

**ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ**

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ  
ΜΕ ΤΙΤΛΟ:

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ  
ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ  
ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

ΜΕΡΟΣ Β  
(ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΑ ΠΛΑΙΣΙΑ)

ΠΡΟΣ  
ΕΥΡΩΠΑΙΚΟ ΚΕΝΤΡΟ ΠΡΟΓΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΛΗΨΗΣ ΣΕΙΣΜΩΝ/  
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ  
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Αύγουστος 1995

## **ΜΕΡΟΣ Β**

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ**

**ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ**

**ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Είναι γνωστό ότι οι τοιχοπληρώσεις έχουν τεράστια επιρροή στη σεισμική απόκριση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Η επιρροή αυτή είναι γενικά θετική: Οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν την αντοχή σε οριζόντια φορτία, καθώς και την απορρόφηση σεισμικής ενέργειας στο κτίριο, μέχρις σημείου που σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας κτίρια που δεν έχουν σχεδιασθεί για σεισμό να είναι σε θέση να ανταπεξέλθουν με επιτυχία σεισμούς και μέτριας έντασης. Από την άλλη πλευρά βεβαίως, ακούγεται συχνά η άποψη ότι οι τοιχοπληρώσεις μπορεί να επηρεάζουν και αρνητικά τη σεισμική συμπεριφορά: θεωρείται ότι η αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου εξαιτίας των τοιχοπληρώσεων μπορεί να αυξήσει τις σεισμικές δυνάμεις περισσότερο από την αύξηση της αντοχής που δίνουν οι τοιχοπληρώσεις. Το σημαντικότερο όμως είναι ότι τυχόν ασύμμετρη και/ή μη-κανονική κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη και/ή καθύψος, μπορεί να προκαλέσει στροφικές περί κατακόρυφο άξονα ταλαντώσεις ή δημιουργία μαλακού ορόφου. Δημιουργία μαλακού ορόφου, που σημαίνει και συγκέντρωση σ' αυτόν της απορρόφησης σεισμικής ενέργειας και των ανελαστικών παραμορφώσεων, μπορεί να προκύψει και σε κτίρια με πολύ κανονική διάταξη των τοιχοπληρώσεων, λόγω ενδεχόμενης συγκέντρωσης των βλαβών στις τοιχοπληρώσεις ενός ορόφου, που θα έχει σαν αποτέλεσμα την κατάρρευσή τους. Στην κατάρρευση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να συμβάλλουν και οι εκτός επιπέδου τους αδρανειακές δυνάμεις, που αναπτύσσονται από τη μάζα των ιδίων των τοίχων λόγω της εγκάρσιας στον τοίχο συνιστώσα της τρισδιάστατης σεισμικής δράσης. Η δισδιαγώνια και/ή οριζόντια ρηγματώση των τοίχων λόγω της εντός του επιπέδου του τοίχου σεισμικής συνιστώσας και απόκρισης, αυξάνει την εκτός του επιπέδου τους τρωτότητα των τοίχων.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί Κανονισμοί, περιλαμβανομένου του Ευρωκώδικα 8 (1994) και του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (1995), είτε αγνοούν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική σεισμική απόκριση του κτιρίου, είτε τη λαμβάνουν υπόψη εντελώς στοιχειωδώς. Ως εκ τούτου υπάρχει και ανάγκη και ευρύ πεδίο για τη βελτίωση των Κανονισμών προς αυτήν την κατεύθυνση. Το παρόν Ερευνητικό Πρόγραμμα στοχεύει να συμβάλλει στην εκπλήρωση αυτής ακριβώς της ανάγκης.

