

ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ PILOTIS ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ & ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Α.Χ. Γκοτζαμάνης & Κ.Α. Σκαλωμένος

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Η εργασία που παρουσιάζεται αφορά στη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού τριώροφης κατοικίας με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση. Ο προσδιορισμός της συνολικής ικανότητας έγινε με τη μέθοδο του σταδιακού ελέγχου μετακινήσεων (Pushover Analysis). Στη συνέχεια, ενισχύεται με μανδύες και τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος σε διαφορετικές θέσεις του κτηρίου και εξάγονται συμπεράσματα σε σχέση με την ιδανικότερη λύση ενίσχυσης της κατασκευής.

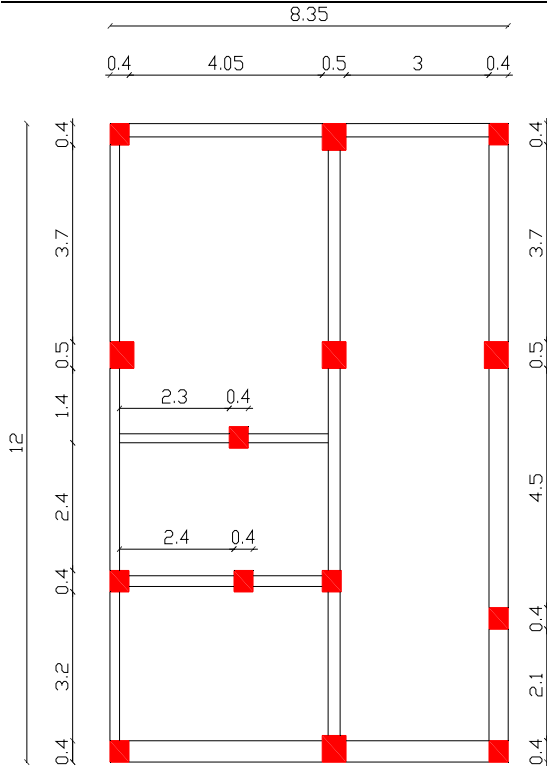
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά στοιχεία-Περιγραφή κτηρίου

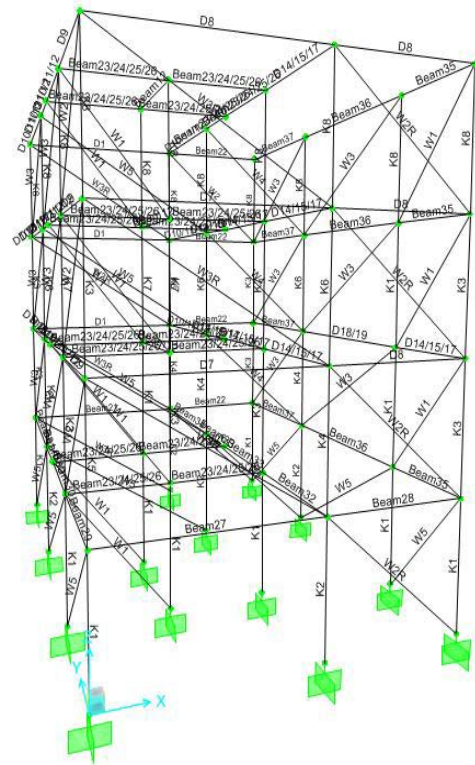
Το κτήριο βρίσκεται στο νομό Αττικής κοντά στην Πάρνηθα και κατασκευάστηκε τον Ιούνιο του 1983 βάσει των διατάξεων του κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18.2.1954. Το κτήριο είναι τριώροφο με pilotis και θεμελιώθηκε με συνδετήριες δοκούς. Τα χαρακτηριστικά των υλικών και του οπλισμού των μελών παίρνονται από τα σχέδια κατόψεων ως έχουν. Χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα Β160 (C16/20) και χάλυβας οπλισμού StIII (S400)^[1]. Αν και στο αρχικό σχέδιο κάτοψης του κτηρίου (σχ1α) δεν υπάρχει τοιχοποιία (pilotis), ο ιδιοκτήτης πρόσθεσε τοίχους περιμετρικά και εσωτερικά. Γι' αυτό γίνεται μη-γραμμική ανάλυση για την κατασκευή με και χωρίς pilotis για να διαπιστώσουμε αν υπάρχει κίνδυνος σχηματισμού μαλακού ορόφου.

1.2 Προσομοίωση κατασκευής

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως γραμμικά μέλη με τις αντίστοιχες διαστάσεις και οπλισμούς τους (σχ1β). Τα υποστυλώματα της pilotis θεωρούνται στο επίπεδο του εδάφους πακτωμένα σε όλες τις διευθύνσεις. Η πλάκα αμελείται επί το δυσμενέστερον και θεωρείται διαφραγματική λειτουργία στους κόμβους των δοκών. Επίσης, να επισημάνουμε ότι προς χάριν απλότητας αγνοείται το κλιμακοστάσιο. Η τοιχοποιία προσομοιώθηκε βάσει των συστάσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως διαγώνιος θλιπτήρας με πλάτος όσο το πάχος της εκάστοτε τοιχοποιίας και ενεργό ύψος $w=0.1 \cdot L$ (L:μήκος θλιπτήρα) για επίπεδο επιτελεστικότητας Β. Η αντοχή της τοιχοποιίας^[2], f_{wc} , υπολογίζεται από τη σχέση $f_{wc}=0.33 \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3}$ όπου f_{bc} μέση θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και f_{mc} μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος. Στην ανάλυση θεωρήθηκαν τιμές $f_{bc}=2.7 \text{ MPa}$ και $f_{mc}=8 \text{ MPa}$. Για τις τοιχοπληρώσεις που έχουν ανοίγματα με διαστάσεις 20%-50% φατνώματος το ενεργό ύψος μειώνεται αντίστοιχα και αν έχουν ανοίγματα με διαστάσεις >50% κοντά στο κέντρο οι τοιχοπληρώσεις αμελούνται^[2]. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας^[2], E_w , ισούται με $E_w=1000 \cdot f_{wc}^{[MPa]} = 1000 \cdot 2 = 2000 \text{ MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος^[1], E_c , είναι $E_c=27500 \text{ MPa}$ και του χάλυβα, E_s , είναι $E_s=200 \text{ GPa}$.



Σχ.1α Κάτοψη κτηρίου



Σχ.1β 3D-Model

1.3 Παραδοχές φορτίσεων

Τα φορτία για τα οποία μελετήθηκε η αρχική κατασκευή, όπως προκύπτει από τα σχέδια της αρχικής μελέτης, είναι τα ακόλουθα:

- *Μόνιμα φορτία*

Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος: 25 kN/m^3

Επίστρωση δαπέδων: 1.5 kN/m^2

Οπτοπλινθοδομή δρομική: 2.1 kN/m^2

Οπτοπλινθοδομή μπατική: 3.6 kN/m^2

- *Κινητά φορτία*

Δαπέδων: 2 kN/m^2

Δώματος: 1.5 kN/m^2

Οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού είναι $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$ & $G + 0.3 \cdot Q \pm E$. Η κατασκευή αναλύθηκε για το σεισμό σχεδιασμού του Ε.Α.Κ. και στάθμη επιτελεστικότητας Β': προστασία της ζωής και της περιουσίας των ενοίκων.

2. ΑΝΑΛΥΣΗ

2.1 Γενικά

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή, σύμφωνα με τη μέθοδο *Pushover analysis* πραγματοποιείται ελαστοπλαστική ανάλυση με βάση την παραδοχή ότι οι σεισμικές δράσεις θα προκαλέσουν μια μέγιστη πιθανή μετακίνηση στον φορέα. Για την μετακίνηση αυτή ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών της κατασκευής και εντοπίζονται οι πιθανές βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Η ελαστοπλαστική ανάλυση βασίζεται στην κλασική θεώρηση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στροφής. Κατά την ανάλυση αυτή επιβάλλονται στο κτήριο βαθμιαία αυξανόμενες πλευρικές μετατοπίσεις και προκύπτει η καμπύλη συμπεριφοράς που συσχετίζει την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση με τη μετακίνηση της οροφής του κτηρίου.

Με την εφαρμογή της μεθόδου ορίζουμε στα μέλη μας το νόμο παραμόρφωσης και τα επίπεδα βλαβών που θα ακολουθήσουν. Στα υποστυλώματα και στις δοκούς ορίζουμε στα άκρα νόμο παραμόρφωσης ώστε να επηρεάζονται από την αξονική δύναμη και τη διαξονική κάμψη. Για κάθε τοιχοπήρωση ορίζουμε νόμο παραμόρφωσης στο μέσο αυτής, τέτοιο ώστε να συμπεριφέρεται ως θλιβόμενο μέλος μόνο.

