

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

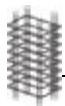
**ΧΡΥΣΑΝΘΑΚΟΠΟΥΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**  
**ΔΗΜΟΠΟΥΛΟΣ ΑΘΑΝΑΣΙΟΣ**

### *Περίληψη*

*Η εργασία αυτή αποτελεί μια προσπάθεια αξιολόγησης της αποτελεσματικότητας της ενίσχυσης που πραγματοποιήθηκε σε υφιστάμενο κτήριο, κατόπιν σοβαρής βλάβης του από το σεισμό της Αθήνας το 1999, σύμφωνα με το κριτήριο της πλαστιμότητας μετατοπίσεων, μιας σημαντικής μηχανικής ιδιότητας των κτηρίων που αφορά τη συμπεριφορά τους μέχρι την οριακή κατάσταση αντοχής. Το κτήριο αυτό μελετήθηκε σύμφωνα με τον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό (Β.Δ. 59') και κατασκευάστηκε το 1981, ενώ η επισκευή και ενίσχυσή του έγινε τέλος 1999 με αρχές 2000. Το κτήριο βρίσκεται στα σύνορα του Δήμου Πετρούπολης με το Δήμο Ιλίου, είναι τριώροφο με δώμα και pilotis, δεν έχει ούτε υπόγειο ούτε πυρήνα ανεγκυστήρα, έχει εμβαδό κάτοψης 120m<sup>2</sup> (τυπικός όροφος), είναι γωνιακό και στην πλευρά του κλιμακοστασίου βρίσκεται σε επαφή με γειτονικό κτήριο κατά 10 χρόνια νεότερο. Το έδαφος είναι κατηγορίας Β και με παρέμβαση των ιδιοκτητών δεν κατασκευάστηκαν τα συνδετήρια δοκάρια της θεμελίωσης, όπως προέβλεπε η αρχική μελέτη. Αυτό προκαλεί αμφιβολίες για την πιστή εφαρμογή της μελέτης σε όλη της την έκταση κατά τη διάρκεια της κατασκευής, κάτι που καθιστά τ' αποτελέσματα της παρούσας εργασίας «ακαδημαϊκού» ενδιαφέροντος και μόνο. Αν εξαιρέσουμε όλα τα παραπάνω προβλήματα και αυτά που προκύπτουν από την εξιδανίκευση της ανελαστικής συμπεριφοράς ενός τέτοιου κτηρίου, που ήδη έχει καταναλώσει ένα μέρος της πλαστιμότητάς του, και γνωρίζοντας ότι αυτά μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τ' αποτελέσματα τόσο ποσοτικά όσο και ποιοτικά, πρέπει ν' αναμένουμε αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της. Ένα άνω όριο της πλαστιμότητας που θεωρητικά θα έπρεπε να έχει το ενισχυμένο αυτό κτήριο είναι η πλαστιμότητα που θα προέκυπτε αν γινόταν μια τέτοια ανάλυση στο ίδιο κτήριο διαστασιολογημένο όμως σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000. Μια τέτοια ανάλυση θα μπορούσε να είναι και το θέμα μιας αντίστοιχης με την παρούσα εργασίας, η οποία θα συμπλήρωνε την αξιολόγηση της ενίσχυσης που πραγματοποιήθηκε.*

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

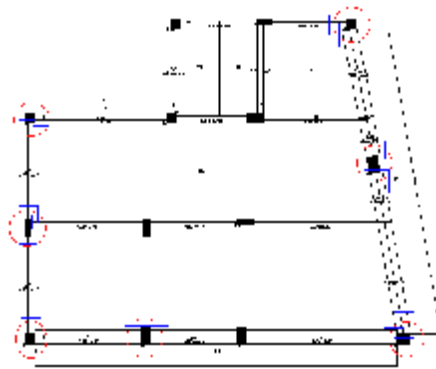
Η εργασία ουσιαστικά χωρίζεται σε δύο μέρη. Το πρώτο μέρος αφορά το κτίριο όπως ήταν πριν το σεισμό της Αθήνας το 1999 και το δεύτερο όπως είναι σήμερα μετά την επισκευή και ενίσχυσή του. Για την περαιτέρω διερεύνηση και αξιολόγηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δύο αυτών μοντέλων, το καθένα αναλύεται με και χωρίς την αλληλεπίδραση της τοιχοποιίας πλήρωσης. Για τη συντόμηση όμως της εργασίας τόσο τα δεδομένα όσο και τ' αποτελέσματα παρουσιάζονται μαζί. Αν και η εργασία, όταν ακόμα βρισκόταν στο στάδιο έμπνευσής της, δεν έδειχνε σημάδια αβεβαιότητας ή προβλημάτων, η διαδικασία μελέτης και διερεύνησης έδειξε αναπόφευκτα το αντίθετο αποτέλεσμα. Συγκεκριμένα δημιουργήθηκαν απορίες και αβεβαιότητες στην εξιδανίκευση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών των μελών, όπου και αναμένονται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις, στην εξιδανίκευση της τοιχοποιίας τόσο στην ελαστική περιοχή όσο και κατά μείζονα λόγο στην ανελαστική, καθώς και στο μοντέλο της οριακής ώθησης της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Όπως φαίνεται τα προβλήματα αυτά είναι σημαντικά και καθοριστικά για την ποιότητα των αποτελεσμάτων. Επειδή όμως η επιστημονική εμβάθυνση και τεκμηρίωση των ιδιοτήτων και της χρήσης τέτοιων μοντέλων ανάλυσης είναι σαφώς περιορισμένη στην παρούσα εργασία, άλλωστε δεν είναι αυτός ο στόχος της, έγιναν ποικίλες υποθέσεις και εξιδανικεύσεις για τη σημαντική μείωση της επίδρασης όλων αυτών των παραμέτρων που αναφέραμε. Οι εξιδανικεύσεις αυτές αναφέρονται εκτενώς στα επόμενα κεφάλαια. Οι αναλύσεις που απαιτούνται για μια τέτοια



αξιολόγηση είναι καταρχήν ελαστικές δυναμικές και κατ' επέκταση στατικές ανελαστικές τύπου πλευρικής οριακής ώθησης για τον υπολογισμό της πλαστιμότητας. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε γι' αυτές τις αναλύσεις είναι το SAP2000NL. Τέλος, στο Παράρτημα υπάρχει φωτογραφικό υλικό των βλαβών στην pilotis, όπως αυτές δημιουργήθηκαν μετά τους πρώτους δύο κύριους μετασεισμούς.

## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Η ενίσχυση που πραγματοποιήθηκε αρχικά στο κτήριο ήταν η τοποθέτηση συνδετήρων στα υποστυλώματα που είχαν εκτενείς βλάβες. Στη συνέχεια επισκευάστηκαν με χρήση ρητίνης όλες οι ρωγμές και τοποθετήθηκαν περιμετρικά των κρισίων διατομών λάμες πάχους 1.5mm τόσο στα υποστυλώματα που υπέστησαν βλάβες όσο και στις δοκούς που συντρέχουν σ' αυτά. Τέλος, κατασκευάστηκαν οι συνδετήριες δοκοί στη θεμελίωση. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί που ενισχύθηκαν (τα οποία είναι μόνο στην pilotis) φαίνονται στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1

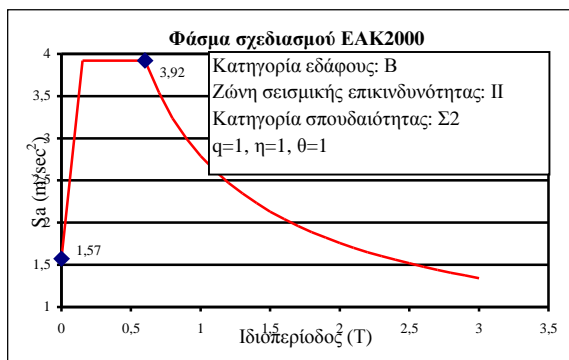
## 3. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 3.1 ΥΛΙΚΑ

Τα υλικά του φέροντα οργανισμού είναι σκυρόδεμα και χάλυβας και η κατηγορία αντοχής τους σύμφωνα με τα σημερινά δεδομένα είναι C16/20 και S220 (οι παλαιές κατηγορίες είναι αντίστοιχα B160 και StI). Οι τοίχοι πλήρωσης αποτελούνται από τσιμεντοκονίαμα και τούβλα εξάοπα μειωμένης θλιπτικής αντοχής σε σχέση με τα σημερινά. Το μέτρο ελαστικότητας για τ' οπλισμένο σκυρόδεμα είναι  $E=29\text{GPa}$  και για την τοιχοποιία  $E=13.8\text{Gpa}$  (βλ. § 3.3 «Τοιχοποιία»).