## 1.2

Το παρόν Β Μέρος της Έκθεσης ασχολείται σε χωριστά Κεφάλαια με τη σεισμική συμπεριφορά και προσομοίωση φαινομένων τοιχοπληρώσεων εντός (Κεφ. 2) και εκτός (Κεφ. 3) του επιπέδου τους. Κατόπιν τα συμπεράσματα και τα αποτελέσματα για την επιμέρους συμπεριφορά μεμονωμένων τοιχοπληρώσεων στις δύο κάθετες διευθύνσεις, χρησιμοποιούνται για τη διεξαγωγή παραμετρικών αναλύσεων της μη-γραμμικής απόκρισης και συμπεριφοράς της εν όλω ή εν μέρει τοιχοπληρωμένης κατασκευής και τη συναγωγή συμπερασμάτων.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

# ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΕΠΙΠΕΔΗ ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

### 2.1 Περιγραφή προσομοιώματος

Στα πλαίσια της κριτικής επισκόπησης της παλαιότερης έρευνας για την εντός του επιπέδου τους συμπεριφορά και προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων, εξετάσθηκαν τα διαθέσιμα σήμερα προσομοιώματα τύπου ισοδύναμου θλιπτήρα για τις τοιχοπληρώσεις και συγκρίθηκαν οι προβλέψεις τους με τα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα για μονόροφα, δίστηλα τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Το συμπέρασμα της σύγκρισης αυτής είναι ότι από τα διαθέσιμα προσομοιώματα μόνον το προτεινόμενο από τον Τάσιο (1984) βρίσκεται σε ικανοποιητική ποιοτική συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα, και έχει τη δυνατότητα να δώσει τις πιο ρεαλιστικές προβλέψεις της συμπεριφοράς, υπό την προϋπόθεση, βέβαια, ότι οι τιμές των παραμέτρων του έχουν επιλεγεί κατάλληλα. Επομένως το προσομοίωμα αυτό υιοθετήθηκε εδώ σαν βάση περαιτέρω ανάπτυξης ενός πληρέστερου "νέου" προσομοιώματος, το οποίο περιγράφεται λεπτομερώς κατωτέρω, με πλήρη μάλιστα καθορισμό των παραμέτρων του επί τη βάσει των διαθέσιμων πειραματικών στοιχείων.

Οι μεταβλητές του προσομοιώματος είναι η συνολική τέμνουσα δύναμη της τοιχοπλήρωσης,  $F$ , και η σχετική οριζόντια μετάθεση,  $\delta$ , κορυφής και βάσης (σχετική μετάθεση ορόφων). Η δύναμη  $F$  είναι η συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης στη συνολική τέμνουσα ορόφου, ενώ η μετάθεση  $\delta$  δίνει, μετά από διαίρεση με το καθαρό ύψος  $H_i$  της τοιχοπλήρωσης, την ομοιομορφοποιημένη διατμητική παραμόρφωση του φαντώματος μέσα στο επίπεδο του, και ισούται με τη γωνιακή παραμόρφωση (ανηγμένη σχετική μετάθεση) ορόφου του πλαισίου.

Η σχέση  $F$ - $\delta$  κατά το προσομοίωμα για ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση εντός του επιπέδου του πλαισίου βασίζεται σε μία καμπύλη-σκελετό, η οποία ταυτίζεται με τη μονοτονική σχέση  $F$ - $\delta$  της τοιχοπλήρωσης. Όπως φαίνεται στα Σχ. 2.1, 2.2, η καμπύλη σκελετός  $F$ - $\delta$  λαμβάνεται πολυγραμμική. Το σημείο  $A_0$ , όπου η μονοτονική καμπύλη αλλάζει

## 2.2

κλίση για πρώτη φορά, αντιστοιχεί στην πρώτη μακροσκοπική ρηγμάτωση στο σώμα της τοιχοπλήρωσης και τη σχετική εμφανή μείωση της δυσκαμψίας της. Στα πειράματα μία μικρή μεταβολή της πλευρικής δυσκαμψίας συμβαίνει όταν, για πρώτη φορά, διαχωριστεί η τοιχοπλήρωση από το περιβάλλον πλαίσιο κατά τη διεπιφάνεια. Όμως αυτή η πρώτη μείωση δυσκαμψίας είναι σχετικά μικρή και αγνοείται στο προτεινόμενο προσομοίωμα. Η κορυφή της μονοτονικής καμπύλης,  $U_0$ , αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή του φατνώματος. Ο φθίνων κλάδος μετά την κορυφή αυτή δεν φθάνει μέχρι τον οριζόντιο άξονα, αλλά προεκτείνεται σε ένα οριζόντιο κλάδο που αντιστοιχεί στην απομένουσα, μετά την αστοχία, αντοχή. Τα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα δεν επαρκούν για την ποσοτικοποίηση αυτής της απομένουσας αντοχής. Για το λόγο αυτό η παρουσία της στο προσομοίωμα εξυπηρετεί μόνον αριθμητικούς/λογισμικούς σκοπούς.