2.2 Τοιχοπήρωσεις

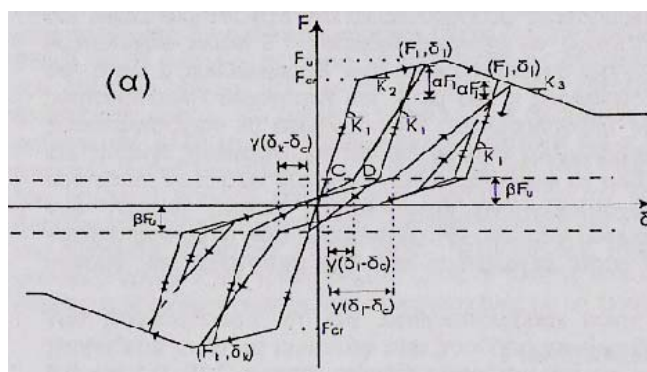
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζουμε τα χαρακτηριστικά κάθε τοιχοπήρωσης:

Τοιχοπήρωση	Μήκος διαγωνίου L(m)	Ενεργό ύψος (m)	Πάχος (m)	Δυσκαμψία (KN/m)	Άνοιγμα % φατώματος
W1	3.75	0.375	0.2	40000	0
W2	4.4	0.44	0.2	40000	0
W2 _R	4.4	0.264	0.2	24000	36
W3	5.7	0.57	0.2	40000	0
W3 _R	5.7	0.342	0.2	24000	38.5
W4	4.4	0.44	0.1	20000	0
W5	5.7	0.57	0.1	20000	0

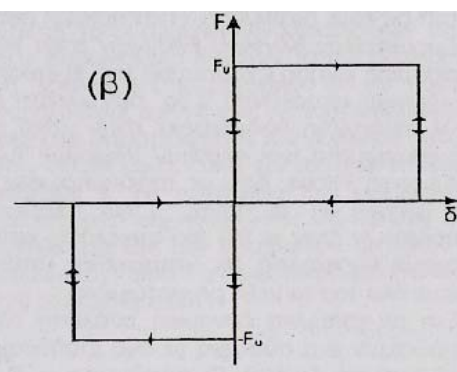
R: Τοιχοπήρωση με μειωμένο ενεργό ύψος

Πίνακας 1

Για τις τοιχοπήρωσεις ορίζουμε ως νόμο παραμόρφωσης^[3] τον ρεαλιστικό (Σχ.2α) θεωρώντας όμως ότι δεν λαμβάνουν εφελκυσμό.



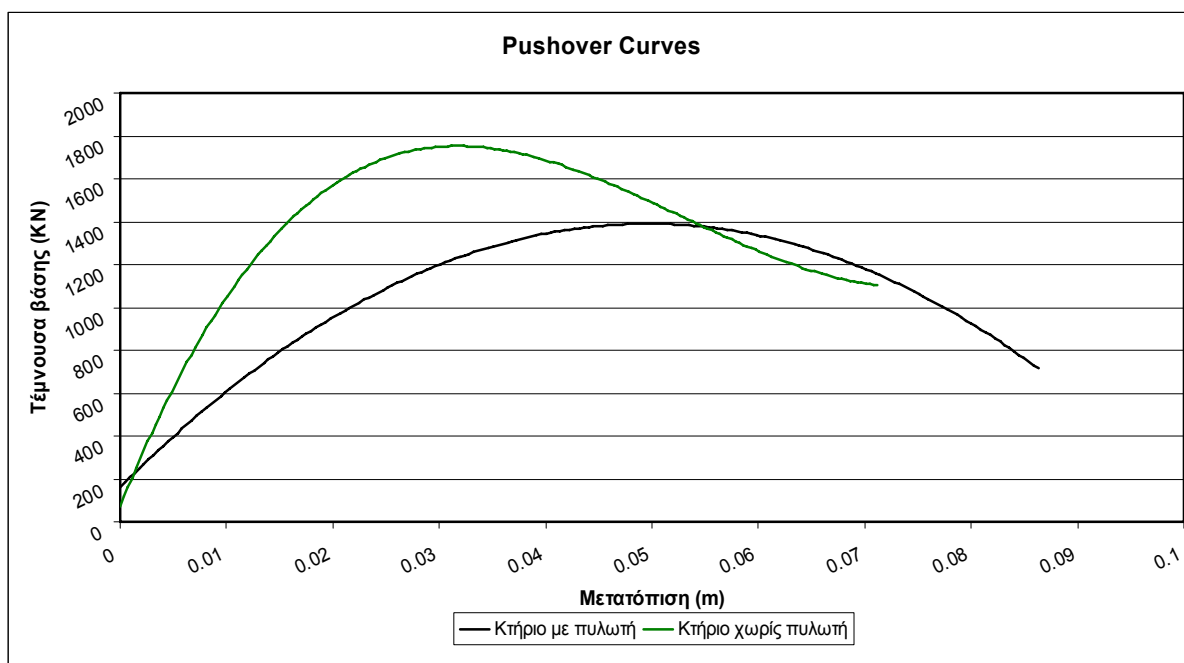
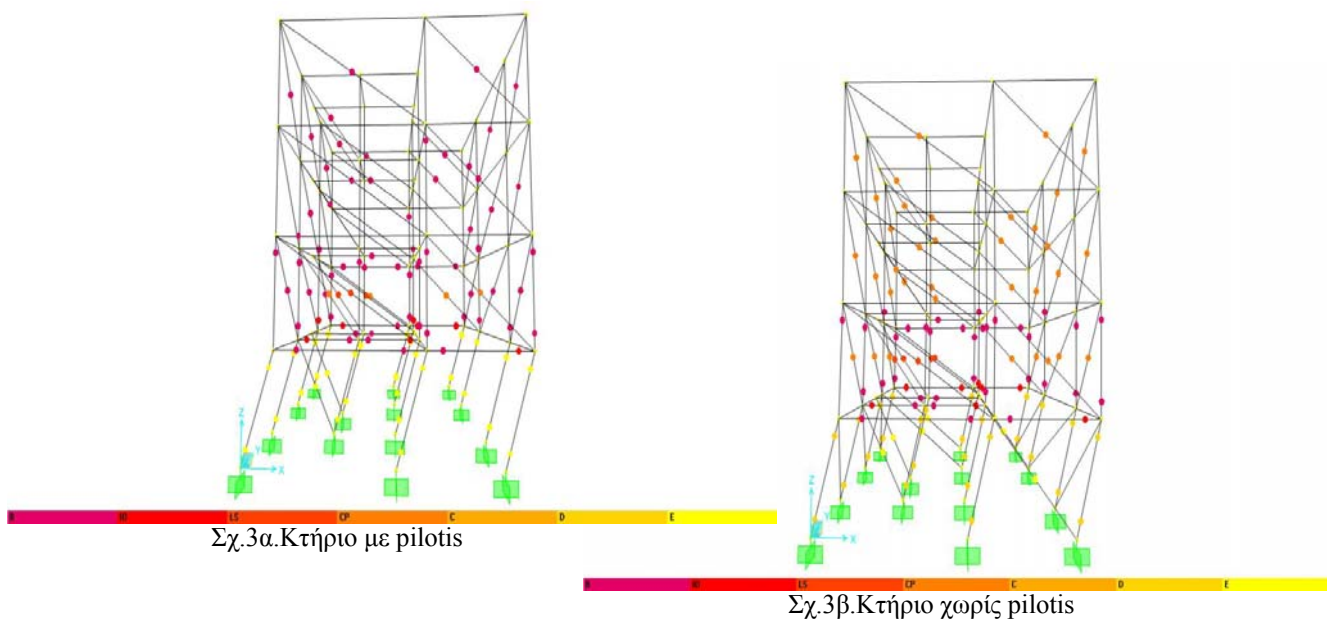
Σχ.2α ρεαλιστικός



Σχ.2β απλοποιημένος

2.3 Αποτελέσματα

Κατασκευάζουμε τις καμπύλες συμπεριφοράς για το μοντέλο της κατασκευής ως είχε αρχικά (Σχ.3α) και μετά με την προσθήκη τοίχων στην περιοχή της pilotis (Σχ.3β). Οι καμπύλες για κάθε περίπτωση φαίνονται παρακάτω (Σχ.3γ):



