

ΕΝΙΣΧΥΣΗ 26^{ου} ΔΗΜΟΤΙΚΟΥ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΠΑΤΡΩΝ

ΓΚΑΝΑΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα εργασία γίνεται μελέτη ανασχεδιασμού του διώροφου 26^{ου} Δημοτικού Σχολείου Πατρών με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι επεμβάσεις που έγιναν είναι αποτέλεσμα τόσο των απαιτήσεων που τίθενται από τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2000, όσο και των αρχιτεκτονικών περιορισμών που προέκυψαν από την απόφαση της 2^{ης} Εφορείας Νεωτέρων Μνημείων να χαρακτηριστεί το κτίριο διατηρητέο για λόγους αρχιτεκτονικούς και παραδοσιακούς. Παρουσιάζονται υπολογισμοί αύξησης της αντοχής ενός υποστυλώματος, μιας δοκού και μιας πλάκας λόγω της ενίσχυσης του κτιρίου, καθώς και φωτογραφίες από τις επεμβάσεις που έγιναν σε αυτά τα στοιχεία.

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΛΟΓΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Τα υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S220. Το ύψος του ισόγειου είναι 3.30 μ. και του ορόφου 3.20 μ. Η θεμελίωση του κτιρίου έχει κατασκευαστεί από λιθοδομή ύψους 1.00 μ. Επίσης, αποφασίστηκε πως το σχολείο χρήζει ανάγκης συνολικής επισκευής και διαρρύθμισης από στατική και δομική άποψη καθώς και αντισεισμικής θωράκισης ώστε να ανταποκριθεί στον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό. Η αδυναμία κατασκευής τοιχωμάτων περιμετρικά για τους παραπάνω αρχιτεκτονικούς λόγους, εξαιτίας της δεσμευτικής απαγόρευσης της διαφοροποίησης των όψεων του κτιρίου, οδήγησε στη συνολική ενίσχυση και αύξηση της ακαμψίας όλων των υποστυλωμάτων με τη δημιουργία σιδήρου θώρακα περίσφιξης από γωνιακά και λάμες και την κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που είχε έτσι αυξημένο κόστος έναντι της λύσης των τοιχωμάτων ακαμψίας. Προχωρώντας αρχικά στη λύση αυτή, με την πρόοδο των εργασιών καθαίρεσης των επιχρισμάτων αποκαλύφθηκε σοβαρή και έντονη αποσάθρωση του υπάρχοντος σκυροδέματος και σε μεγάλο βαθμό διάβρωση του σιδήρου οπλισμού. Η αποκάλυψη αυτή οδήγησε στη διερεύνηση και των στοιχείων δοκών και πλακών όπου και εκεί η κατάσταση παρουσιάζεται όμοια. Ως εκ τούτου αναθεωρήθηκαν οι αρχικές εκτιμήσεις και αντιμετώπιση της υφιστάμενης κατάστασης με καθολική επισκευή και ενίσχυση όλων των στοιχείων του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, δηλαδή όχι μόνο των υποστυλωμάτων αλλά και των δοκών και των πλακών. Έτσι, στη συνέχεια έγινε συνολική κατεδάφιση όλων των εργασιών συμπλήρωσης και πλήρη απογύμνωση του φέροντος οργανισμού. Η εκτεταμένη αποσάθρωση και η διάβρωση του οπλισμού οδήγησε στην ανάγκη εργασιών ενίσχυσης του συνόλου των στοιχείων, που είναι τα εξής:

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25
- Έγχυτο σκυρόδεμα C20/25
- Χάλυβας οπλισμού S500s
- Αποκατάσταση οξείδωσης οπλισμού
- Επισκευή αποσθρωμένου σκυροδέματος με τσιμεντοειδές ινοπλισμένο επισκευαστικό υλικό
- Περίσφιξη θώρακος από γωνιακά και λάμες και των δοκών του κτιρίου, ενώ στις πλάκες με πρόσθετο οπλισμό και gunite
- Βλήτρα
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με τον απαιτούμενο οπλισμό τους σε υποστυλώματα και δοκούς
- Κατασκευή καινούριας θεμελίωσης με συνδετήριες δοκούς κάνοντας