Η μονοτονική καμπύλη στην αντίθετη κατεύθυνση,  $OA'_0U'_0R'_0$ , είναι γενικά (αλλά όχι απαραίτητα) συμμετρική της  $OA_0U_0R_0$  ως προς την αρχή των αξόνων,  $O$ . Αν η τοιχοπλήρωση έχει ασύμμετρα διατεταγμένα ανοίγματα, τότε έχει και διαφορετική δυσκαμψία και αντοχή για κάθε κατεύθυνση συνεπίπεδης παραμόρφωσης.

Στην περίπτωση της ανακυκλιζόμενης έντασης η καμπύλη-σκελετός αποτελεί την περιβάλλουσα για επαναφόρτιση, με την προϋπόθεση ότι λαμβάνεται να απομειώνεται βαθμιαία σαν συνάρτηση της ιστορίας των διατμητικών παραμορφώσεων της τοιχοπλήρωσης. Συγκεκριμένα, αν σε ένα κύκλο  $i$  παραμορφώσεων μετά τη ρηγμάτωση, επιτυγχάνεται μία τιμή  $\delta_i$  μέγιστης σχετικής μετακίνησης, αν πρόκειται για κύκλο στη θετική κατεύθυνση παραμορφώσεων, ή με τιμή  $\delta'_i$ , αν πρόκειται για κύκλο στην αρνητική κατεύθυνση, τότε υποθέτουμε ότι οι τεταγμένες των γωνιακών σημείων της καμπύλης μονοτονικής φόρτισης μειώνονται ως εξής:

$$F_j = F_{j0} e^{-\alpha \frac{\sum_i \delta_i}{\delta_{cr}} - \alpha' \frac{\sum_i \delta'_i}{\delta'_{cr}}} \quad (2.1)$$

$$F'_j = F'_{j0} e^{-\alpha \frac{\sum_i \delta'_i}{\delta'_{cr}} - \alpha' \frac{\sum_i \delta_i}{\delta_{cr}}} \quad (2.2)$$

όπου  $j$  συμβολίζει τα σημεία  $A$  (ή  $cr$ ),  $U$  (ή  $u$ ) και  $R$ ,  $j'$  τα σημεία  $A'$ ,  $U'$  και  $R'$  στην αντίθετη κατεύθυνση,  $\delta_{cr} = F_{cr}/K_0$  είναι η σχετική μετακίνηση ρηγμάτωσης, ίση με το λόγο της δύναμης ρηγμάτωσης  $F_{cr}$  προς την αρχική δυσκαμψία,  $K_0$ , (αντίστοιχα ορίζεται η  $\delta'_{cr}$  στην αντίθετη κατεύθυνση) και  $\alpha$ ,  $\alpha'$  είναι παράμετροι. Οι αθροίσεις των  $\delta_i$  και  $\delta'_i$  αφορούν μόνον

### 2.3

τις πέραν της ρηγμάτωσης μετακινήσεις ( $\delta_i > \delta_{cr}$ ,  $\delta'_i > \delta'_{cr}$ ). Μηδενική τιμή της παραμέτρου  $\alpha'$  σημαίνει ότι η απομείωση της περιβάλλουσας καμπύλης στη μία κατεύθυνση δεν εξαρτάται από την τυχόν βλάβη του φανώματος της τοιχοπλήρωσης λόγω προηγούμενων παραμορφώσεων στην αντίθετη κατεύθυνση.

Η μονοτονική καμπύλη παρουσιάζεται στο Σχ. 2.2 με διακεκομμένη, και η λόγω ανακύκλισης υποβαθμισμένη περιβάλλουσα με συνεχή.