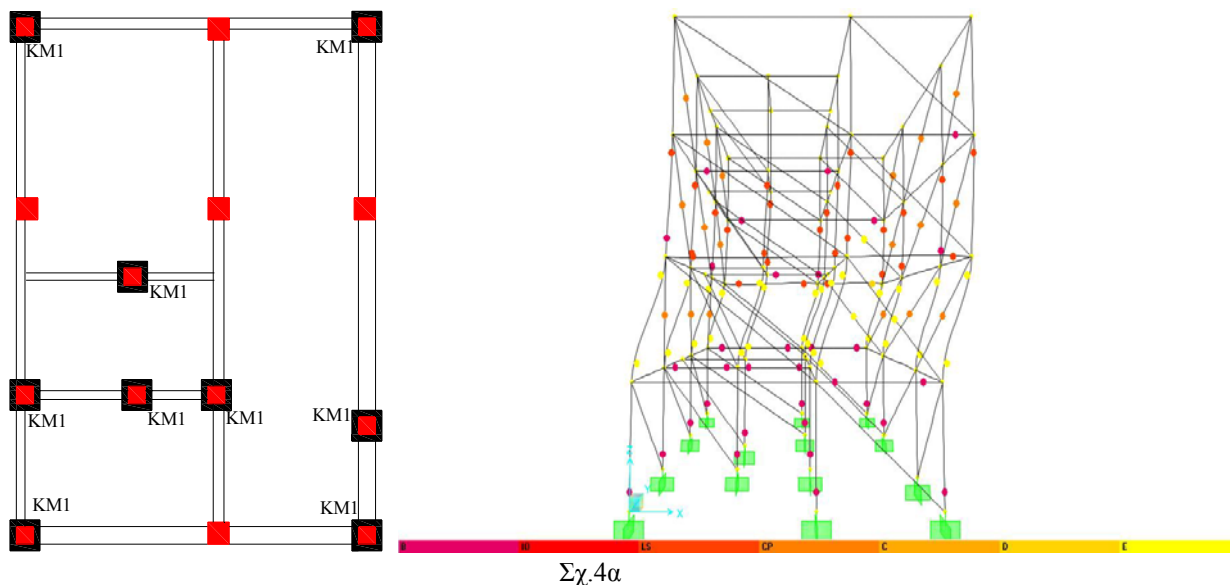
Σχ.3γ

3. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

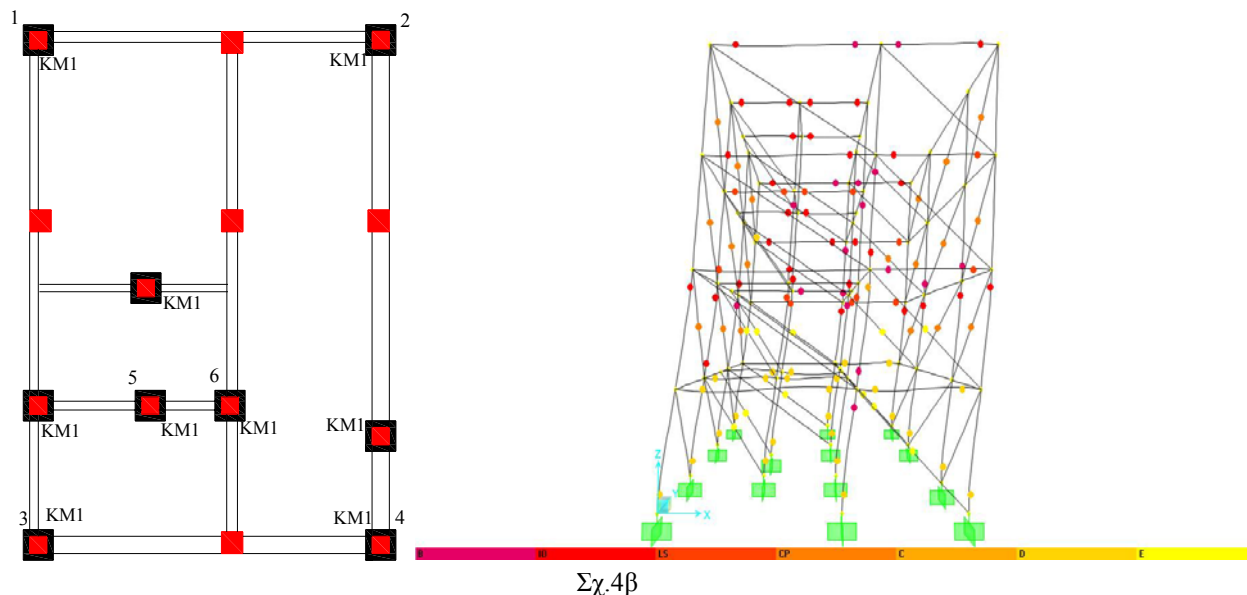
3.1 Κλειστοί Μανδύες

Αρχικά, τοποθετούμε μανδύες μόνο στα υποστυλώματα της pilotis (Σχ.4α) και εν συνεχεία καθ' ύψος διάφορων υποστυλωμάτων (Σχ.4β). Οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς, τέμνουσας βάσης-μετατόπισης (Σχ.4γ) και ο μηχανισμός κατάρρευσης για κάθε περίπτωση παρουσιάζονται παρακάτω:

Ενίσχυση pilotis με μανδύες KM1

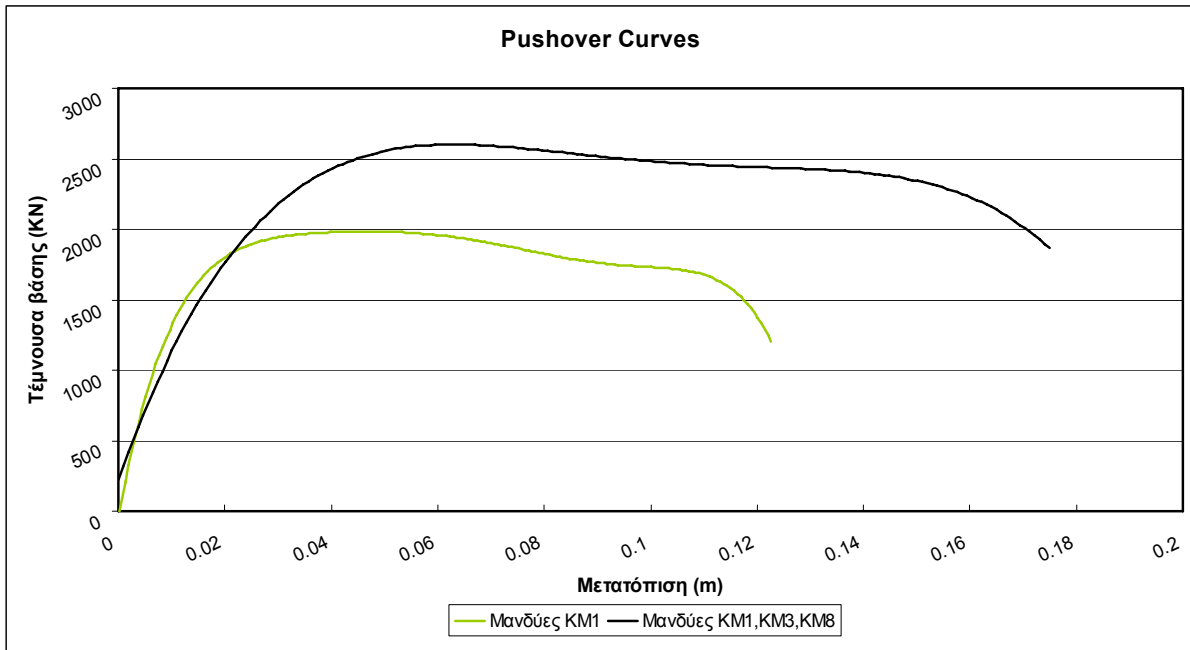


Ενίσχυση κτηρίου με μανδύες KM1, KM3, KM8 καθ' ύψος



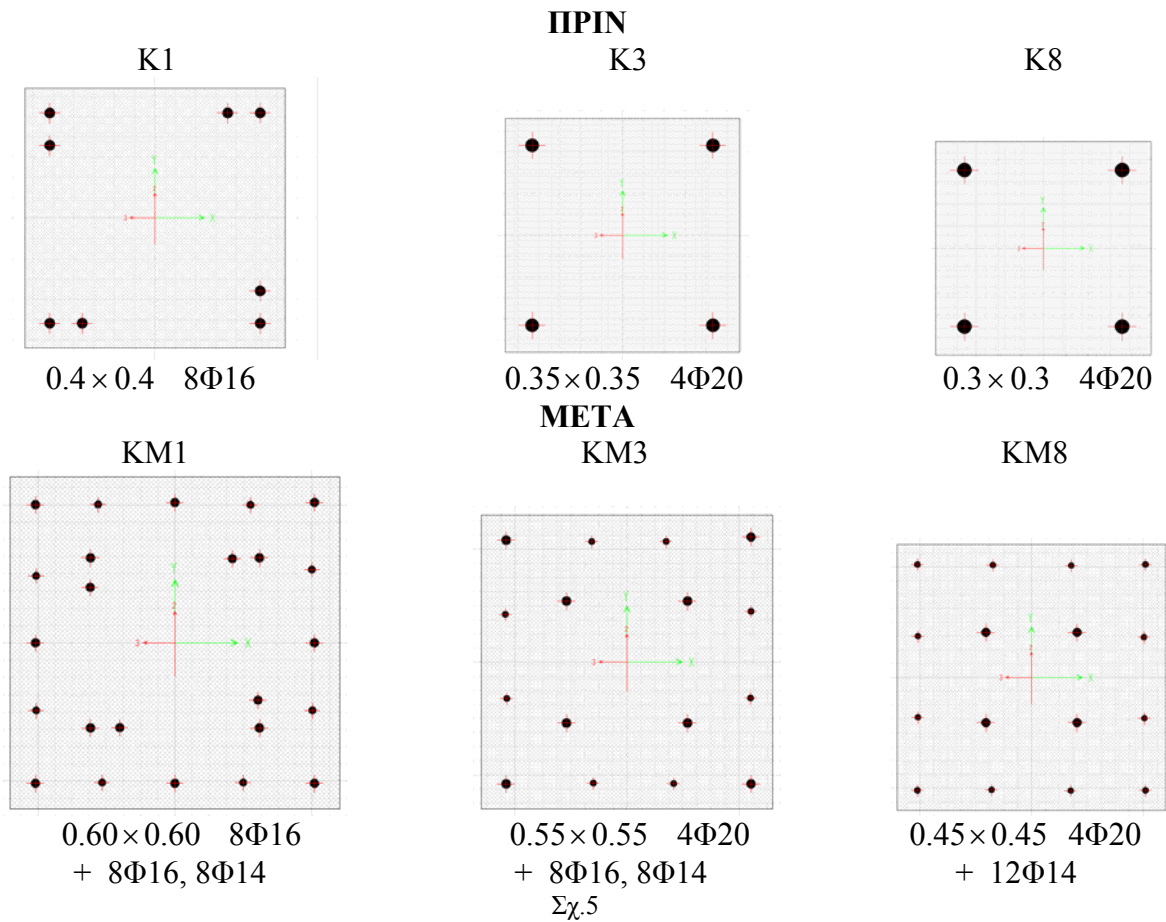
Τα υποστυλώματα 1,2,3,4,5,6 ενισχύονται καθ' ύψος με μανδύες KM1 στο ισόγειο, KM3 στον 1^ο και 2^ο όροφο και KM8 στον 3^ο όροφο (Σχ.5).

Οι καμπύλες συμπεριφοράς είναι



Σχ.4γ

3.1.1 Διατομές ενίσχυσης

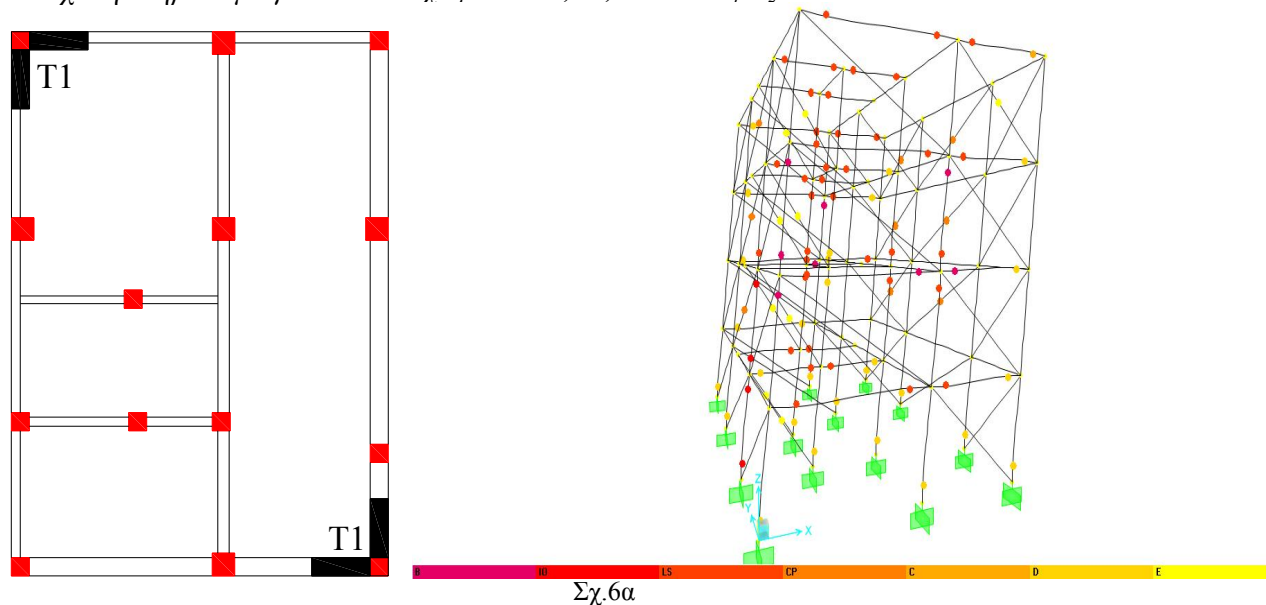


Σχ.5

3.2 Πλευρικά τοιχώματα

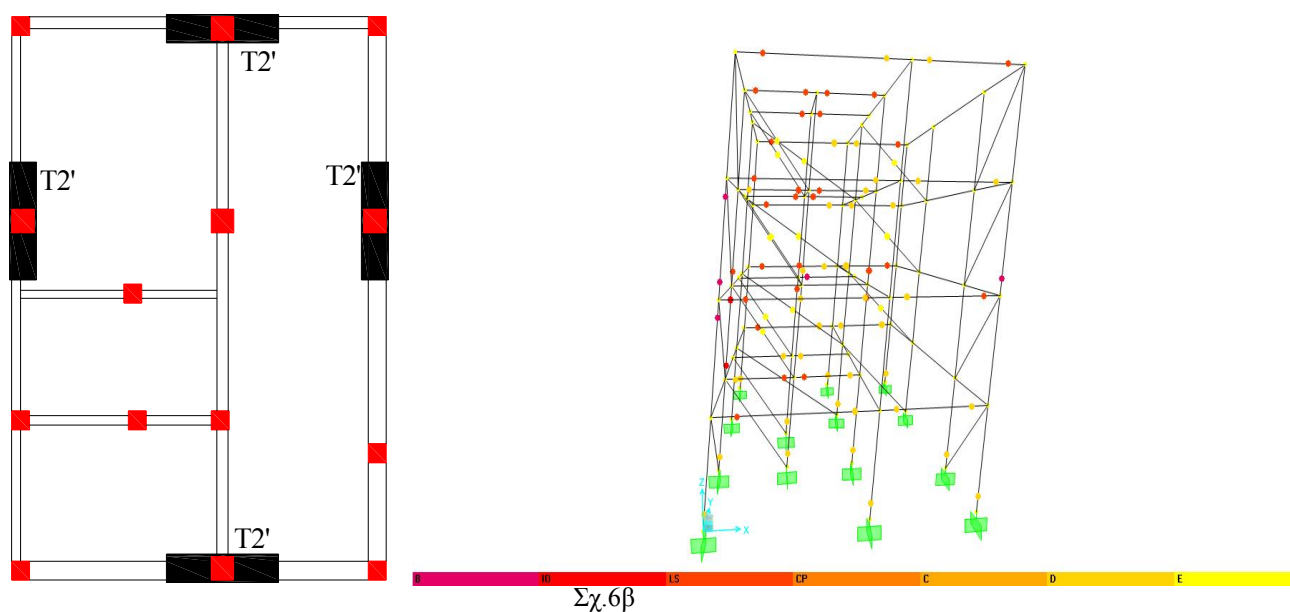
Οι εξαγόμενες καμπύλες συμπεριφοράς, τέμνουσας βάσης-μετατόπισης (Σχ.6γ) και ο μηχανισμός κατάρρευσης για κάθε περίπτωση παρουσιάζονται παρακάτω (Σχ.6α), (Σχ.6β):