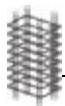
### 3.2 ΔΡΑΣΕΙΣ

Για τη δυναμική ανάλυση λαμβάνουμε υπόψη τα μόνιμα φορτία χωρίς συντελεστή επαύξησης και το 30% των κινητών φορτίων ( $G+0.3Q$ ), όπως ακριβώς λαμβάνονται υπόψη



Σχήμα 2

στο συνδυασμό φόρτισης με σεισμό. Τα μόνιμα φορτία περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος του φορέα μαζί με την τοιχοποιία και τις επικαλύψεις, ενώ τα κινητά φορτία είναι 2kN για τις πλάκες και 5kN για τους εξώστες. Τα φορτία της πλάκας μεταφέρονται στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες κατανομής φορτίων πλακών και κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλο το μήκος τους. Για τη σεισμική φόρτιση υπολογίστηκε το φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000.



### 3.3 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Όλα τα μέλη του φορέα θεωρήθηκαν γραμμικής παραμόρφωσης με ορθογωνικές διατομές για τα υποστυλώματα και μορφής «Γ» και «Τ» για τις περιμετρικές και τις εσωτερικές δοκούς αντίστοιχα λόγω του συνεργαζόμενου πλάτους [2]. Επειδή στην ενίσχυση που έγινε δεν άλλαξαν οι διαστάσεις των στοιχείων (μόνο 2-3cm), η δυσκαμψία του κτηρίου δεν αυξήθηκε και συνεπώς η ενίσχυση δεν ελήφθη υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Θεωρήθηκε διαφραγματική λειτουργία της πλάκας κάθε ορόφου και λόγω αυξημένων εκκεντροτήτων των αξόνων των δοκών από τους κόμβους των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν άκαμπτα μέλη από τ' άκρα των δοκών μέχρι τους αντίστοιχους κόμβους των υποστυλωμάτων. Η ακαμψία επήλθε με τη σημαντική αύξηση των διατμητικών επιφανειών και των ροπών αδράνειας του μέλους, τόση ώστε να μη δημιουργηθεί αριθμητική αστάθεια στο μητρώο δυσκαμψίας. Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για τη δυναμική φασματική ανάλυση είναι αυτό των συγκεντρωμένων μαζών σε κάθε κόμβο ανά στάθμη. Ο υπολογισμός των μαζών για κάθε κόμβο προέκυψε ως γνωστόν από την αξονική δύναμη στο μέσο κάθε υποστυλώματος αφαιρώντας την τιμή αυτής στο μέσο του αντίστοιχου υποστυλώματος της επόμενης στάθμης. Οι συνολικές μάζες ανά στάθμη (από κάτω προς τα πάνω) είναι : 98.95, 86.45, 86.45 και 31.65t. Για την επίδραση της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος στη δυσκαμψία του φορέα η στρεπτική ροπή αδράνειας μειώθηκε κατά 90% και 20% και οι καμπτικές κατά 50% και 20% για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα. Τέλος, στα δύο από τα τέσσερα μοντέλα συμπεριλήφθηκε και η επίδραση της τοιχοποιίας πλήρωσης.

**Τοιχοποιία:** Για χαμηλή συνεπίπεδη δύναμη το πλαίσιο και το φάτνωμα τοιχοπλήρωσης ενεργούν με πλήρως συνθετικό τρόπο (σαν φέρον τοίχωμα). Καθώς αυξάνουν όμως οι εγκάρσιες παραμορφώσεις η συμπεριφορά γίνεται πολύπλοκη, γιατί ενώ το πλαίσιο τείνει να παραμορφωθεί καμπτικά το φάτνωμα τείνει διατμητικά. Αποτέλεσμα των συνοριακών συνθηκών που επικρατούν σ' αυτό το επίπεδο παραμορφώσεων είναι η λειτουργία της τοιχοποιίας ως *θλιπτήρα* μ' ενεργό ύψος διατομής ίσο με «w» και πλάτος ίσο με το πάχος της τοιχοποιίας. Επειδή αυτή η λειτουργία συμβαίνει για ορισμένο πεδίο τιμών της παραμόρφωσης του φαντώματος (50%-70% οριακής διατμητικής ικανότητας για πλαίσια από Ο/Σ), για ν' ανεξαρτητοποιηθεί η ανάλυση από την πολύπλοκη συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις [3][4]. θεωρήθηκε ότι ο *θλιπτήρας* είναι ο μοναδικός τρόπος στατικής λειτουργίας των τοιχοπληρώσεων. Αυτό συμβαίνει όταν ένας τοίχος μπορεί ν' αστοχήσει μόνο σε διαγώνια θλίψη. Έτσι λοιπόν το φάτνωμα πλήρωσης εξιδανικεύτηκε μ' ένα διαγώνιο γραμμικό στοιχείο, ένα για κάθε διεύθυνση συνεπίπεδης κάμψης, που έχει μόνο *αξονική δυστένεια*. Οι τύποι που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό του ισοδύναμου ύψους της διατομής του θλιπτήρα είναι [Polyakov-Smith, 3]:

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad \alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_f I_c h}{E_m t \sin 2\theta}} \quad \alpha_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_f I_b L}{E_m t \sin 2\theta}}$$

όπου w,  $\alpha_h$ ,  $\alpha_L$  = ισοδύναμο ύψος θλιπτήρα, μήκη επαφής πλαισίου και φαντώματος

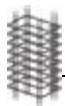
$E_m$ ,  $E_f$  = μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας και σκυροδέματος

t, h, L = πάχος, ύψος και μήκος φαντώματος τοιχοποιίας

$I_c$ ,  $I_b$  = καμπτικές ροπές αδράνειας υποστυλώματος και δοκού αντίστοιχα

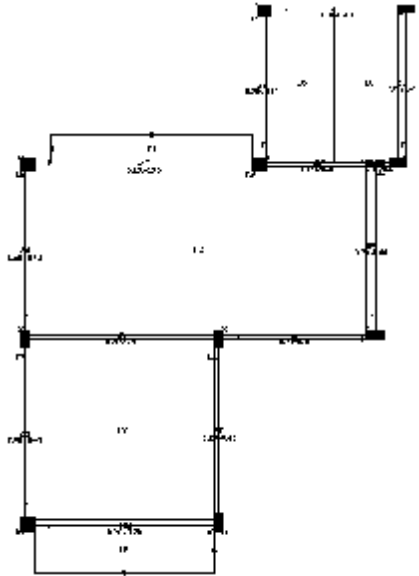
$\theta = \tan^{-1}(h/L)$

Επειδή οι τιμές που προέκυψαν από τους παραπάνω τύπους ήταν αρκετά μεγάλες για μερικούς θλιπτήρες, τέθηκε ως άνω όριο η τιμή που προτείνει ο Νεοζηλανδικός Κανονισμός ως ισοδύναμο ύψος θλιπτήρα και είναι:  $w = 0.25 \sqrt{h^2 + L^2}$  [3].