Απουσία ρηγμάτωσης, δηλ. αν  $-\delta'_{cr} < \delta < \delta_{cr}$  σ' όλη την προηγούμενη ιστορία παραμόρφωσης, η φόρτιση και η αποφόρτιση λαμβάνει χώρα κατά μήκος της καμπύλης μονοτονικής φόρτισης με την αρχική δυσκαμψία  $K_0$  (αντιστ.  $K'_0$ ).

Μετά τη ρηγμάτωση, η αποφόρτιση από την καμπύλη-σκελετό είναι αρχικά γραμμική, μέχρι μία τιμή της τέμνουσας ίση με ένα ποσοστό  $\beta$  της μή-μειωμένης οριακής αντοχής,  $F_{uo}$ . Η κλίση της αποφόρτισης ισούται με τη μειωμένη (λόγω ανακύκλισης) αρχική δυσκαμψία,  $K = F_{cr}/\delta_{cr}$  (αντιστ.  $K' = F'_{cr}/\delta'_{cr}$ ) αν η αποφόρτιση γίνεται στο πρώτο (αντίστ. τρίτο) τεταρτημόριο του επιπέδου  $F$ - $\delta$ , η οποία υπολογίζεται με τιμές των  $F_{cr}$  και  $F'_{cr}$  που έχουν μειωθεί λόγω ανακύκλισης κατά τις εξ. (2.1), (2.2).

Ο κλάδος της αποφόρτισης κάτω από το επίπεδο  $\beta F_{uo}$  της τέμνουσας και της συνέχισής της σε πρώτη φόρτιση ή επαναφόρτιση στην αντίθετη κατεύθυνση κάτω από τον οριζόντιο άξονα των μετακινήσεων  $\delta$ , χαρακτηρίζεται από μικρότερη δυσκαμψία σε σύγκριση με το αρχικό στάδιο αποφόρτισης. Η μείωση αυτή της δυσκαμψίας αντιστοιχεί σε απώλεια επαφής ανάμεσα στις όχθες μερικών από τις ρωγμές, ή μεταξύ τμήματος της διεπιφάνειας τοιχοπλήρωσης - περιβάλλοντος πλαισίου, και σε άνοιγμα ρωγμών στη νέα κατεύθυνση της φόρτισης προτού κλείσουν πλήρως αυτές της προηγούμενης.

Στο προσομοίωμα (Σχ. 2.1, 2.2) ο ανωτέρω κλάδος μειωμένης δυσκαμψίας κατευθύνεται προς ένα σημείο  $D'$  (αντίστ.  $D$ ) με τεταγμένη  $-\beta F'_{uo}$  (αντιστ.  $\beta F_{uo}$ ), το οποίο βρίσκεται σε οριζόντια απόσταση  $c(\delta_k - \delta'_{cr})$  (αντιστ.  $c(\delta_i - \delta_{cr})$ ) από το σημείο  $C'$  (αντιστ.  $C$ ) όπου η ανωτέρω τεταγμένη τέμνει τον αρχικό ελαστικό κλάδο φόρτισης.  $\delta_k - \delta'_{cr}$  (αντιστ.  $\delta_i - \delta_{cr}$ ) είναι η μέγιστη πέραν της ρηγμάτωσης προγενέστερη παραμόρφωση στην τρέχουσα κατεύθυνση αποφόρτισης, και  $c$  συντελεστής με τιμή μεταξύ 0 και 1. Για  $c=0$  το προτεινόμενο προσομοίωμα δίνει τον αντίστοιχο κανόνα του προσομοιώματος Τάσιου (1984) και για  $c>0$  αντιστοιχεί σε εντονότερη στένωση των βρόχων υστέρησης από το τελευταίο. Εάν η προγενέστερη ιστορία παραμόρφωσης περιλαμβάνει μέγιστη παραμόρφωση πέραν της ρηγμάτωσης μέχρι το σημείο  $(F_k, \delta_k)$  (αντιστ.  $(F_i, \delta_i)$ ) επί της μειωμένης, λόγω ανακύκλισης, περιβάλλουσας πέραν του  $A'$  (αντίστ.  $A$ ), τότε ο κλάδος επαναφόρτισης πέραν του σημείου  $D'$  (αντίστ.  $D$ ) κατευθύνεται ευθύγραμμα προς ένα σημείο που βρίσκεται πάνω στον κλάδο