Ενίσχυση κτηρίου με γωνιακά τοιχώματα T1, T3, T8 καθ' ύψος



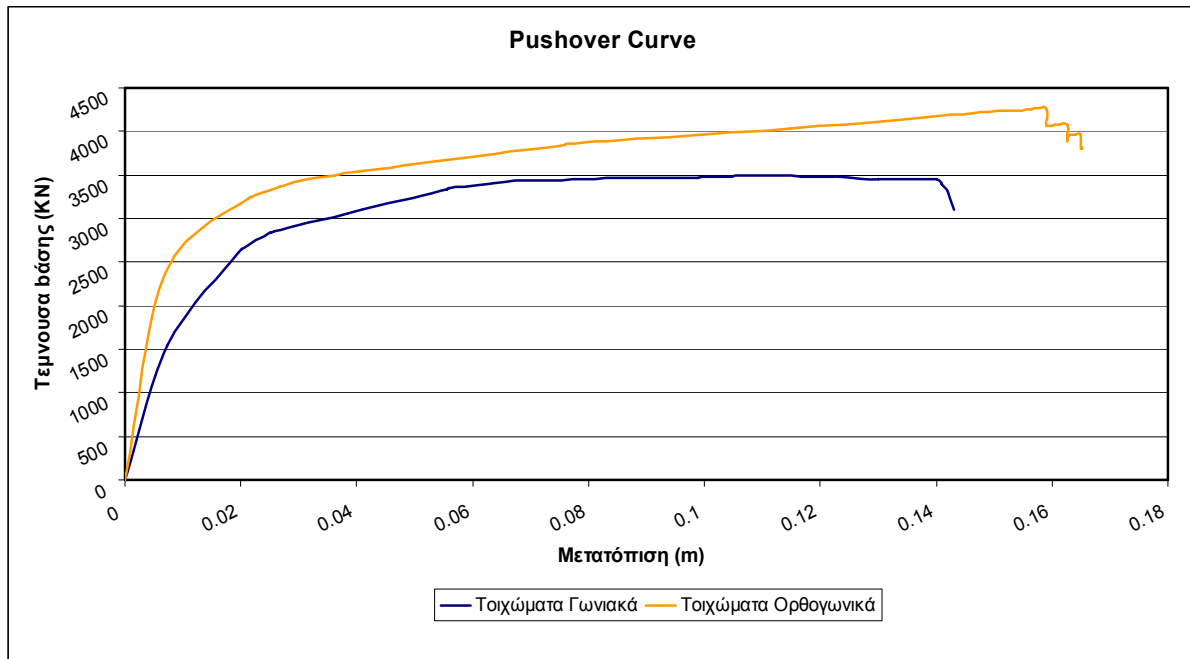
Το κτήριο ενισχύεται καθ' ύψος με τοιχώματα T1 στο ισόγειο, T3 στον 1^ο και 2^ο όροφο και T8 στον 3^ο όροφο (Σχ.7).

Ενίσχυση κτηρίου με τοιχώματα T2', T4', T8' καθ' ύψος



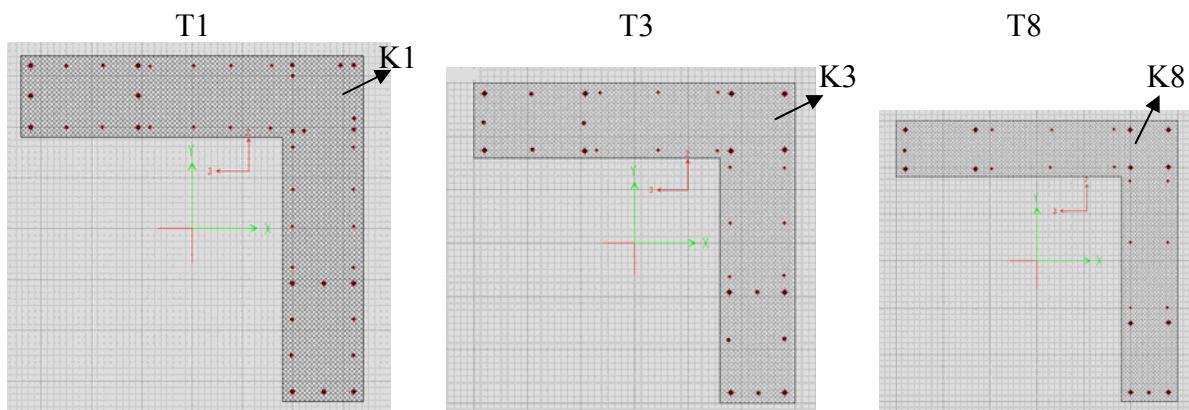
Το κτήριο ενισχύεται καθ' ύψος με τοιχώματα T2' στο ισόγειο, T4' στον 1^ο και 2^ο όροφο και T8' στον 3^ο όροφο (Σχ.8).

Οι καμπύλες συμπεριφοράς είναι



Σχ.6γ

3.2.1 Διατομές ενίσχυσης

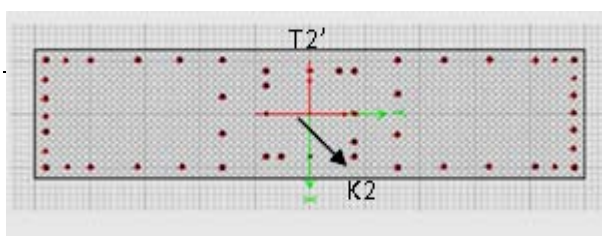


Σχ.7

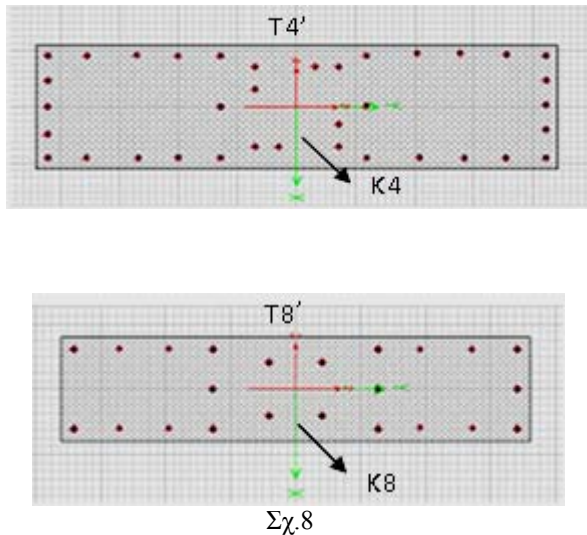
T1: Βρίσκεται όλο μέσα στη κρίσιμη περιοχή με ύψος $2.8m$ και έχει διαστάσεις $L_w = 1.7m$, $b_w = 0.4m$. Κατασκευάζεται σε γωνία με το υποστύλωμα K1. Οπλισμός των κρυφών υποστυλωμάτων με $c=0.6m$ είναι $6\Phi 20+4\Phi 14$, ενώ του κορμού $2\Phi 12/200$.

T3: Βρίσκεται όλο εκτός κρίσιμης περιοχής με ύψος $2.8m$ και έχει διαστάσεις $L_w = 1.5m$, $b_w = 0.35m$. Κατασκευάζεται σε γωνία με το υποστύλωμα K3. Οπλισμός των κρυφών υποστυλωμάτων με $c=0.525m$ είναι $4\Phi 20+4\Phi 14$, ενώ του κορμού $2\Phi 10/300$.

T8: Βρίσκεται όλο εκτός κρίσιμης περιοχής με ύψος $2.8m$ και έχει διαστάσεις $L_w = 1.7m$, $b_w = 0.3m$. Κατασκευάζεται σε γωνία με το υποστύλωμα K1. Οπλισμός των κρυφών υποστυλωμάτων με $c=0.450m$ είναι $4\Phi 20+1\Phi 14$, ενώ του κορμού $2\Phi 10/300$,



Το τοίχωμα T2' έχει ύψος $2.80m$ και είναι όλο στη κρίσιμη περιοχή. Διαστάσεις $l_w = 2.5m$, $b_w = 0.6m$. Κρυφά υποστυλώματα με $c=0.9m$ και $16\Phi 20+5\Phi 16$. Ο κορμός οπλίζεται με το υποστύλωμα K2 που έχει $8\Phi 20+4\Phi 14$.



4. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

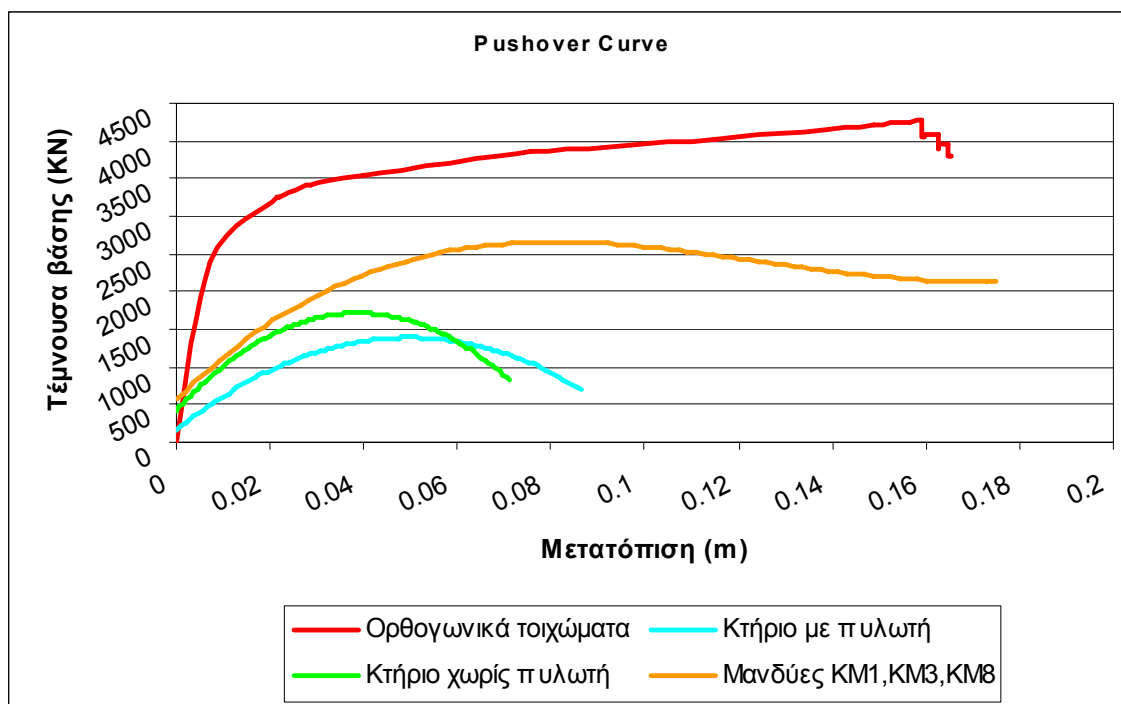
Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής