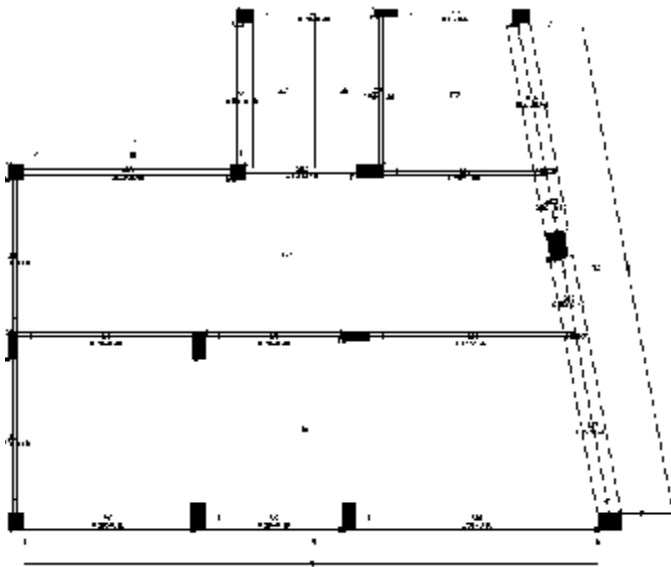


Αν και η τοιχοποιία που έχει ανοίγματα δεν μπορεί από τη φύση των γεωμετρικών της χαρακτηριστικών να λειτουργήσει ως διαγώνιος θλιπτήρας, αφού δεν υπάρχει συνέχεια κατά μήκος της διαγωνίου, για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της στη δυσκαμψία του φορέα υπολογίστηκε ένας συντελεστής μείωσης του ισοδύναμου ύψους του θλιπτήρα που προκύπτει χωρίς ανοίγματα. Ο συντελεστής αυτός θεωρήθηκε ίσος με αυτόν που προτάθηκε για τη μείωση της ελαστικής διατμητικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων ορθογωνικών φανωμάτων πλαισίων ανάλογα με το μέγεθος και τη θέση των ανοιγμάτων [Γιαννακάς-Πατρώνης-Φαρδής 1987]. Οι τιμές που προκύπτουν για το συντελεστή αυτόν κυμαίνονται ανάμεσα στο 36-46%.

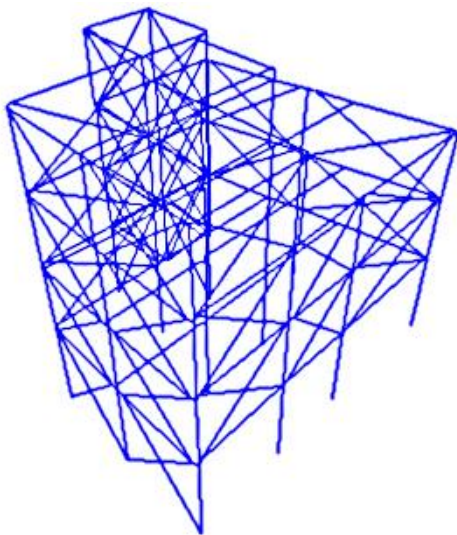
Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η γεωμετρία των φορέων που χρησιμοποιήθηκαν (κατόψεις, εξιδανικεύματα σε τρισδιάστατη απεικόνιση).



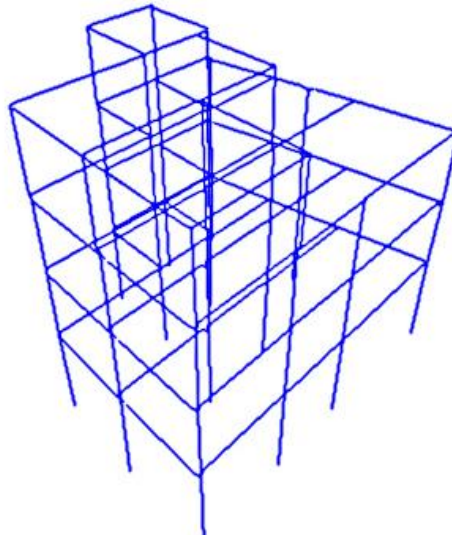
Σχήμα 3  
Κάτοψη τελευταίου ορόφου



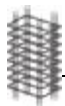
Σχήμα 4  
Κάτοψη 1<sup>ου</sup>- 2<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 5: Εξιδανικευμα φορέα με τοιχοποιία (SAP2000)



Σχήμα 6 : Εξιδανικευμα φορέα χωρίς τοιχοποιία (SAP2000)

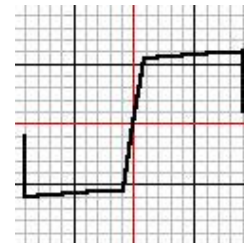


## 4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 4.1 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η στατική ανελαστική ανάλυση τύπου πλευρικών οριακών ωθήσεων (*pushover analysis*) είναι μια ανάλυση η οποία μας παρουσιάζει τον τρόπο και τη μορφή αστοχίας ενός κτιρίου όταν επιβληθεί σε αυτό μια μετατακίνηση (π.χ. λόγω σεισμού) ή κάποια δύναμη. Η διαφορά της με τις γνωστές ελαστικές αναλύσεις έγκειται στο ότι τα μέλη του φορέα δε διατηρούν την ελαστική τους συμπεριφορά κατά την διάρκεια της φόρτισης αλλά συμπεριφέρονται βάσει ανελαστικών μοντέλων που περιγράφονται στα άκρα τους, οι λεγόμενες «πλαστικές αρθρώσεις» ή «HINGES».

Αυτό πραγματοποιείται με την ανάθεση ενός μοντέλου το οποίο περιγράφει τη σχέση δύναμης (ή ροπής) με τη μετατόπιση (ή στροφή) στα άκρα του μέλους (βλ. Σχήμα 8). Στο διπλανό σχήμα φαίνεται η αρχική ελαστική συμπεριφορά του μέλους, η οποία μετά τη διαρροή του κρίσιμης διατομής του ακολουθείται από μια πλαστική περιοχή με κράτυνση μέχρις αστοχίας του. Όμοια μπορούν να ορισθούν απευθείας στο πρόγραμμα ανάλυσης και οι καμπύλες αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης με διαξονική κάμψη, κάτι που απαιτείται στα υποστυλώματα για να ληφθεί υπόψη η σημαντικότερη επίδραση της αξονικής δύναμης (κατά κύριο λόγο σε υποστυλώματα που δεν έχουν σχεδιαστεί ικανοτικά και συνεπώς δεν παραμένουν ελαστικά), αν και σε κτήρια με λίγους ορόφους, όπως είναι το συγκεκριμένο, η τιμή της αξονικής δύναμης είναι μικρή σε σχέση με τ' οριακό αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων ( $N \ll A_c f_c$ ).



Σχήμα 8

Στην παρούσα ανάλυση το προφίλ των πλευρικών μετατοπίσεων (ή αλλιώς η κατανομή των επιβαλλόμενων μετατοπίσεων) προήλθε από την ελαστική απόκριση του κτιρίου σε συνδυασμένη καταπόνηση κατά τους 2 κύριους γεωμετρικούς άξονες του κτηρίου με τις εξής αναλογίες (κατ' αντιστοιχία με το σεισμό σχεδιασμού):

§ Για ώθηση στον X άξονα  $\Rightarrow X$  και  $0.3 Y$

§ Για ώθηση στον Y άξονα  $\Rightarrow Y$  και  $0.3 X$

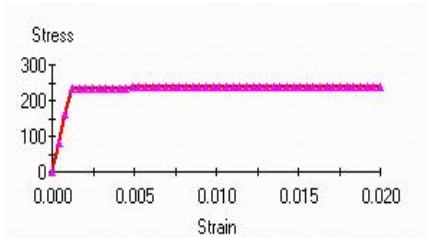
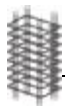
Έτσι λοιπόν, τοποθετήθηκαν ταυτόχρονα προφίλ μετατοπίσεων τόσο στον κύριο άξονα, όπου εφαρμόζεται η ανάλυση pushover, όσο και στο δευτερεύοντα.

Πριν την εφαρμογή των παραπάνω προφίλ (pushover cases) έχουν ασκηθεί τα οιωνοί μόνιμα φορτία ( $G+0.3Q$ ) και το κτήριο έχει μια αρχική ελαστική παραμόρφωση. Αυτό γίνεται θεωρώντας τα κατακόρυφα φορτία ως «κατακόρυφη ώθηση», οπότε και το πρόγραμμα ανάλυσης ωθεί το κτήριο μέχρι η παραμόρφωση-στόχος να φτάσει την ελαστική παραμόρφωση λόγω των φορτίων  $G+0.3Q$ .