- εκσκαφή σε βάθος 1.50 μ. από το υπάρχον έδαφος
- Ρητινενέσεις

2.ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Στο σχήμα(A) βλέπουμε τη λεπτομέρεια ενίσχυσης υποστυλώματος το οποίο πριν την ενίσχυση είχε διαστάσεις 35*35 cm και μετά 65*65 cm. Επίσης, είχε οπλισμό $A_s=4\Phi 18=1016 \text{ mm}^2$. Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει $A_{s\min}=0.01*b*h=0,01*350 \text{ mm}*350 \text{ mm}=1225 \text{ mm}^2>1016 \text{ mm}^2$. Εξετάζω για περίπτωση σεισμικής έντασης κατά τη διεύθυνση y. Το συνολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού δίνεται από τη σχέση $\omega_{\text{tot}}=[A_s(4\Phi 18)*f_{yd}]/(b*d*f_{cd})=(1016*220*1.5)/(350*350*16*1.15)=0.15$. $d_1/h=2\text{cm}/35\text{cm}=0.05$ Από το διάγραμμα 4.11 του βιβλίου «Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος 1», για $\nu_d=-0.42$ προκύπτει $\mu_{dy}=0.12$. Άρα $M_{\max dy}=\mu_{dy}*d^2*f_{cd}=0.12*0.35*0.33^2*16000/1.5=48.78 \text{ KNm}$.

Εξετάζω για περίπτωση σεισμικής έντασης κατά τη διεύθυνση x. $\omega_{\text{tot}}=[A_s(4\Phi 18)*f_{xd}]/(b*d*f_{cd})=(1016*220*1.5)/(350*350*16*1.15)=0.15$. $d_1/h=2\text{cm}/35\text{cm}=0.05$. Από το διάγραμμα 4.11 για $\nu_d=-0.42$, προκύπτει $\mu_{dx}=0.12$. Άρα $M_{\max dx}=\mu_{dx}*d^2*f_{cd}=0.12*0.35*0.33^2*16000/1.5=48.78 \text{ KNm}$. Άρα η μέγιστη διατμητική αντοχή του υποστυλώματος είναι $V_{\max}=(2*48.78)/3.3=29.56 \text{ KN}$.

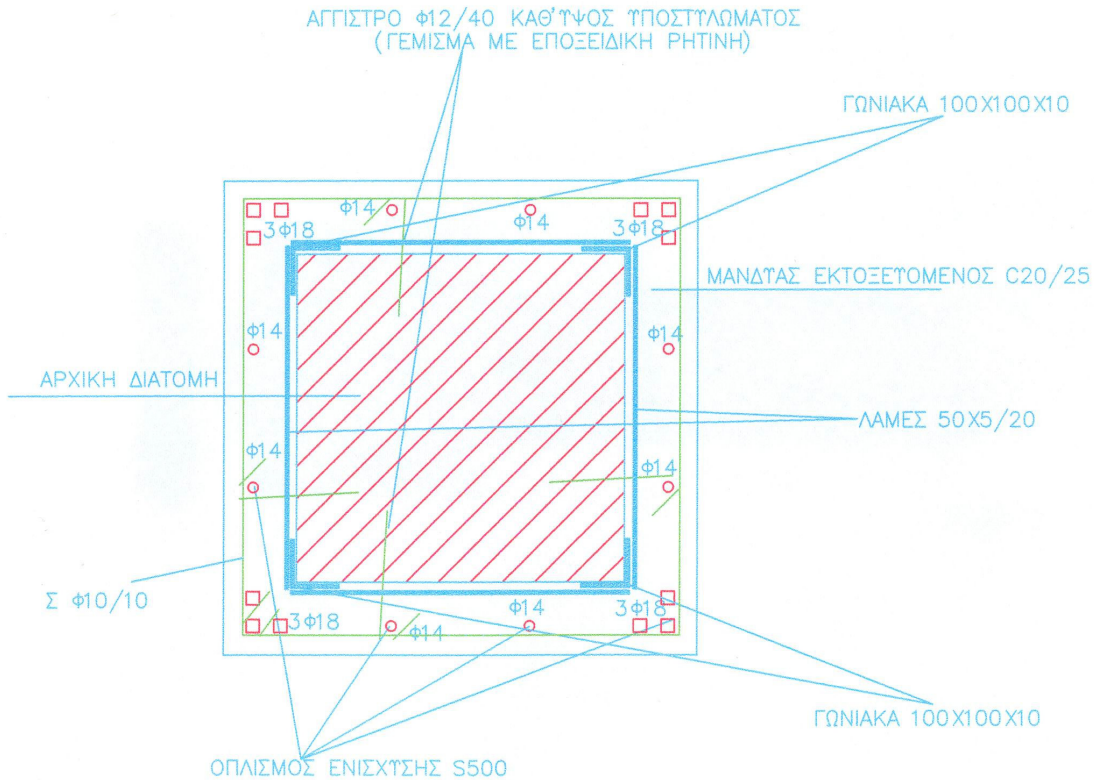
2.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Εξετάζω για περίπτωση σεισμικής έντασης κατά τη διεύθυνση y. Το συνολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω_{tot} δίνεται από τη σχέση $\omega_{\text{tot}}=[A_s(12\Phi 18+8\Phi 14)*f_{yd}]/(b*d*f_{cd})=(4280*500*1.5)/(650*650*20*1.15)=0.33$. $d_1/h=4\text{cm}/65\text{cm}=0.05$. Από το διάγραμμα 4.11 για $\nu_d=-0.42$, προκύπτει $\mu_{dy}=0.23$. Άρα $M_{\max dy}=\mu_{dy}*d^2*f_{cd}=0.23*0.65*0.61^2*20000/1.5=741.72 \text{ KNm}$.