Ο στατικός $1.35G+1.5Q$ και ο δυναμικός $G+0.3Q\pm E$ έλεγχος έδειξε ότι το κτήριο δεν παρουσιάζει προβλήματα και ανεπάρκειες που αφορούν τόσο σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία (δοκοί και υποστυλώματα) όσο και στο σύνολο της κατασκευής. Η μη-γραμμική ανάλυση όμως (*Pushover Analysis*) που αντιστοιχεί σε ενδεχόμενο σεισμό μεγαλύτερου μεγέθους, παρουσιάζει στην κατασκευή προβλήματα. Συγκεκριμένα, εντοπίζονται υπερβάσεις πλαστικών ροπών στη βάση και στην κορυφή των υποστυλωμάτων της pilotis. Εξαιτίας του σχηματισμού μεγάλου αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στη βάση της κατασκευής, δημιουργείται μαλακός όροφος (Σχ.3α). Αυτό υποδηλώνει ριζική απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής στο σύνολό της. Εξάγεται ακόμα το συμπέρασμα ότι και με τοιχοπληρωμένη pilotis παρουσιάζεται μαλακός όροφος (Σχ.3β), παρόλο που η ύπαρξη των τοίχων προσδίδει στην κατασκευή μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή. Συγκεκριμένα η ιδιοπερίοδος της κατασκευής με pilotis όσο παραμένει στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς είναι $T = 0.42s$ ενώ χωρίς pilotis $T = 0.398s$.

Ανάλυση Ενισχυμένης Κατασκευής

Η ανάλυση έδειξε ότι μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις, η συμπεριφορά του κτηρίου αναβαθμίζεται αισθητά. Συγκεκριμένα, η ενίσχυση με μανδύες προσδίδει στη κατασκευή πλαστιμότητα και ικανοποιητική αντοχή. Στην περίπτωση όμως που τοποθετήθηκαν μανδύες στα υποστυλώματα της βάσης (Κ1) μόνο, με σκοπό την αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου, διαπιστώθηκε ότι το πρόβλημα αντιμετωπίστηκε στη βάση αλλά μεταφέρθηκε ακριβώς ένα όροφο πάνω (Σχ.4α). Γι' αυτό προτείνεται ενίσχυση του κτηρίου με μανδύες σε υποστυλώματα καθ' ύψος ώστε να κατανεμηθεί η πρόσθετη δυσκαμψία ομοιόμορφα. Με την κατανομή των μανδύων όπως στο παράδειγμα, επιτεύχθηκε ιδιοπερίοδος κατασκευής στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς $T = 0.37s$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι ο επιθυμητός αφού στον μεγαλύτερο αριθμό υποστυλωμάτων δεν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις παρά μόνο στην βάση τους (Σχ.4β). Η ενίσχυση με πλευρικά τοιχώματα, είτε με γωνιακά είτε με ορθογωνικά, προσδίδει στην κατασκευή περισσότερη αντοχή και δυσκαμψία απ' ότι οι μανδύες. Εξίσου ικανοποιητική είναι και η πλαστιμότητα. Με την κατανομή τοιχωμάτων όπως στο παράδειγμα, επιτεύχθηκε ιδιοπερίοδος κατασκευής στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς $T = 0.297s$ με γωνιακά και $T = 0.255s$ με ορθογωνικά. Ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι ο επιθυμητός αφού τα τοιχώματα σχηματίζουν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στη βάση τους, τα υποστυλώματα ακολουθούν την παραμόρφωση των τοιχωμάτων και οι υπερβάσεις των πλαστικών ροπών στις δοκούς προηγούνται (Σχ.6α), (Σχ.6β). Τέλος, ως ορθό κατά τη γνώμη μας, επιλέγεται ενίσχυση με ορθογωνικά τοιχώματα διότι εξασφαλίζεται μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία, αναλογικά με την πλαστιμότητα, απ' ότι τα γωνιακά. Η επιλογή αυτή, επίσης, συμμορφώνεται με τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς της κατασκευής.

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες συμπεριφοράς ώστε να γίνει κατανοητή η στρατηγική αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά (Σχ.9).



Σχ.9

5. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Μανδύας KM1

Ενδεικτικά θα υπολογίσουμε τους απαιτούμενους συνδετήρες του μανδύα KM1 (πάχους 120mm) που δέχεται τέμνουσα δύναμη $V_{sd}=65 \text{ kN}$ στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων (δυσμενέστερον). Θα χρησιμοποιήσουμε χάλυβα B500c διατομής 8mm. Πριν συνεχίσουμε πρέπει να εκτιμήσουμε την ήδη υπάρχουσα διατμητική αντίσταση του υποστύλωματος K1 το οποίο έχει συνδετήρες $\Phi 8/200 \text{ StIII}$. Μετά από υπολογισμούς προκύπτει ότι το V_{Rd3} είναι 110 kN. Αυτός ο έλεγχος δείχνει πως η διατομή δεν απαιτεί πρόσθετο οπλισμό διάτμησης, πρέπει όμως να τοποθετηθούν τα ελάχιστα που απαιτούνται για τη συγκράτηση του μανδύα.

Άρα, $\Phi 8/\alpha_{sw}$ όπου:

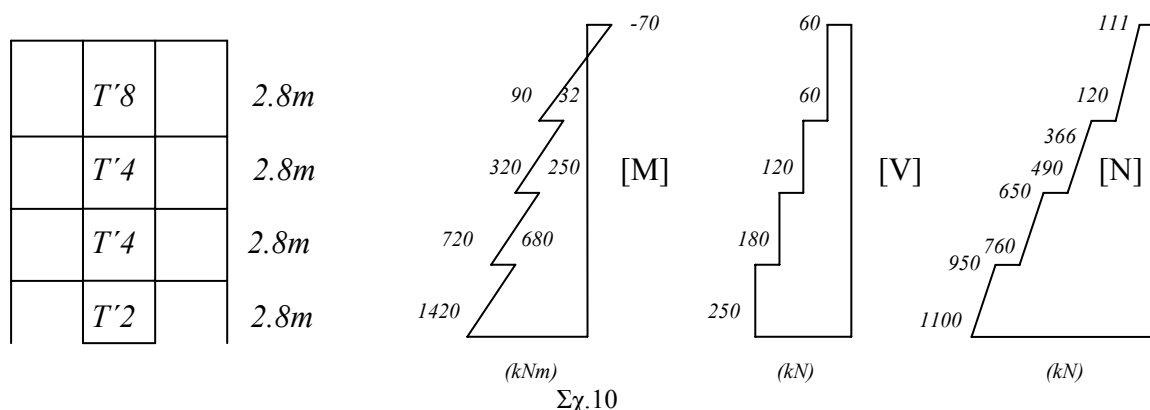
$$\alpha_{sw} \leq 0.8 \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{ctk0.95}} \cdot \frac{d_h^2}{t} = 0.8 \cdot \frac{500}{1.15 \cdot 2.9} \cdot \frac{8^2}{120} = 63 \text{ mm}$$

Τοποθετούνται $\Phi 8/65$.

Τοίχωμα T2'

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω στα συμπεράσματα γίνεται επιλογή ενίσχυσης ορθογωνικού τοιχώματος. Το τοίχωμα T2' έχει ύψος 2.80m (ύψος ορόφου) και είναι όλο στη κρίσιμη περιοχή. Έχει διαστάσεις $l_w=2.5\text{m}$, $b_w=0.6\text{m}$ με κρυφά υποστύλωματα $c=0.9\text{m}$ και διαμήκη οπλισμό $16\Phi 20+5\Phi 16$ (ελάχιστα). Η κατασκευαστική λύση που προτείνεται είναι να αναπτύσσονται τα κρυφά υποστύλωματα εκατέρωθεν του κύριου υποστύλωματος και ο οπλισμός του κύριου να αποτελεί τον οπλισμό του κορμού του τοιχώματος (βλ. διατομή T2' παραπάνω). Άρα, συγκεκριμένα για το T2' ο κορμός του οπλίζεται με το υποστύλωμα K2 που έχει $8\Phi 20+4\Phi 14$.