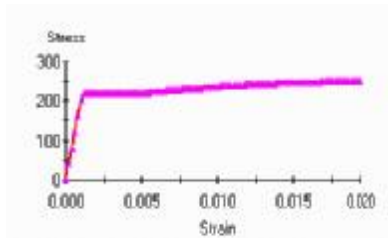
Κατά την πορεία της βηματικής διαδικασίας αύξησης των πλευρικών μετατοπίσεων οι παραμορφώσεις και οι δυνάμεις κάθε μέλους μεταβάλλονται βάσει των διαγραμμάτων ανελαστικής αλληλεπίδρασης που το διέπουν. Κατά συνέπεια κάποια μέλη αρχίζουν να διαρρέουν και τελικά ίσως αστοχούν. Η ανάλυση σταματά όταν έχουμε σχηματισμό μηχανισμού στην κατασκευή, οπότε και δεν υπάρχει λύση.

### 4.2 ΥΛΙΚΑ

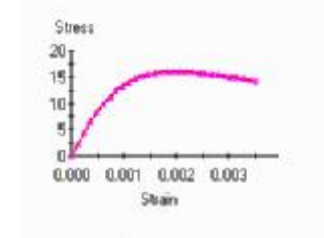
Η συνολική αντοχή της τοιχοποιίας σε διαγώνια θλίψη θεωρήθηκε ίση με 4MPa λόγω αβεβαιοτήτων ως προς την κατασκευή της. Οι μεταλλικές λάμες που χρησιμοποιήθηκαν στην ενίσχυση δεν είναι γνωστού τύπου και θεωρήθηκε δομικός χάλυβας Fe360 που έχει τιμή διαρροής 235MPa. Για το χάλυβα (δομικό και οπλισμού) θεωρήθηκαν ως οριακές τιμές παραμόρφωσης οι τιμές σχεδιασμού του κανονισμού δηλαδή το 2%, αν και αυτή η τιμή



Σχήμα 9: Δομικός χάλυβας



Σχήμα 10: Χάλυβας σπλισμού

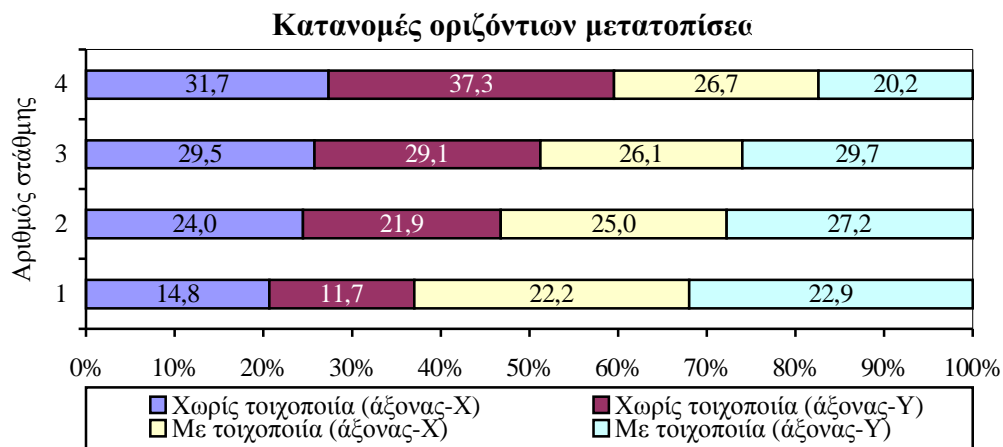


Σχήμα 11: Σκυρόδεμα

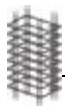
υποεκτιμά την ολκιμότητα του χάλυβα. Το σκυρόδεμα στα υποστυλώματα αλλά και τα δοκάρια ορίστηκε ως απερίσφικτο, κάτι που συμφωνεί και με τις επιτόπου παρατηρήσεις, μιας και οι υπάρχοντες συνδετήρες είχαν αποκλειστικά κατασκευαστικό ρόλο. Μετά την ενίσχυση δε βελτιώθηκε ούτε η αντοχή του σκυροδέματος λόγω περίσφιξης ούτε και η παραμόρφωση αστοχίας του, η οποία ορίστηκε στο 0.35% (βλ. Σχήμα 11). Για το χάλυβα σπλισμού η παραμόρφωση κράτησης ορίστηκε στο 0.6% με όριο αντοχής  $f_{tw}$  περίπου 260Μpa.

### 4.3 ΔΡΑΣΕΙΣ

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 3.1 θεωρούμε κατακόρυφα φορτία  $G+0.3Q$  και οριζόντια επιβαλλόμενες μετατοπίσεις. Αυτό που μας ενδιαφέρει σε τέτοιου τύπου αναλύσεις είναι η κατανομή καθ' ύψος των οριζόντιων αυτών μετατοπίσεων και όχι η τιμή τους, αφού το πρόγραμμα ανάλυσης αυξάνει βηματικά τις μετατοπίσεις αυτές μέχρι τη δημιουργία μηχανισμού, οπότε και δεν υπάρχει λύση. Στο παρακάτω γράφημα (βλ. Σχήμα 12) φαίνονται αναλυτικά όλες οι καθ' ύψος κατανομές των μετατοπίσεων ανά διεύθυνση και τύπο φορέα. Υπενθυμίζεται ότι το κτήριο με ή χωρίς ενίσχυση έχει την ίδια ελαστική απόκριση, γι' αυτό και οι κατανομές των μετατοπίσεων δεν εξαρτώνται από αυτή. Συνεπώς έχουμε μόνο τέσσερα προφίλ ωθήσεων.



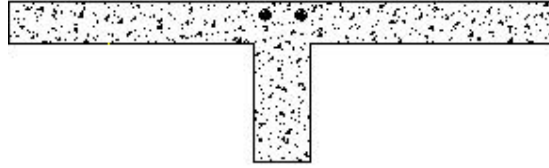
Σχήμα 12



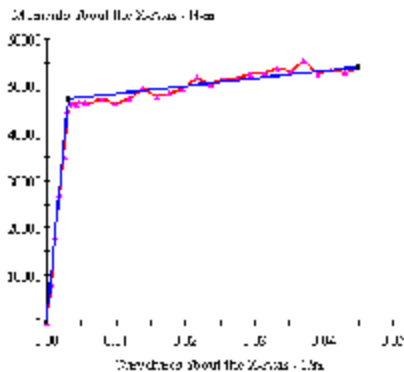
## 4.4 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

### 4.4.1 ΔΟΚΟΙ

Οι δοκοί έχουν εξιδανικευτεί ως μέλη γραμμικής παραμόρφωσης η εντατική κατάσταση που αναπτύσσουν περιλαμβάνει πολύ μικρές αξονικές δυνάμεις λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Με βάση την παρατήρηση αυτή για την ανελαστική εξιδανίκευσή τους θεωρήθηκε ότι είναι ικανοποιητική η εφαρμογή πλαστικών αρθρώσεων (hinges) τύπου M-θ (ροπή-στροφής) στα άκρα τους. Ο τύπος αυτός προϋποθέτει την επίδραση σταθερής αξονικής δύναμης (στη συγκεκριμένη περίπτωση αυτή είναι μηδενική) και περιγράφει άμεσα την σχέση ροπής – στροφής στη δοκό. Η σχέση αυτή παρουσιάζεται με μια καμπύλη (βλ. Σχήμα 13) η οποία αφού αναχθεί σε διγραμμική εισάγεται στο πρόγραμμα ανάλυσης.