## 2.4

αποφόρτισης από το σημείο  $(F_k, \delta_k)$  (αντίστ.  $(F_i, \delta_i)$ ), αλλά σε τεταγμένη  $(1-a)F_k$  (αντίστ.  $(1-a)F_i$ ). Ο ευθύγραμμος κλάδος επαναφόρτισης συνεχίζεται πέραν από το σημείο αυτό μέχρι την υποβαθμισμένη λόγω ανακύκλισης περιβάλλουσα  $OA'U'R'$  (αντίστ.  $OAUR$ ). Η αύξηση της δυσκαμψίας επαναφόρτισης μετά τα σημεία  $D'$  ή  $D$  οφείλεται σε πλήρες κλείσιμο ρωγμών και διεπιφάνειας, που ήταν ανοιχτές όταν η τοιχοπλήρωση ήταν παραμορφωμένη στην αντίθετη κατεύθυνση, και σε σταθεροποίηση της θέσης ρηγμάτωσης και απώλειας επαφής στη διεπιφάνεια στη νέα κατεύθυνση παραμόρφωσης.

Αν η επαναφόρτιση ξεκινήσει με αναστροφή της φοράς αύξησης της σχετικής μετακίνησης  $\delta$  κατά τη διάρκεια του αρχικού, πιο δύσκαμπτου τμήματος του κλάδου αποφόρτισης, τότε ο κλάδος επαναφόρτισης ακολουθεί αυτόν της αποφόρτισης μέχρι την αρχή του. Από εκεί και πέρα ακολουθείται η συνέχεια του κλάδου πρώτης φόρτισης ή επαναφόρτισης, από τον οποίο είχε ξεκινήσει ο κλάδος αποφόρτισης.

Αν η επαναφόρτιση αρχίζει από τον μειωμένης δυσκαμψίας, δεύτερο κλάδο ενός κλάδου αποφόρτισης (ή από τη συνέχισή του σαν πρώτο τμήμα κλάδου επαναφόρτισης), τότε προκύπτει ένας ενδιάμεσος κλάδος επαναφόρτισης, ο οποίος κατευθύνεται στο ίδιο σημείο όπως ένας οποιοσδήποτε κλάδος επαναφόρτισης στην ίδια κατεύθυνση, δηλ. σ' ένα σημείο κατά μήκος του κλάδου αποφόρτισης οποίος αρχίζει από το σημείο της μέγιστης προγενέστερης μετακίνησης στην τρέχουσα κατεύθυνση επαναφόρτισης,  $(F_k, \delta_k)$  ή  $(F_i, \delta_i)$ , αλλά σε τεταγμένη  $(1-a)F_k$  ή  $(1-a)F_i$  αντίστοιχα. Τέλος, αν η αναστροφή της φοράς μεταβολής της σχετικής μετακίνησης συμβεί σ' ένα σημείο του πιο δύσκαμπτου, δεύτερου τμήματος ενός κλάδου επαναφόρτισης, προκύπτει ένας ενδιάμεσος κλάδος αποφόρτισης με κλίση ίση με την μειωμένη, λόγω ανακύκλισης, τιμή της αρχικής δυσκαμψίας,  $K = F_{cr}/\delta_{cr}$  ή  $K' = F'_{cr}/\delta'_{cr}$ . Ο κλάδος αυτός συνεχίζεται μέχρι την οριζόντια ευθεία με τεταγμένη  $\beta F_{uo}$  ή  $-\beta F'_{uo}$ , και κατόπιν ακολουθεί τη συνήθη μορφή κλάδου αποφόρτισης μειωμένης δυσκαμψίας.