Οι εντάσεις που αναπτύσσονται καθ' ύψος στην μπροστινή όψη του κτηρίου για τις οποίες θα ελεγχθεί το τοίχωμα παρουσιάζονται παρακάτω (Σχ.10):



Με βάση τους κανονισμούς ΕΚΟΣ2000 υπολογίστηκε εγκάρσιος οπλισμός τοιχώματος T2' :

Κορμός

$1500mm^2 /m \approx 2\Phi 12/160$ B500c στον κορμό. Επειδή όμως στον κορμό του τοιχώματος βρίσκεται το υποστύλωμα K2 και θεωρούμε μονολιθική σύνδεση, ο εγκάρσιος οπλισμός του υποστύλωματος παραλαμβάνει διατμητικό φορτίο επομένως συνεκτιμάται στον οπλισμό του κορμού του τοιχώματος που επιβάλλει ο κανονισμός. Οι συνδετήρες του K2 είναι $\Phi 8/200$ και $\Phi 8/400$ StIII. Επειδή η ποιότητα του χάλυβα όμως, είναι διαφορετική και δεν είναι εξασφαλισμένο ότι θα λειτουργήσει πλήρως μονολιθικά, συνυπολογίζουμε μόνο τους συνδετήρες $\Phi 8/200 \approx 500 mm^2/m$, για ασφάλεια.

Άρα απαιτούνται $1500mm^2 /m - 500 mm^2 /m = 10000 mm^2 /m. \rightarrow 2\Phi 10/160$ B500c.

Κρυφά υποστλώματα

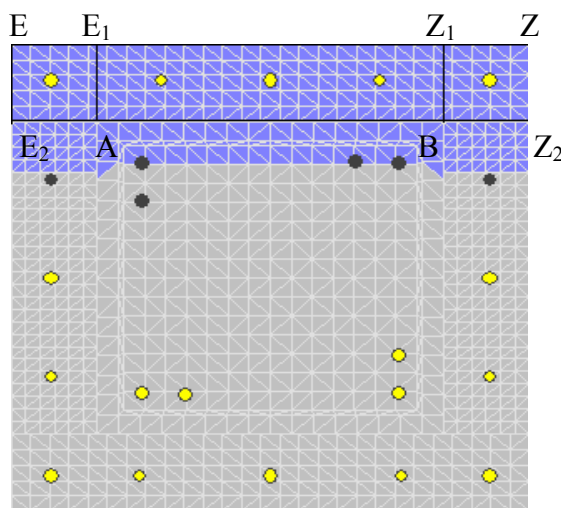
Τοποθετούνται $\Phi 8/100$ που ικανοποιούν και τον έλεγχο για περίσφιξη.

Οι ροπή και τέμνουσα αντοχής προκύπτουν αντίστοιχα $M_{Rd} = 7084kNm$ & $V_{Rd} = 1340kNm$.

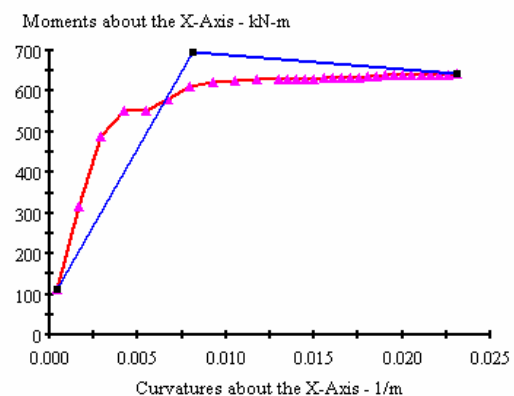
Στα τοιχώματα T4' και T8' (εκτός κρίσιμης περιοχής) τοποθετούνται $2\Phi 8/300$ B500c στο κορμό και $\Phi 8/200$ στα κρυφά υποστλώματα.

6. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού του αριθμού των βλήτρων που απαιτούνται στις διεπιφάνειες του μανδύα KM1 για την παραλαβή του διατμητικού φορτίου που αναπτύσσεται. Το πάχος ενίσχυσης της διατομής, t , είναι $100mm$ και τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός $8\Phi 16$ & $8\Phi 14$. Με χρήση του προγράμματος ανάλυσης διατομών XTRACT (Σχ.10α), υπολογίστηκαν οι εσωτερικές δυνάμεις για τη διατομή της κορυφής του υποστύλωματος^[4]. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης και η μέγιστη ροπή αντοχής της διατομής όπως προκύπτει από την ανάλυση.



Σχ.10α



— Moment Curvature Relation
— Moment Curvature Bilinearization

Σχ.10β

Οι ροπές κάμψης στην κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος είναι ίσες και αντίθετου προσήμου. Έτσι η διεπιφάνεια AB βρίσκεται στη μεν κορυφή στη θλιβόμενη ζώνη, στη δε βάση στην εφελκυόμενη. Για τη ροπή κάμψης που αναπτύχθηκε παραπάνω $M_{Rd} = 643 \text{ kNm}$ (Σχ.10β), οι εσωτερικές δυνάμεις που υπολογίστηκαν για το σκυρόδεμα και το χάλυβα του μανδύα είναι αντίστοιχα:

$$F_c^n = -1281 \text{ kN}, F_{s_1}^n = +414 \text{ kN}, F_{s_2}^n = -414 \text{ kN}$$

Έλεγχος ασφαλούς ανάληψης της θλιβούσας δύναμης $F_{c,\mu}$, του μανδύα

Θλιβούσα δύναμη μανδύα: $F_{c,\mu} = -1281 - 414 = -1695 \text{ kN}$

Υπολογισμός δύναμης τριβής T_f

Έυρεση μήκους συναρμογής: $u_o = \frac{1695 \cdot 2800}{1695 + 414} \approx 2250 \text{ mm}$

Επειδή, το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, x , είναι $x = 121.2 \text{ mm} < 2 \cdot t = 2 \cdot 100 = 21.2 \text{ mm}$ τότε:

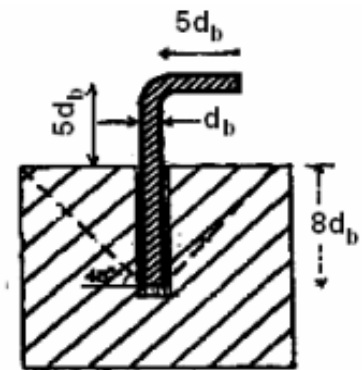
$$T_f = (2 \cdot t + 2 \cdot (x - t)) \cdot u_o \cdot \mu \cdot f_{2td} \text{ όπου } f_{2td} = 0.21 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.5 = 0.14 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0.14 \cdot 16^{2/3} = 0.889 \text{ MPa}$$

Συνεπώς, $T_f = (2 \cdot 100 + 2 \cdot 21.2) \cdot 2250 \cdot 1 \cdot 0.889 \approx 485 \text{ kN}$

Παρατηρούμε ότι $T_f < F_{c,\mu}$, συνεπώς, απαιτούνται βλήτρα.

Υπολογισμός βλήτρων

Για ευθύγραμμο βλήτρο πρέπει εντός του υποστυλώματος και του μανδύα το μήκος αγκύρωσης να είναι ίσο με $8 \cdot d_b$. Έστω ότι τοποθετούμε βλήτρα $\Phi 18 \text{ B500c}$. Επειδή, το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης είναι $8 \cdot 18 = 144 \text{ mm} > t = 100 \text{ mm}$ θα χρησιμοποιήσουμε βλήτρα μορφής Γ όπως το (Σχ.11) με μήκος αγκύρωσης $5 \cdot d_b = 90 \text{ mm} < t = 100 \text{ mm}$.