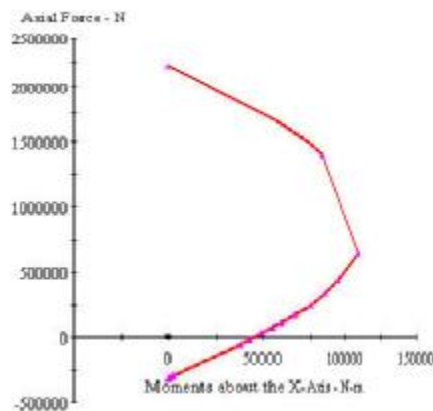


Η καμπύλη κατασκευάζεται βάσει των γεωμετρικών στοιχείων του μέλους, των υλικών της διατομής που πλαστικοποιείται και από διαδοχικούς ελέγχους της ισορροπίας της συγκεκριμένης διατομής για διάφορες τιμές των παραμορφώσεων στις ακραίες ίνες. Οι ακραίες διατομές (κρίσιμες) των δοκών διακριτοποιήθηκαν (χρήση συνεργαζόμενων πλατών και οπλισμών πλάκας βάσει σχεδίων ξυλοτύπων) και εισήχθησαν σε πρόγραμμα ανάλυσης διατομών απ' όπου ελήφθησαν διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας (M-φ). Αυτά στη συνέχεια επεξεργάστηκαν ώστε να βρεθεί η αντίστοιχη έκφραση του M-φ σε M-θ, τα οποία και τελικά χρησιμοποιούνται στο πρόγραμμα ανελαστικής ανάλυσης. Για το παραπάνω μετασχηματισμό χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις  $L_p = 0,08L + 0,15f_y d_b$  και η  $C_p = \theta_p / L_p$  [7].



Σχήμα 13

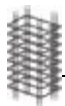
### 4.4.2 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ



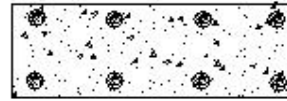
Σχήμα 14

Τα υποστυλώματα για την ανελαστική τους συμπεριφορά έχουν εξιδανικευτεί ως γραμμικά μέλη με τις πραγματικές τους διαστάσεις και στα άκρα τους έχουν τοποθετηθεί πλαστικές αρθρώσεις (Hinges). Ο τύπος των «hinges» που επιλέχθηκε είναι ο P-Mx-My, δηλ. αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης με ροπές και στους δυο άξονες. Αυτός προκύπτει από απλά διαγράμματα αξονικής δύναμης-ροπής (βλ. Σχήμα 14) για φόρτιση με ροπή υπό διαφορετικές γωνίες, ώστε να λάβουμε υπόψη την διαξονική αλληλεπίδραση σε κάμψη.

Οι καμπύλες P-M κατασκευάζονται βάσει της διατομής που πλαστικοποιείται και εξαρτώνται από τη γεωμετρία της διατομής, τα στοιχεία όπλισης (ράβδοι οπλισμού, συνδετήρες) και τα υλικά (σκυρόδεμα, χάλυβας). Μια τυπική διατομή



υποστυλώματος 60x20 παρουσιάζεται στο σχήμα 15 μαζί με τα στοιχεία όπλισής της. Τα δεδομένα αυτά δόθηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης από το οποίο προήλθαν (με χρήση εξ' ορισμού παραμέτρων) τα πλήρη διαγράμματα πλαστικής συμπεριφοράς κάθε στοιχείου. Σε αντίθεση με τις δοκούς το πρόγραμμα ανάλυσης διατομών δε χρησιμοποιήθηκε για τα υποστυλώματα που δεν ενισχύθηκαν, μιας και υπήρχε σημαντικό πλήθος διαφορετικών υποστυλωμάτων που έπρεπε να αναλυθούν και κατόπιν να αναχθούν σε δεδομένα συμβατά με το πρόγραμμα ανάλυσης.

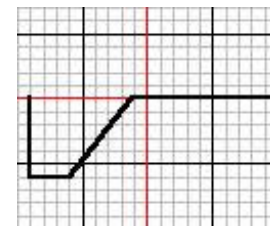


Σχήμα 15

Ωστόσο, έγινε έλεγχος των εξαγόμενων καμπύλων από τον εξ' ορισμού τρόπο ανάθεσης πλαστικών αρθρώσεων με κάποιες που προήλθαν από την χρήση του προγράμματος ανάλυσης διατομών και παρατηρήθηκαν πολύ μικρές αποκλίσεις οι οποίες κατά πάσα πιθανότητα καλύπτονται από την αβεβαιότητα του τρόπου όπλισης (συνδετήρες, επικαλύψεις, αγκυρώσεις).

#### 4.4.3 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Τ' ανελαστικά χαρακτηριστικά του θλιπτήρα (βλ. § 3.3 «Τοιχοποιία») περιγράφονται από ένα διάγραμμα αξονικής δύναμης – μετακίνησης (P-δ) (βλ. σχήμα 16), στο οποίο έχουμε θεωρήσει ότι η δράση του θλιπτήρα ξεκινά μετά από μια οριζόντια παραμόρφωση του πλαισίου της τάξης του 0.02%. Επίσης, η οριακή μετακίνηση έχει οριστεί ως μιάμιση (1.5) φορά την παραμόρφωση διαρροής του θλιπτήρα, η οποία είναι 0.2%. Η τιμή της αξονικής δύναμης στην οποία διαρρέει ο τοίχος είναι ίση με τη θλιπτική τάση διαρροής (4MPa) επί το εμβαδό του διαγώνιου θλιβόμενου μέλους.

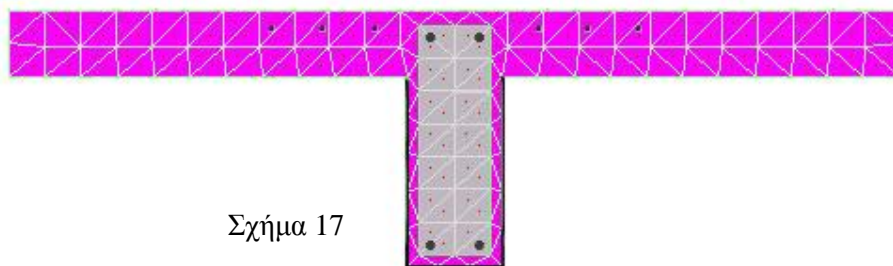


Σχήμα 16

#### 4.5 ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

##### 4.5.1 ΔΟΚΟΙ

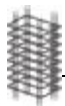
Όλες οι δοκοί του πρώτου ορόφου που συντρέχουν στους κόμβους των ενισχυμένων υποστυλωμάτων της pilotis ενισχύθηκαν και αυτές στις κρίσιμες διατομές τους. Στις δοκούς αυτές τοποθετήθηκαν λάμες περιμετρικά στην περιοχή των κόμβων πάχους 1.5mm χωρίς αλλαγή των διαστάσεων τους άρα και της δυσκαμψίας τους (βλ. § 1). Η εξιδανίκευση αυτής της ενίσχυσης έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης διατομών το οποίο διακριτοποιεί με πεπερασμένα στοιχεία τυχούσες διατομές βάσει των υλικών που τις αποτελούν και τις γεωμετρίας τους. Μια τέτοια διακριτοποίηση για μία δοκό 40x20 που ενισχύθηκε φαίνεται στο σχήμα 17. Παρατηρείται συγκεκριμένα ο πιθανός οπλισμός στην



Σχήμα 17

πλάκα (έλλειψη ακριβέστερων στοιχείων όπλισης) και ο οπλισμός στο κάτω πέλμα (πιθανή μηδενική ακύρωση) τα οποία έχουν ληφθεί υπόψη. Επιπλέον δυνατή είναι η τοποθέτηση της

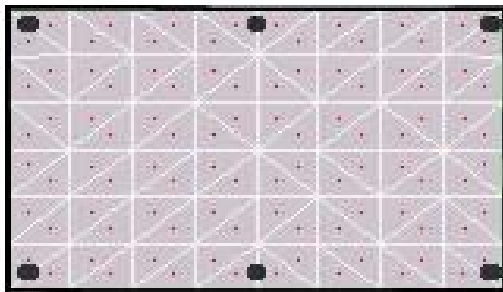




λάμας εξωτερικά της διατομής όπως διακρίνεται με τη μαύρη γραμμή εξωτερικά του κορμού. Επίσης με ανοικτό χρώμα στο εσωτερικό της διατομής είναι το περισφιγμένο σκυρόδεμα. Από το πρόγραμμα προέκυψαν αντίστοιχα με το σχήμα 13 διαγράμματα ροπής-στροφής, όπως και τα χαρακτηριστικά μεγέθη διαρροής και αστοχίας τόσο για τη ροπή όσο και την καμπυλότητα.

