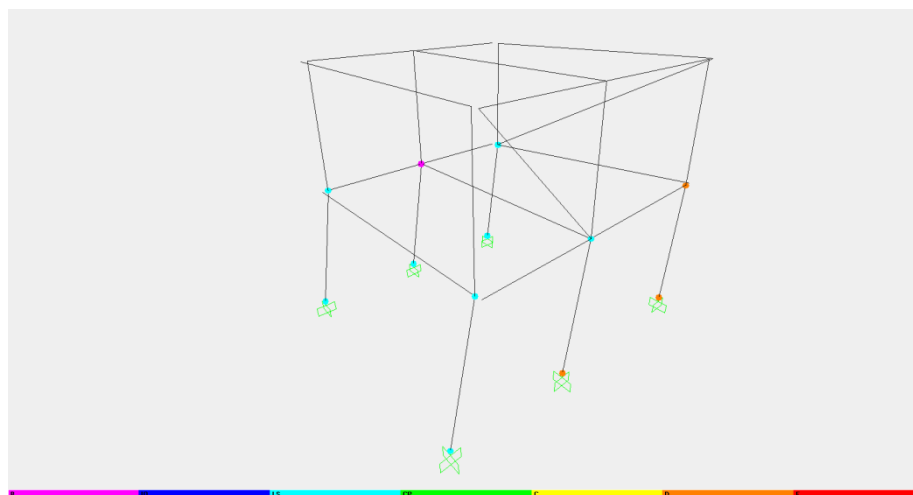
Σχ.4.3.β Ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό

4.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Για την περίπτωση των ινοπλισμένων πολυμερών έχει θεωρηθεί ότι η ενίσχυση πραγματοποιείται σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων και οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς (Σχ.4.4.α) καθώς και ο μηχανισμός κατάρρευσης (Σχ.4.4.β) παρατίθενται παρακάτω:

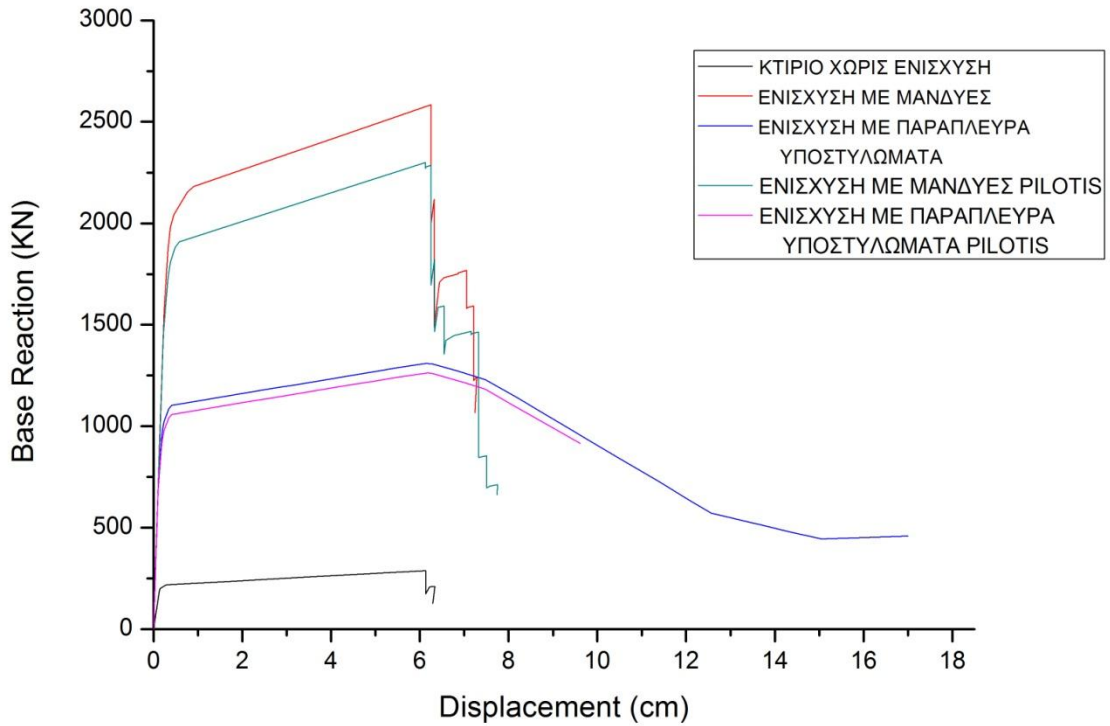


Σχ.4.4.α

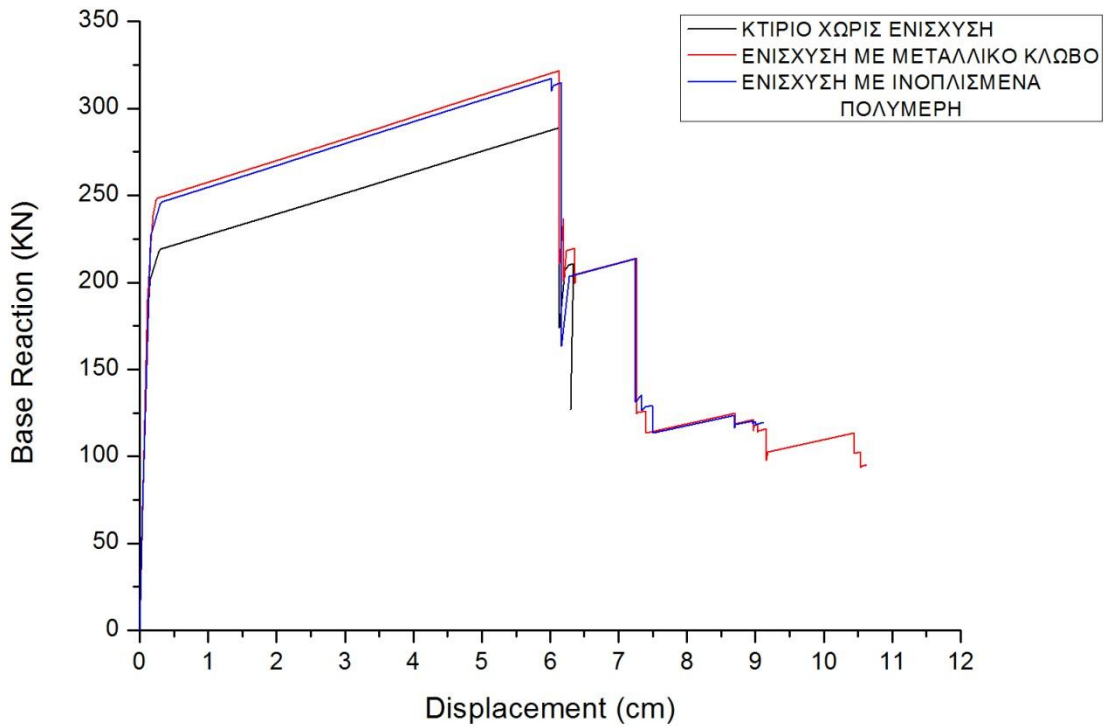


Σχ.4.4.β Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή

5. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ



Σχ.5.1 Σύγκριση καμπυλών συμπεριφοράς



Σχ.5.2 Σύγκριση καμπυλών συμπεριφοράς

Από το (Σχ.5.1) παρατηρούμε ότι η ενίσχυση με μανδύες προσφέρει πολύ μεγάλη αύξηση της αντοχής αλλά μικρή αύξηση της πλαστιμότητας ενώ η ενίσχυση με παράπλευρα υποστυλώματα προσφέρει μικρότερη αύξηση της αντοχής που συνοδεύεται όμως από μεγαλύτερη αύξηση της πλαστιμότητας. Πάντως η αποτελεσματικότητα και των δύο μεθόδων φαίνεται να είναι ικανοποιητική.

Κάτι άλλο που παρατηρείται είναι ότι η εφαρμογή των ενισχύσεων σε όλο το ύψος του κτιρίου σε σχέση με την εφαρμογή τους μόνο στην πιλοτή, δεν προσφέρει σημαντική αύξηση της αντοχής.

Από το (Σχ.5.2) παρατηρούμε καταρχάς ότι η ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό προσφέρει μικρή αύξηση τόσο της αντοχής όσο και της πλαστιμότητας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται οριακά στα γωνιακά υποστυλώματα λόγω των διαστάσεων τους αλλά και στο ότι η μέθοδος αυτή αποσκοπεί στην αύξηση της πλαστιμότητας ενώ όπως εξηγήσαμε στην Παρ.2.2 το κτίριο ήδη διαθέτει αρκετή πλαστιμότητα.