Σχ.11

Τα πρώτο και τελευταίο βλήτρο διατάσσονται σε απόσταση c από το άκρο ίση με :

$$c = \min(7 \cdot d_b, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm} < 5 \cdot d_b = 5 \cdot 18 = 90 \text{ mm}$$

Υποθέτουμε αστοχία βλήτρου τύπου B (απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος)^[5]:

$$V_{ud,b} = \frac{1.3 \cdot d_b^2}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{f_{cd,\min} \cdot f_{yd}} = \frac{1.3 \cdot 18^2}{1.3} \sqrt{\frac{16 \cdot 500}{1.5 \cdot 1.15}} = 22060 \text{ N} \approx 22.06 \text{ kN}$$

Θα θεωρήσουμε μειωτικό συντελεστή λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης $\alpha = 1 - \delta \cdot \sqrt{n - 1}$. Έχουμε $\delta = 0.15$ και $n = 3$ (κύκλοι φόρτισης), οπότε:

$$V_{ud,b} = 22.06 \cdot (1 - 0.15 \cdot \sqrt{3 - 1}) = 17.4 \text{ kN}$$

Τελικά απαιτούνται: $n_D \geq \left(\frac{F_{c,\mu} - T_f}{V_{ud,b}} \right) = \left(\frac{1695 - 485}{17.4} \right) = 70$ βλήτρα

Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ συνεχών βλήτρων είναι:

$$s_{cr} = \gamma_{Rd} \cdot (l_b + d_b) = 1.3 \cdot (8 \cdot 18 + 18) = 210 \text{ mm}$$

Η απόσταση που θα τοποθετηθούν τα βλήτρα είναι:

$$s \leq \frac{u_o - c}{n_D - 0.5} = \frac{2250 - 100}{70 - 0.5} = 31\text{mm} < s_{cr}$$

Αυτό συνεπάγεται πώς 70 βλήτρα σε ύψος 2.8m δεν μπορούν να τοποθετηθούν και να ικανοποιήσουν την ελάχιστη απόσταση. Επομένως, θα χρησιμοποιήσουμε αναρτήρες (Σχ.12).

Υπολογισμός Αναρτήρων

Θεωρείται ότι τοποθετούνται αναρτήρες Φ22 B500C.

Η δύναμη αναρτήρα ορίζεται από τη σχέση:

$$T_{a,1} = \frac{2 \cdot 10 \cdot A_{sa}}{h_s}$$

$$A_{sa} = 254\text{mm}^2 \text{ και } h_s = 130 - 22 = 108\text{mm}.$$

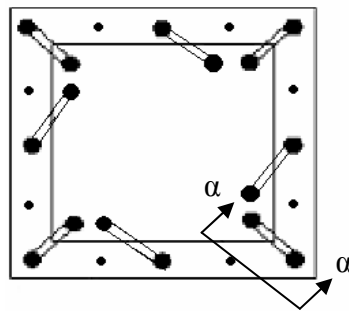
$$\text{Άρα } T_{a,1} = \frac{2 \cdot 10 \cdot 380}{108} = 70.37\text{kN}.$$

Ευρεση δύναμης που παραλαμβάνει η παλαιά ράβδος:

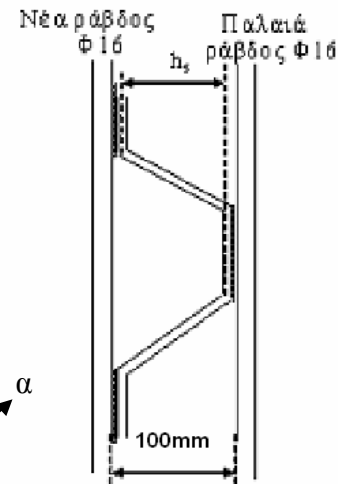
$$F_s^{παλ. ραβδ.} = \frac{210 \cdot 0.4}{1.15} = 69.9\text{kN}.$$

$$\text{Ισχύει } T_{a,1} = 70.37\text{kN} > F_s^{παλ. ραβδ.} = 69.9\text{kN}.$$

Επομένως $T_{a,1} = 69,9\text{kN}$.



(α) Διατομή μονδύ α



(β) Τμήμα α-α

Σχ.12

Έλεγχος ανάληψης της εφελκυστικής δύναμης του μονδύ α

Έστω ότι τοποθετούνται 1 αναρτήρας σε κάθε ράβδο του παλαιού υποστυλώματος (βλ σχ).

$$\text{Άρα, έχουμε } T_a = 3 \cdot 2 \cdot 69.9 = 420\text{kN} > F_s^{\mu} = 414\text{kN}.$$

Έλεγχος ανάληψης της δύναμης στις θλιβόμενες διεπιφάνειες του μονδύ α

Έστω ότι τοποθετούνται 3 αναρτήρες σε κάθε ράβδο του παλαιού υποστυλώματος.

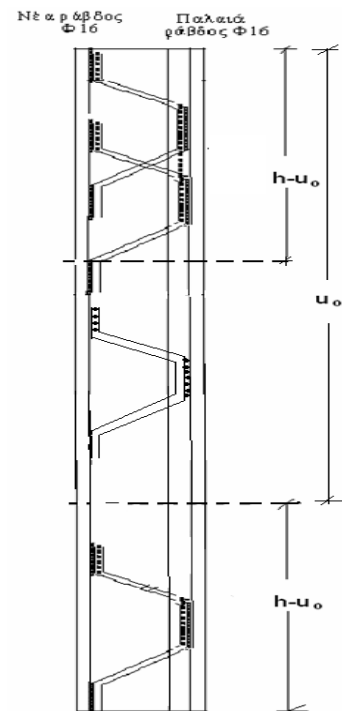
$$\text{Άρα, έχουμε } T_a = 3 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 69.9 = 1258.2\text{kN}.$$

$$\text{Έλεγχος: } T_a + T_f = 1258.2 + 485 = 1743.2\text{kN} > F_c^{\mu} = 1695\text{kN}$$

Ελάχιστες απαιτήσεις οπλισμού διεπιφάνειας

$$\rho_{\delta} = \frac{A_{sd}}{A_{c\delta}} \cdot \sin a = \frac{8 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 380}{4 \cdot 400 \cdot 2800} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.38\% > 0.12\% = \rho_{\delta, \min}$$

άρα δεν χρειάζονται πρόσθετα βλήτρα. Η τελική διάταξη των αναρτήρων είναι όπως φαίνεται στο Σχ.13



Σχ.13

Έλεγχος αξονικού φορτίου

Για τον έλεγχο της δυνατότητας μεταφοράς του αξονικού φορτίου από την αρχική διατομή στο μανδύα μέσω της διεπιφάνειας, υπολογίζεται το ανοιγμένο αξονικό φορτίο της νέας διατομής v_d .

$$v_d = \frac{N_{sd}}{0.85 \cdot (A_{c1} \cdot f_{cd1} + A_{c2} \cdot f_{cd2})} = \frac{641000}{0.85 \cdot \left(400^2 \cdot \frac{16}{1.5} + (640^2 - 400^2) \cdot \frac{20}{1.5} \right)} \approx 0.15$$

Το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί στο μανδύα είναι

$$N_{d\mu} = v_d (0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_{c2}) = 0.15 \cdot 0.85 \cdot \frac{20000}{1.5} \cdot (0.64^2 - 0.4^2) = 421.5 \text{ kN}$$

Το φορτίο αυτό μεταφέρεται στο μανδύα από το παλιό υποστύλωμα μέσω της διεπιφάνειας και καταπονεί διατμητικά τα βλήτρα τα οποία μπορούν συνολικά να παραλάβουν

$$V_R = n_{tot} V_{ud} = 4 \cdot 64 \cdot 28 = 7168 \text{ kN} < N_{d\mu} = 421.5 \text{ kN}$$

7. ΥΛΙΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

Για τους μανδύες χρησιμοποιούμε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25 και για τα τοιχώματα έγχυτο σκυρόδεμα C20/25 ενώ οι ράβδοι οπλισμού είναι από χάλυβα B500C. Αρχικά αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα. Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι θέσεις όπου προβλέπονται βλήτρα. Εκτραχύνεται επιμελώς η επιφάνεια του σκυροδέματος με αεροματσάκονο. Ανοίγονται οπές στις δοκούς και στις πλάκες στις θέσεις όπου έχει προβλεφθεί να διατρέξουν οι νέες ράβδοι των μανδύων και των τοιχωμάτων. Έπειτα, καθαρίζονται οι επιφάνειες με αέρα και νερό υπό πίεση ώστε να επιτευχθεί καλή συνάφεια. Τέλος, επισημαίνεται ότι πρέπει να ελεγχθεί η ανάγκη ενίσχυσης των δοκών που συντρέχουν πάνω από τα νέα τοιχώματα διότι υπάρχει η πιθανότητα διατμητικής αστοχίας τους λόγω κοντού μήκους (μεταφορά παρειάς).

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ-ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ-ΟΔΗΓΙΕΣ

1. Φαρδής, Μ., "Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, Τόμοι I, II, III", Εκδ. Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα, 2005
2. Συστάσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις τοιχοπληρώσεις, www.episkeves.upatras.gr
3. Τ.Β. Παναγιωτάκος & Μ.Ν. Φαρδής, "Επιρροή τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση πλαισιακών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος", Εκδ. 12^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε. Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος (Μέλος FIB-RILEM) Λεμεσός, 29-31 Οκτωβρίου 1996, Τόμος II
4. XTRACT Manual.
5. Δρίτσος, Σ., "Ενισχύσεις / Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα", Εκδ. Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα, 2006.
6. SAP2000 Design Concrete Manual.
7. Ελληνικός Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ΦΕΚ 1329β, 6-11-2000.
8. Ελληνικός Αντισμεικός Κανονισμός, ΦΕΚ 2184β, 20-12-1999.