Εξετάζω για περίπτωση σεισμικής έντασης κατά τη διεύθυνση x. Το συνολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω_{tot} δίνεται από τη σχέση $\omega_{\text{tot}}=[A_s(12\Phi 18+8\Phi 14)*f_{yd}]/(b*d*f_{cd})=(4280*500*1.5)/(650*650*20*1.15)=0.33$. $d_1/h=4\text{cm}/65\text{cm}$. Από το διάγραμμα 4.11 για $\nu_d=-0.42$, προκύπτει $\mu_{dx}=0.23$. Άρα $M_{\max dx}=\mu_{dx}*d^2*f_{cd}=0.23*0.65*0.61^2*20000/1.5=741.72 \text{ KNm}$.

Άρα η μέγιστη διατμητική αντοχή του υποστυλώματος είναι $V_{\max}=(2*741.72)/3.3=449.52 \text{ KN}$.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι η καμπτική αντοχή αυξήθηκε από 48.78 KNm σε 741.72 KNm, ενώ η διατμητική από 29.56 KN σε 449.52 KN.



(Σχήμα Α)

3.ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ

Στο σχήμα(B) βλέπουμε τη λεπτομέρεια ενίσχυσης δοκού η οποία πριν την ενίσχυση είχε διαστάσεις 20*55 cm και μετά 30*60 cm. Επίσης, είχε οπλισμό $A_{s2}=2\Phi 12=225\text{mm}^2$ πάνω και $A_{s1}=4\Phi 14=616\text{mm}^2$ κάτω. Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει $A_{s\text{min}}=\max(\rho_{\text{min}}*b*d, 2\Phi 14)=\max(0.0037*200*530\text{mm}^2, 308\text{mm}^2)=392.20 > A_{s2}=225\text{mm}^2$. $\omega_1=(A_{s1}*f_{yd})/(b*d*f_{cd})=(616*220*1.5)/(200*550*16*1.15)=0.1$. Από τον πίνακα 4.1 του παραπάνω βιβλίου, προκύπτει $\mu_{rd}=0.09$ και $\zeta=0.94$. $Z_{\text{σκυρ}}=\zeta*d=0.94*530\text{mm}=498.20\text{mm}$. $Z_{\theta\lambda\iota\beta.\sigma\pi\lambda.}=d-d_2=530\text{mm}-20\text{mm}=510\text{mm} > Z_{\text{σκυρ}}$. Άρα, $M_{rd1}=A_s(2\Phi 12)*f_{yd}*Z_{\theta\lambda\iota\beta.\sigma\pi\lambda.}=21.90\text{KNm}$, $\omega_{\text{υπολ}}=(A_{s1}-A_{s2})*f_{yd}/(b*d*f_{cd})=[(616-225)*220*1.5]/(200*530*16*1.15)=0.066$. Από τον πίνακα 4.1, προκύπτει $\mu_{rd}'=0.06$ και $\zeta'=0.96$. $Z_{\text{σκυρ}}'=\zeta'*d=0.965*530\text{mm}=511.45\text{mm}$. $M_{rd2}=(A_{s1}-A_{s2})*f_{yd}*Z_{\text{σκυρ}}'=38.25\text{KNm}$.

Άρα $M_{rd}=M_{rd1}+M_{rd2}=21.90\text{KNm}+38.25\text{KNm}=60.15\text{KNm}$.