#### 4.5.2 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Τα υποστυλώματα ενισχύθηκαν με ίδιες λάμες πάχους 1.5mm περιμετρικά και έτσι έγινε μια αντίστοιχη διακριτοποίηση από το πρόγραμμα για τις ενισχυμένες διατομές των υποστυλωμάτων. Προέκυψαν λοιπόν παρόμοια με το σχήμα 18 (υποστύλωμα 60x30)



Σχήμα 18

αποτελέσματα, όπου φαίνεται η λάμα να περιβάλλει το υποστύλωμα. Διακρίνονται επίσης οι κατακόρυφοι οπλισμοί (6φ14) και το περισφιγμένο σκυρόδεμα. Η ενίσχυση συμπεριλάμβανε και δίτητους συνδετήρες, οι οποίοι όμως δεν μπορούν να εισαχθούν στο πρόγραμμα παρά μόνο εμμέσως. Στην περίπτωση αυτή ζητήθηκαν καμπύλες P-Mx-My οι οποίες στη συνέχεια εισήχθησαν στο πρόγραμμα της ανάλυσης. Οι καμπύλες αυτές είναι αντίστοιχες με αυτή του σχήματος 14, ενώ

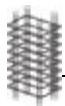
εισήχθησαν ταυτόχρονα στο πρόγραμμα ανάλυσης και κάποιες χαρακτηριστικές τιμές των διαγραμμάτων αυτών όπως η μέγιστη ροπή, η μέγιστη εφελκυστική και θλιπτική αντοχή.

#### 6. ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Πριν παρουσιαστούν τ' αποτελέσματα αναλυτικά είναι αναγκαίο ν' αναφερθούν οι σημαντικότερες παραδοχές (όσες απ' αυτές δεν αναλύθηκαν εκτενώς στις προηγούμενες παραγράφους) που έγιναν για τη μείωση των αβέβαιων παραμέτρων της ανάλυσης.

§ Τα σχέδια του κτιρίου ήταν κάθε άλλο παρά πλήρη όσον αφορά τον οπλισμό των δομικών στοιχείων, γι' αυτό και σ' αρκετές περιπτώσεις έγιναν υποθέσεις για την ποσότητα του οπλισμού τόσο στην εφελκυσόμενη όσο και τη θλιβόμενη ζώνη.

§ Σε παλιά κτίρια (Β.Δ. '59) η κύρια αιτία αστοχίας είναι λόγω διάτμησης. Πράγματι όπως φάνηκε και από τη μελέτη ενίσχυσης δεν υπήρχαν καθόλου συνδετήρες στα υποστυλώματα και τα δοκάρια, τουλάχιστον σ' αυτά που αστόχησαν. Αυτό επιβεβαιώνεται και από τις παρατηρηθείσες ζημιές (βλ. Παράρτημα) οι οποίες είναι καθαρά διατμητικού χαρακτήρα. Παρ' όλη την κρισιμότητα της αντοχής των υποστυλωμάτων σε διάτμηση δεν ήταν δυνατή η εύρεση ενός ικανοποιητικού μοντέλου πλαστικής άρθρωσης (μορφής τέμνουσας δύναμης – μετακίνησης). Γι' αυτό το λόγο θεωρείται ότι τα δομικά στοιχεία της κατασκευής έχουν «ικανοποιητική» αντοχή σε τέμνουσα, εννοώντας ότι η καμπτική αντοχή εξαντλείται προτού το μέλος αστοχήσει σε διάτμηση, κάτι που φυσικά δε συμβαίνει στην πραγματικότητα. Από τον τρόπο ενίσχυσης που έγινε (συνδετήρες και λάμες) φαίνεται ότι η κύρια προσπάθεια ήταν η βελτίωση της διατμητικής αντοχής των στοιχείων, με συνέπεια το ενισχυμένο κτήριο να είναι λιγότερο κρίσιμο σε διάτμηση. Αν ληφθεί λοιπόν υπόψη το γεγονός ότι η διάτμηση είναι ψαθυρός τρόπος αστοχίας, τότε οι αντοχές και οι πλαστιμότητες, όπως αυτές προκύπτουν τις αναλύσεις, είναι σαφώς υπερεκτιμημένες. Ένας τρόπος ελέγχου είναι η σύγκριση της



διατμητικής αντοχής των μελών με την τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε βήμα της ανελαστικής ανάλυσης, κάτι που δεν έγινε στην παρούσα εργασία.

§ Η έδραση του φορέα στο έδαφος έγινε με θεώρηση πακτώσεων αγνοώντας τις ελαστικές ιδιότητες του, οι οποίες θα εξέθεταν το εξιδανίκευμα σε περαιτέρω αβεβαιότητες και αναπόφευκτη περισσότερη διερεύνηση. Άλλωστε δεν υπήρχαν στοιχεία ικανά να εξασφαλίσουν κάποια αξιοπιστία σε μια τέτοια εξιδανίκευση.

§ Το κτήριο δεν μπορεί εύκολα να θεωρηθεί κανονικό. Υπάρχει γεωμετρική ασυμμετρία σε κάτοψη, σημαντική ασυμμετρία δυσκαμψίας των πλαισίων σε όλους τους ορόφους (ποικίλες διατομές, βλ. Σχήματα 3 & 4) και μικρότερη ασυμμετρία στην κατανομή της μάζας τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος. Αυτός είναι και ο κύριος λόγος που τελικά θεωρήθηκε συνδυασμένη πλευρική ώθηση του κτηρίου, καθώς σε αρχικές αναλύσεις που έγιναν μ' ένα προφίλ ωθήσεων ανά άξονα τ' αποτελέσματα δεν ήταν ικανοποιητικά.

§ Σημαντικό πρόβλημα του κτηρίου κατά την απόκρισή του στον σεισμό της Αθήνας ήταν η ύπαρξη *pilotis* με το γνωστό πρόβλημα που δημιουργεί, δηλ. το σχηματισμό μαλακού ορόφου. Συνεπώς, η εξιδανίκευση της τοιχοποιίας στα περιμετρικά πλαίσια του φορέα πραγματοποιήθηκε κατά κύριο λόγο για να προσδώσει ακριβώς αυτή την πραγματική και ταυτόχρονα δυσμενή (ως προς την πλαστιμότητα) συμπεριφορά στο φορέα.

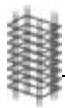
§ Στο φορέα εξιδανικεύτηκαν με κάθε δυνατή ακρίβεια οι εκκεντρότητες των αξόνων των δοκών από τους στερεούς κόμβους των υποστυλωμάτων. Αυτό έγινε με χρήση non-default άκαμπτων μελών στ' άκρα κάθε μέλους χωριστά (*rigid offsets*). Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν μεγάλοι συντελεστές επαύξησης (*modification factors*) των γεωμετρικών χαρακτηριστικών τους (εμβαδό διατομής, διατμητικές επιφάνειες και ροπές αδράνειας), οι οποίοι αρχικά δημιούργησαν πρόβλημα αστάθειας στο μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής. Τελικά, επιλέχτηκαν κατάλληλοι συντελεστές (μικρότεροι για τις επιφάνειες  $A_x, A_y, A_z$ ) και το πρόβλημα ξεπεράστηκε.

§ Με ανάλογο τρόπο εξιδανικεύτηκε και η στατική λειτουργία του *θλιπτήρα* στις τοιχοποιίες, μόνο που εδώ χρησιμοποιήθηκαν συντελεστές μείωσης όλων των γεωμετρικών χαρακτηριστικών εκτός της αξονικής δυστένειας. Δυστυχώς στην ελαστική ανάλυση δεν είναι δυνατόν να διαχωριστεί η αξονική δύναμη σε θλίψη ή εφελκυσμό, δηλ. ένα στοιχείο να παραλαμβάνει μόνο θλίψη (όπως ο *θλιπτήρας*) ή μόνο εφελκυσμό. Αυτό αντισταθμίζεται εν μέρει από την ενεργοποίηση του δεύτερου διαγώνιου στοιχείου σε θλίψη, όταν η κάμψη του πλαισίου προκαλεί εφελκυσμό στο πρώτο.