Με την εξαίρεση των ανωτέρω λεπτομερειών της υστερητικής συμπεριφοράς σε κύκλους αποφόρτισης και επαναφόρτισης, το προσομοίωμα διαφέρει από αυτό του Τάσιου (1984) μόνον ως προς τα εξής τρία σημεία: α) Ως προς το ότι περιλαμβάνει την πειραματικά διαπιστωμένη βαθμιαία μείωση της περιβάλλουσας καμπύλης κατά τις εξ. (2.1), (2.2). β) Ως προς το ότι η μείωση της μέγιστης δύναμης σε συνεχείς κύκλους σταθερού εύρους παραμόρφωσης λαμβάνεται σταθερή και ίση με ένα ποσοστό  $a$  της μέγιστης δύναμης του αμέσως προηγούμενου κύκλου, αντί μία φθίνουσα συνάρτηση του αριθμού κύκλων σταθερού εύρους, όπως προτείνεται από τον Τάσιο (1984). γ) Ως προς το ότι οι σχήματος ανεστραμμένου  $S$  βρόχοι υστέρησης είναι στενότεροι, καθώς το δεύτερο τμήμα ενός



κλάδου αποφόρτισης και το αρχικό του κλάδου επαναφόρτισης, κατευθύνονται προς ένα σημείο πέραν από τον αρχικό ελαστικό κλάδο σε μονοτονική φόρτιση.

## 2.2 Παράμετροι του προσομοιώματος

Για συμμετρική συμπεριφορά στις δύο κατευθύνσεις της έντασης, οι παράμετροι του προσομοιώματος είναι οι εξής δέκα:

- 1) Η τέμνουσα δύναμη,  $F_{cr}$ , στη ρηγμάτωση σε μονοτονική φόρτιση.
- 2) Η οριακή τιμή,  $F_{uo}$ , της τέμνουσας σε μονοτονική φόρτιση.
- 3) Η αρχική τιμή της δυσκαμψίας πριν τη ρηγμάτωση,  $K_o = F_{cr}/\delta_{cr}$ .
- 4) Η τέμνουσα δυσκαμψία στην οριακή αντοχή σε μονοτονική φόρτιση,  $K_u = F_{uo}/\delta_u$ , ή, ισοδύναμα, η εφαπτομενική δυσκαμψία από τη ρηγμάτωση μέχρι την οριακή αντοχή σε μονοτονική φόρτιση, σαν ποσοστό  $p$  της αρχικής δυσκαμψίας μέχρι τη ρηγμάτωση,  $K_o$ . Η παράμετρος  $p$  είναι ο λόγος κράτυνσης μετά τη ρηγμάτωση.
- 5) Η εφαπτομενική δυσκαμψία του φθιτού κλάδου μετά την οριακή αντοχή σε μονοτονική φόρτιση, σαν ποσοστό,  $-p_1$ , της αρχικής δυσκαμψίας πριν τη ρηγμάτωση,  $K_o$ .
- 6) Η τελική απομένουσα αντοχή σε μονοτονική φόρτιση.
- 7) Οι παράμετροι  $\alpha$  και  $\alpha'$ , οι οποίες εκφράζουν τη σταδιακή υποβάθμιση της περιβάλλουσας καμπύλης με την ανακύκλιση των παραμορφώσεων, κατά τις εξ. (2.1), (2.2).
- 8) Η παράμετρος  $c$ , η οποία καθορίζει τη μετάθεση στο σημείο μετάβασης μεταξύ του αρχικού λιγότερο δύσκαμπτου τμήματος του κλάδου επαναφόρτισης και του επόμενου, πιο δύσκαμπτου, σαν κλάσμα της μέγιστης προγενέστερης πέραν της ρηγμάτωσης μετακίνησης,  $\delta_i - \delta_{cr}$ , στην τρέχουσα κατεύθυνση φόρτισης (Σχ. 2.2).
- 9) Η παράμετρος  $a$ , η οποία εκφράζει την από κύκλο σε κύκλο ποσοστιαία πτώση της μέγιστης δύναμης σε επαναλαμβανόμενους πλήρεις (ημι)κύκλους αποφόρτισης-επαναφόρτισης, μέχρι τουλάχιστον τη μέγιστη προγενέστερη τιμή μετακίνησης στην τρέχουσα κατεύθυνση της φόρτισης.
- 10) Η παράμετρος  $\beta$ , η οποία καθορίζει τη δύναμη στο σημείο μετάβασης μεταξύ του αρχικού, λιγότερο δύσκαμπτου, σταδίου αποφόρτισης και του επόμενου, πιο δύσκαμπτου, σαν κλάσμα της οριακής αντοχής σε μονοτονική φόρτιση,  $F_{uo}$ .