Επιπλέον, από το ίδιο διάγραμμα, όσον αφορά τη μέθοδο ενίσχυσης με ΙΟΠ, παρατηρούμε ότι η αύξηση της αντοχής είναι ικανοποιητική αλλά δεν υπάρχει σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Επίσης, παρατηρείται ότι η βελτίωση της συμπεριφοράς του κτιρίου είναι περίπου η ίδια και με τους δύο τρόπους ενίσχυσης, αφού οι καμπύλες τους στο παραπάνω διάγραμμα σχεδόν συμπίπτουν.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από το σχολιασμό των αποτελεσμάτων, καταλήγουμε στα παρακάτω συμπεράσματα:

- οι μέθοδοι αύξησης της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων και της συνολικής δυσκαμψίας του κτιρίου (μέθοδος με μανδύες και με παράπλευρα υποστυλώματα), είναι σαφώς αποτελεσματικότερες από αυτές που αυξάνουν κατά κύριο λόγο την πλαστιμότητα (μέθοδοι περίσφιγξης με μεταλλικό κλωβό και με ΙΟΠ).
- από τις δύο πρώτες μεθόδους, καταλληλότερη κρίνεται η μέθοδος με τα παράπλευρα υποστυλώματα διότι η αύξηση της αντοχής είναι μικρότερη αλλά και πάλι ικανοποιητική, ενώ υπάρχει σημαντικότερη αύξηση της πλαστιμότητας.
- η εφαρμογή των ενισχύσεων με μανδύες ή παράπλευρα υποστυλώματα είναι προτιμότερο να γίνει μόνο στα υποστυλώματα της πιλοτής (εκεί δηλαδή που υπάρχει ο κίνδυνος δημιουργίας μαλακού ορόφου), διότι όπως αναφέρθηκε ήδη η βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής με την εφαρμογή τους σε όλο το ύψος είναι πολύ μικρή ενώ το κόστος θα είναι αρκετά μεγαλύτερο.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Κεφάλαιο 3, Παρ. 3.6.
- [2] Καραντώνη Φ., "Κατασκευές από τοιχοποιία", Κεφάλαιο 2, Παρ. 2.1.3 & Παρ.2.5, σελ. 68-73 & 95, Εκδ. Παπασωτηρίου, Αθήνα 2012.
- [3] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Κεφάλαιο 7, Παρ. 7.4.1
- [4] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Κεφάλαιο 2, Παρ. 2.2.2
- [5] Φαρδής Μ., "ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕΡΟΣ 1", Εκδ. Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2011, σελ. 254,255
- [6] http://www.basf-cc.gr/EL/produkte/Episkevi_and_Enisxisi/MBRACEFIBRE/Documents/MBRACE%20FIBRE.pdf, (Χαρακτηριστικά ΙΟΠ)
- [7] <https://eclass.upatras.gr/modules/document/file.php/ARCH148/ΑΣΚΗΣΕΙΣ/ΑΣΚΗΣΗ4-ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ.pdf>, (Εφαρμογή περίσφιγξης)

- [8] <https://eclass.upatras.gr/modules/document/file.php/CIV1542/SAP2000%20Manual%202807.05.2011%29.pdf>, (Manual SAP)
- [9] <http://www.youtube.com/watch?v=CzqZVDse-eI>, (Παράδειγμα Pushover analysis)
- [10] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Κεφάλαιο 8, Παρ. 8.2.1.5 & 8.2.3
- [11] [http://www.episkeves.civil.upatras.gr/ergasies 2007/ΓΚΟΤΖΑΜΑΝΗΣ - ΣΚΑΛΩΜΕΝΟΣ/ΣΤΟΣΕΛΙΔΑ.pdf](http://www.episkeves.civil.upatras.gr/ergasies%202007/ΓΚΟΤΖΑΜΑΝΗΣ-%20ΣΚΑΛΩΜΕΝΟΣ/ΣΤΟΣΕΛΙΔΑ.pdf)
- [12] Μουγιάκος Σ., Βασικές απαιτήσεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων (ΚΤΧ), ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΩΝ ΚΕΔΕ-ΥΠΕΧΩΔΕ, σελ.1-5
- [13] Δρίτσος Σ., "ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ – ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ", Εκδ. Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2011