## 7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

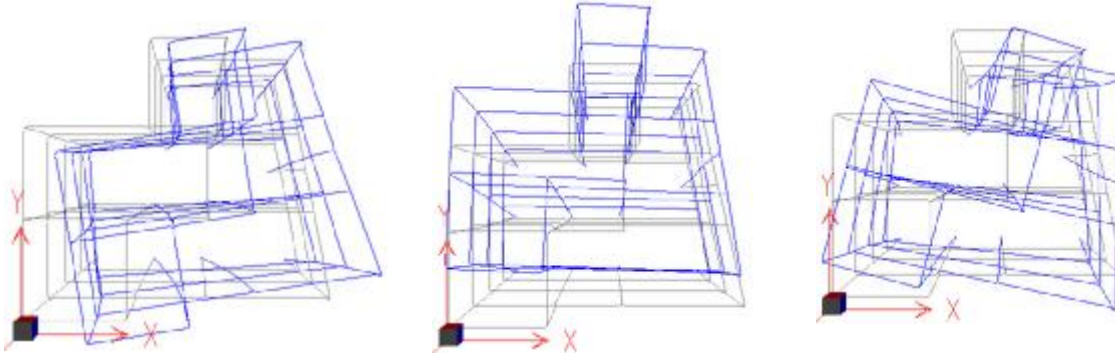
Στον επόμενο πίνακα φαίνονται μόνο οι 6 πρώτες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές. Αν και οι δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας είναι πάρα πολλοί (58 κόμβοι x 2 βαθμούς ο καθένας = 116), λόγω διαφραγματικής λειτουργίας τελικά μειώνονται στους 12 (3 ανά όροφο).

Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών για το μοντέλο χωρίς τοιχοποιία						Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών για το μοντέλο με τοιχοποιία					
$\alpha/\alpha$	T	$M_x$	$M_y$	$\Sigma M_x$	$\Sigma M_y$	$\alpha/\alpha$	T	$M_x$	$M_y$	$\Sigma M_x$	$\Sigma M_y$
1	0.585	0.05	84.76	0.05	84.76	1	0.250	55.25	20.80	55.25	20.80
2	0.517	71.75	0.28	71.81	85.04	2	0.151	30.89	60.55	86.14	81.36
3	0.431	19.95	2.18	91.76	87.22	3	0.100	10.09	9.56	96.23	90.92
4	0.197	0.01	7.91	91.77	95.13	4	0.056	1.81	0.66	98.03	91.58
5	0.172	5.97	0.05	97.74	95.18	5	0.050	0.97	6.34	99.01	97.92
6	0.164	0.14	0.39	97.88	95.57	6	0.035	0.01	0.07	99.01	97.99



A : αρχικός φορέας χωρίς τοιχοποιία  
 B : ενισχυμένος φορέας χωρίς τοιχοποιία  
 C : αρχικός φορέας με τοιχοποιία  
 D : ενισχυμένος φορέας με τοιχοποιία

ΚΤΗΡΙΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ (A και B)

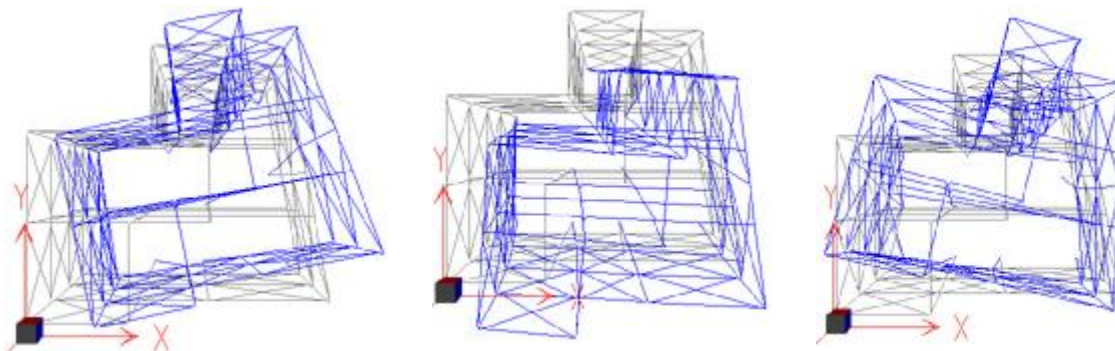


Ιδιομορφή 1 –  
κύρια καμπτική X

Ιδιομορφή 2 –  
κύρια καμπτική Y

Ιδιομορφή 3 –  
κύρια στρωφική

ΚΤΗΡΙΟ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ (C και D)

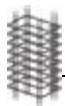


Ιδιομορφή 1 –  
κύρια καμπτική X

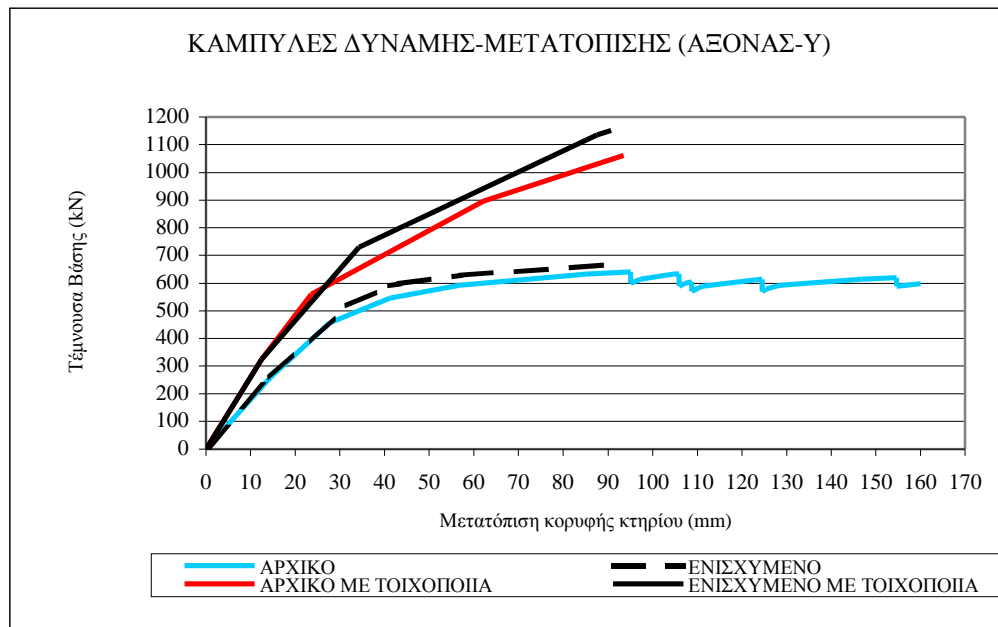
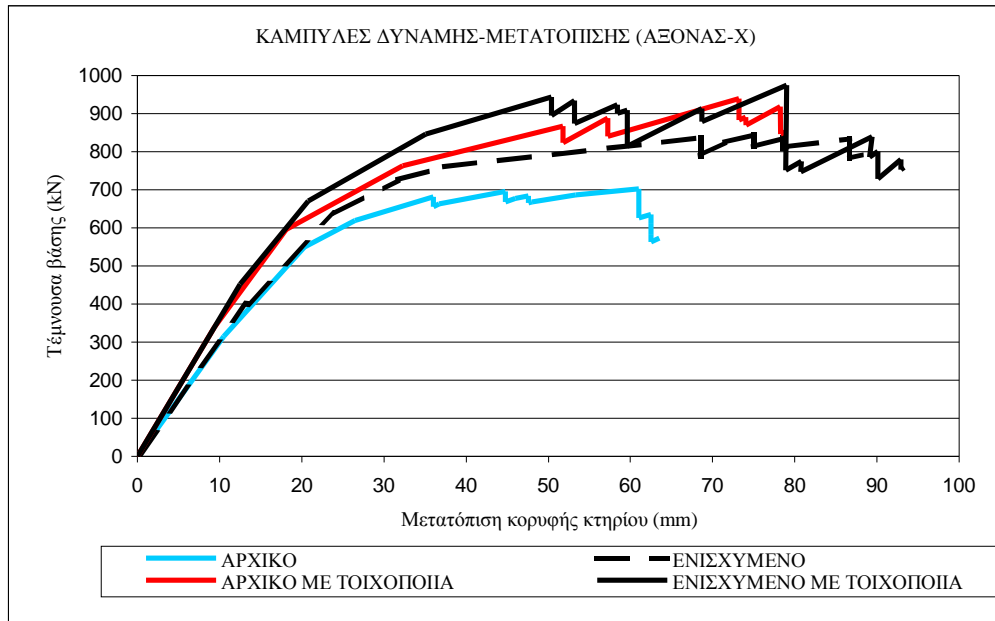
Ιδιομορφή 2 –  
κύρια καμπτική Y