$V_{wd}=0.9*A_{sw}*f_{ywd}*d/S=(0.9*2*28*220*0.53)/(200*1.15)=25.55\text{KN}$

$V_{cd}=V_{rd1}=\beta[\tau_{rd}*\min(2, 1.2+40*\rho_i)*\max(1, 1.6-d)+0.15*N_d/A_c]*b_w*d=1*\{220*\min[2, [(1.2+40*616)/(200*530)]]\}, \max(1, 1.6-0.53)*0.20*0.55=35.53\text{KN}$.

Άρα $V_{rd3}=V_{wd}+V_{cd}=25.55\text{KN}+35.53\text{KN}=61.08\text{KN}$

3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΔΟΚΟΥ

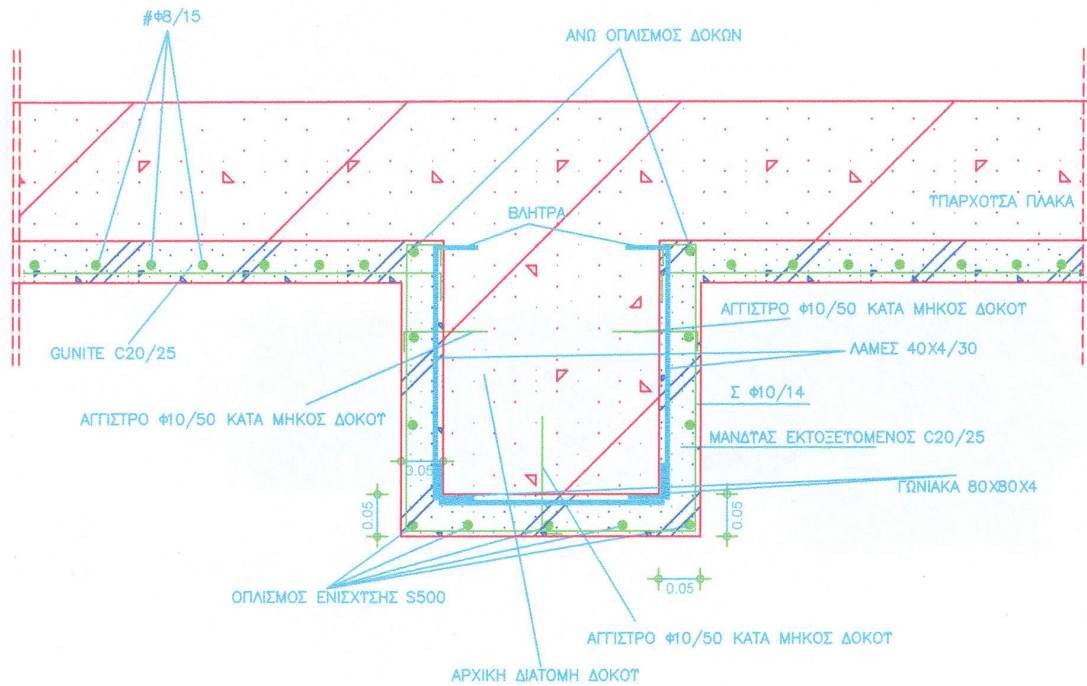
Ισχύει: $\omega_1 = (A_{s1} \cdot f_{yd}) / (b \cdot d \cdot f_{cd}) = (770 \cdot 500 \cdot 1.5) / (300 \cdot 600 \cdot 20 \cdot 1.15) = 0.14$. Από τον πίνακα 4.1 προκύπτει $\mu_{rd} = 0.13$ και $\zeta = 0.91$. $z_{σκυρ} = \zeta \cdot d = 0.91 \cdot 560 \text{ mm} = 509.60 \text{ mm}$ $z_{θλιβ.οπλ.} = d - d_2 = 570 \text{ mm} - 40 \text{ mm} = 530 \text{ mm} > z_{σκυρ}$. $M_{rd1} = A_s(2\Phi 14) \cdot f_{yd} \cdot z_{θλιβ.οπλ.} = 70.97 \text{ KNm}$, $\omega_{υπολ} = (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_{cd}) = [(770 - 308) \cdot 500 \cdot 1.5] / (300 \cdot 560 \cdot 20 \cdot 1.15) = 0.089$. Από τον πίνακα 4.1, προκύπτει $\mu_{rd}' = 0.085$ και $\zeta' = 0.94$. $z_{σκυρ}' = \zeta' \cdot d = 0.947 \cdot 560 \text{ mm} = 530.32 \text{ mm}$. $M_{rd2} = (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot z_{σκυρ}' = 107.62 \text{ KNm}$. Άρα $M_{rd} = M_{rd1} + M_{rd2} = 70.97 \text{ KNm} + 107.63 \text{ KNm} = 178.60 \text{ KNm}$.

$$V_{wd} = 0.9 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d / S = (0.9 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 500 \cdot 0.57) / (300 \cdot 1.15) = 74.35 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = 0.3 V_{rd1} = 0.3 \beta [\tau_{rd} \cdot \min(2, 1.2 + 40 \cdot \rho) \cdot \max(1, 1.6 - d) + 0.15 \cdot N_d / A_c] \cdot b_w \cdot d = 1 \cdot \{ 220 \cdot \min[2, [(1.2 + 40 \cdot 770) / (300 \cdot 560)]] \cdot \max(1, 1.6 - 0.56) \} \cdot 0.30 \cdot 0.57 = 8.72 \text{ KN}$$

$$\text{Άρα } V_{rd3} = V_{wd} + V_{cd} = 74.35 \text{ KN} + 8.72 \text{ KN} = 83.07 \text{ KN}$$

Παρατηρούμε λοιπόν ότι η καμπτική αντοχή της δοκού αυξήθηκε από 60.15 KNm σε 178.60 KNm, ενώ η διατμητική από 61.08 KN σε 83.07 KN.



(Σχήμα Β)

4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΠΛΑΚΑΣ

Στο σχήμα(A) βλέπουμε τη λεπτομέρεια ενίσχυσης πλάκας η οποία πριν είχε πάχος 10 cm και οπλισμό $A_s = \Phi 6 / 250 = 113 \text{ mm}^2$ κατά την κύρια και δευτερεύουσα διεύθυνση αντίστοιχα. Κατά την κύρια διεύθυνση, σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει $A_{s \min} = \max(0.0015 \cdot b \cdot d, 200 \text{ mm}^2, \Phi 8 / S_{\max})$, όπου $S_{\max} = \min(1.5h, 200 \text{ mm}) = \min(1.5 \cdot 100 \text{ mm}, 200 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$. Άρα, $A_{s \min} = \max(0.0015 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm}, 200 \text{ mm}^2,$

, $\Phi 8/150=335 \text{ mm}^2 > A_s=113 \text{ mm}^2$. $\omega=(A_s \cdot f_{yd})/(b \cdot d \cdot f_{cd})=(113 \cdot 220 \cdot 1.5)/(80 \cdot 1000 \cdot 16 \cdot 1.15)=0.025$. Από τον πίνακα 4.1 προκύπτει $\mu_{rd}=0.023$.

$M_{rd}=\mu_{rd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}=0.023 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.08 \text{ m})^2 \cdot 16000/1.5=1.57 \text{ kNm}$.

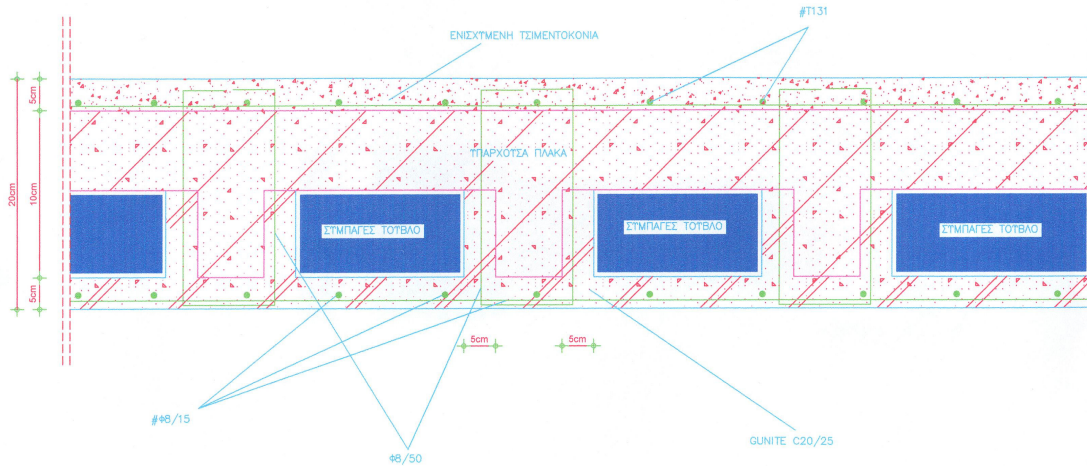
Κατά την δευτερεύουσα διεύθυνση, σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό, πρέπει $A_{smin}=\Phi 8/250=200 \text{ mm}^2 > A_s=\Phi 6/250=113 \text{ mm}^2$. $\omega=(A_s \cdot f_{yd})/(b \cdot d \cdot f_{cd})=(113 \cdot 220 \cdot 1.5)/(70 \cdot 1000 \cdot 16 \cdot 1.15)=0.028$. Από τον πίνακα 4.1 προκύπτει $\mu_{rd}=0.025$.