Ιδιομορφή 3 –  
κύρια στρωφική

	Τέμνουσα βάσης-Ελαστική ανάλυση με σεισμό σχεδιασμού και $q=1$ (kN)				Μετατόπιση κορυφής κτιρίου-Ελαστική ανάλυση με σεισμό σχεδιασμού και $q=1$ (mm)				
	$E_x+0.3E_y$		$0.3E_x+E_y$		$E_x+0.3E_y$		$0.3E_x+E_y$		
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
A	950.9	322.0	299.8	1028.3	A	27.3	15.5	8.9	48.9
B	950.9	322.0	299.8	1028.3	B	27.3	15.5	8.9	48.9
C	805.2	693.6	692.7	813.3	C	3.9	1.9	2.9	2.2
D	805.2	693.6	692.7	813.3	D	3.9	1.9	2.9	2.2

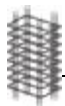


## 8. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ



	Τέμνουσα βίαση-Ανελαστική ανάλυση (kN)				Μετατόπιση κορυφής κτηρίου-Ανελαστική ανάλυση (mm)						
	Άξονας X		Άξονας Y		Άξονας X			Άξονας Y			
	Διαρροή	Αντοχή	Διαρροή	Αντοχή	Διαρροή	Αντοχή	Πλαστ/τα	Διαρροή	Αντοχή	Πλαστ/τα	
A	549.8	703.0	456.9	641.3	A	20.3	63.5	3.1	27.7	160.0	5.8
B	638.3	844.8	517.8	665.0	B	24.1	88.1	3.7	31.7	89.4	2.8
C	595.7	938.9	559.4	1060.4	C	18.1	79.0	4.4	23.6	93.5	4.0
D	671.4	974.6	729.6	1151.3	D	20.8	93.3	4.5	34.3	90.7	2.6

Σημείωση: Η πλαστιμότητα προκύπτει ως το πηλίκο της μετατόπισης στο όριο αντοχής προς τη μετατόπιση στο σημείο διαρροής.



## 9. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1) Όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα η αύξηση της τέμνουσας βάσης που μπορούν να παραλάβουν τα ενισχυμένα κτήρια (με και χωρίς τοιχοποιία) κυμαίνεται από 5%~20%.

2) Στο κτήριο Α κατά τον άξονα Υ παρατηρείται μια ιδιαίτερα αυξημένη πλαστιμότητα – μετακίνηση σε σχέση με τα υπόλοιπα αποτελέσματα. Αυτό οφείλεται στην καλή συμπεριφορά (ικανοτική) του κτηρίου κατά τον άξονα Υ, στην οποία αστοχούν πρώτα οι περισσότερες δοκοί με τα υποστυλώματα να φτάνουν στη διαρροή τους (η αστοχία σε διάτμηση έχει αγνοηθεί).

3) Η πλαστιμότητα κυμαίνεται γενικά από 3 έως 4,5. Κατά τον άξονα Χ στα ενισχυμένα κτήρια έχουμε αύξηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας (έστω και μικρή), ενώ κατά τον άξονα Υ η διαθέσιμη πλαστιμότητα μετά την ενίσχυση παρουσιάζεται μειωμένη. Μετά από παρατήρηση της πορείας μέχρι την αστοχία, αυτό οφείλεται στο μεν ενισχυμένο χωρίς τοιχοποιία στην αστοχία των υποστυλωμάτων του 3<sup>ου</sup> ορόφου, στο δε ενισχυμένο με τοιχοποιία στην αστοχία των υποστυλωμάτων (κυρίως των μη ενισχυμένων) του ισογείου λόγω σχηματισμού μαλακού ορόφου. Και τα δύο ήταν αναμενόμενα, διότι στο φορέα χωρίς τοιχοποιία η αστοχία μεταφέρθηκε στον πιο «αδύναμο κρίκο» που είναι ο τρίτος όροφος και σ' αυτό με τοιχοποιία η απαίτηση πλαστιμότητας συσσωρεύτηκε στην pilotis χωρίς το κτήριο να προλάβει να εξαντλήσει όλη τη διατιθέμενη πλαστιμότητά του.

4) Οι μετακινήσεις στα κτήρια με τοιχοποιία εμφανίζονται μεγαλύτερες από αυτά που δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι τοίχοι. Αυτό φαίνεται παράξενο αλλά πιθανώς να εξηγείται από το γεγονός ότι η τοιχοποιία από τη στιγμή που αστοχεί αφήνει τον φορέα να συμπεριφερθεί σαν να μην υπήρχε καθόλου και να καταναλώσει όλη την πλαστιμότητα σαν να ήταν χωρίς τοίχους (η διάτμηση που το επιβαρύνει στη δεύτερη φάση έχει αγνοηθεί).

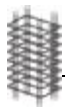
5) Όπως φαίνεται και από την κάτοψη του κτιρίου, παράλληλα με τον ένα κύριο άξονα (Υ) δεν υπάρχουν δοκάρια που να ενώνουν τα κεντρικά υποστυλώματα και να μεταφέρουν τις δυνάμεις σε πιθανή καταπόνηση κατά Υ. Αυτό το γεγονός είναι πολύ σημαντικό, όπως καταδεικνύεται και από τις αναλύσεις για την συμπεριφορά του. Αρκεί στο σημείο αυτό να αναφέρουμε ότι κατά τον άξονα Υ το κτήριο είναι σημαντικά πιο «ευαίσθητο».

6) Η ενίσχυση που πραγματοποιήθηκε στο κτήριο δεν μπορεί ν' αξιολογηθεί πραγματικά διότι στόχευε κατά κύριο λόγο στην αύξηση της διατμητικής αντοχής των υποστυλωμάτων της pilotis, πράγμα το οποίο στην εργασία δεν ελήφθη υπόψη. Λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού μόνο σε κάμψη, κατά τον άξονα Χ η ενίσχυση κρίνεται ικανοποιητική ενώ κατά τον Υ η ενίσχυση προκάλεσε ανομοιόμορφη απαίτηση πλαστιμότητας από τα μέλη.

7) Από τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν συμπεραίνεται ότι σε κτήρια μη κανονικά η ανελαστική δυναμική ανάλυση θα ήταν πιο ρεαλιστική - ακριβής.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. **ΕΑΚ 2000**
2. **Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος - Μέρος Ι**, Μ. Φαρδής, έκδοση 2000
3. **Masonry structures: behavior and design**, Robert G. Drysdale, Ahmad A. Hamid, Lawrie R. Baker.
4. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**, T.Paulay, M.J.N. Priestley
5. **Επιρροή της θέσης και του μεγέθους των ανοιγμάτων στην ελαστική δυσκαμψία τοιχοποιϊών πλήρωσης**, Α. Γιαννακάς, Δ. Πατρώνης, Μ. Φαρδής, Πρακτικά 8<sup>ου</sup> Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, 1987
6. **Εγχειρίδιο συστάσεων για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια**, ΟΑΣΠ.



7. PUSH3D, Manual
8. SAP2000NL, Manual

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



**Καμπτοδιατμητική αστοχία γωνιακού υποστυλώματος**



**Καθαρή διατμητική αστοχία υποστυλώματος**