$M_{rd}=\mu_{rd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}=0.023 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.07 \text{ m})^2 \cdot 16000/1.5=1.20 \text{ kNm}$.

4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

Η ενισχυμένη πλάκα έχει πάχος 20 cm και οπλισμό $\Phi 8/150=335 \text{ mm}^2$ κατά την κύρια και δευτερεύουσα διεύθυνση αντίστοιχα. Κατά την κύρια διεύθυνση έχω: $\omega=(A_s \cdot f_{yd})/(b \cdot d \cdot f_{cd})=(335 \cdot 500 \cdot 1.5)/(160 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 1.15)=0.068$. Από τον πίνακα 4.1 προκύπτει $\mu_{rd}=0.065$. $M_{rd}=\mu_{rd} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}=0.065 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.16 \text{ m})^2 \cdot 20000/1.5=22.19 \text{ kNm}$.

Κατά την δευτερεύουσα διεύθυνση έχω: $\omega=(335 \cdot 500 \cdot 1.5)/(150 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 1.15)=0.072$. Από τον πίνακα 4.1 προκύπτει $\mu_{rd}=0.07$. $M_{rd}=0.07 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.15 \text{ m})^2 \cdot 20000/1.5=21 \text{ kNm}$. Παρατηρούμε λοιπόν ότι η καμπτική αντοχή της πλάκας αυξήθηκε κατά την κύρια διεύθυνση από 1.57 kNm σε 22.19 kNm και κατά τη δευτερεύουσα από 1.20 kNm σε 21 kNm.



(Σχήμα Γ)

5. ΤΡΟΠΟΙ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ



ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ 1



ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ 2

Στη φωτογραφία 1 παρατηρούμε ένα υποστύλωμα στο οποίο έχει εφαρμοστεί η τεχνική του μεταλλικού κλωβού για περίσφιγξη. Επίσης, ενισχύθηκε με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για αύξηση της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς του. Επιπλέον, στη δοκό έγινε μεταλλική περίσφιγξη και ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, προκειμένου να αυξηθεί η καμπτική και διατμητική του αντοχή. Η πλάκα ενισχύθηκε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και νέο οπλισμό για αύξηση της καμπτικής της αντοχής.

Στη φωτογραφία 2 παρατηρούμε ένα υποστύλωμα το οποίο επεκτάθηκε σε τοίχείο με έγχυτο σκυρόδεμα για αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας του.



ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ 3



ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ 4

Στη φωτογραφία 3 παρατηρούμε την κατασκευή της καινούριας θεμελίωσης με συνδετήριες δοκούς η οποία θα εξασφαλίσει την αποτελεσματικότερη συμπεριφορά του κτιρίου στις διαφορετικές καθιζήσεις και την καλύτερη μεταφορά φορτίων της ανωδομής στο έδαφος.

Στη φωτογραφία 4 παρατηρούμε την ενίσχυση κόμβου υποστυλώματος και δοκού με τη χρήση των χιαστί κολλάρων για την περίσφιξη της περιοχής του κόμβου και την αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας, παρατηρούμε πως λόγω της έλλειψης κανονισμών, η ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών γίνεται εμπειρικά και αρκετά συντηρητικά, με αποτέλεσμα πολλές φορές το κόστος ανασχεδιασμού να είναι σημαντικά μεγάλο. Επομένως είναι επιτακτική ανάγκη η σύνταξη κανονισμών, καθώς και η ουσιαστική εκπαίδευση του πολιτικού μηχανικού που αναλαμβάνει την αναδιαστασιολόγηση φορέων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ

- Δρίτσος Σ., (2004)
“Ένισχύσεις / Επισκευές κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα”.
- Φαρδής Μ., (2003)
“Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, Μέρος Γ”.
- Μυρσινιάς Εμμανουήλ, Εργολάβος Μηχανικός.
- Σκούτας Αθανάσιος, Πολιτικός Μηχανικός.
- Χριστόπουλος Παναγιώτης, Πολιτικός Μηχανικός.