Όλες οι παράμετροι, πλην των  $\alpha$  και  $\alpha'$ , ενδέχεται να έχουν διαφορετική τιμή για τις δύο κατευθύνσεις φόρτισης, εάν η γεωμετρία της τοιχοπλήρωσης δεν είναι συμμετρική.

δείκτη πλαστιμότητας και τα κάτω στον 2ο. Το Σχ. 2.5 παρουσιάζει επίσης τα πειραματικά αποτελέσματα για το  $\zeta$  των Zarnic and Tomazevic (1985) για τους 1ους τρεις κύκλους στην υπόψη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας. Τα αποτελέσματα των Zarnic and Tomazevic (1985) οδηγούν σε μικρότερες τιμές  $\zeta$  από αυτά του Στυλιανίδη και σε εντονότερη εξάρτηση από την τιμή της μετακίνησης. Το προτεινόμενο προσομοίωμα δίνει πλησιέστερα αποτελέσματα προς αυτά των Zarnic and Tomazevic για  $c=0$ , και πλησιέστερα προς αυτά του Στυλιανίδη (1985) για  $c=0$ .

Το Σχ. 2.3 δείχνει ότι:

- α) Όταν η τιμή της παραμέτρου  $a$  μεταβάλλεται από 0 σε 0.15, η απόσβεση μειώνεται κατά το εν δέκατο.
- β) Η πλέον σημαντική για την απόσβεση παράμετρος είναι το  $c$ . Η απόσβεση μειώνεται πολύ και μή-γραμμικά με το  $c$ . Αν  $c>0$ , οι καμπύλες της μεταβολής του  $\zeta$  με το  $\mu$  οριζοντιώνονται σε σχετικά μικρές τιμές του  $\mu$ . Επιπλέον, η απόσβεση έχει μικρή ευαισθησία στις τιμές των άλλων παραμέτρων, δηλ. των  $p$ ,  $p_1$ ,  $\beta$  και  $\mu_u = \delta_u / \delta_{cr}$ .
- γ) Η απόσβεση αυξάνεται με το  $\beta$ , αλλά ελάχιστα, εκτός της περίπτωσης που το  $c$  είναι περίπου 0 και ο λόγος  $\mu_u = \delta_u / \delta_{cr}$  πολύ χαμηλός (περίπου 2.0).
- δ) Η απόσβεση αυξάνεται με μείωση του λόγου κράτυνσης  $p$  και του αντίστοιχου λόγου  $p_1$  για τον φθίνουνται κλάδο, δηλ., όσο η μονοτονική καμπύλη γίνεται πιο ελαστοπλαστική. Αν το  $c$  είναι περίπου 0, η τιμή του λόγου  $p_1$  είναι σημαντική για την απόσβεση μόνο για πολύ χαμηλές τιμές του  $\mu_u$  (γύρω στο 2.0), ενώ η τιμή του λόγου κράτυνσης  $p$  σχεδόν δεν παίζει ρόλο. Αντίθετα, για  $c>0$  η τιμή του  $p$  είναι περισσότερο σημαντική για την απόσβεση από αυτήν του  $p_1$ .

## 2.4 Βαθμονόμηση των παραμέτρων του προσομοιώματος βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων

### 2.4.1 Παράμετροι της καμπύλης μονοτονικής φόρτισης

Οι βασικές προς προσδιορισμό παράμετροι της μονοτονικής καμπύλης είναι αυτές που καθορίζουν τη θέση των δύο πρώτων της γωνιών: των σημείων ρηγμάτωσης και οριακής αντοχής. Οι παράμετροι αυτές είναι τέσσερις: Η τέμνουσα στη ρηγμάτωση,  $F_{cro}$ , και την οριακή αντοχή,  $F_{uo}$ , η αρχική δυσκαμψία μέχρι τη ρηγμάτωση,  $K_0$  και η τέμνουσα δυσκαμψία στην κορυφή,  $K_u$ . Ο λόγος  $p_1$  μεταξύ της αρνητικής δυσκαμψίας του φθιτού κλάδου και της  $K_0$ , και η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δυσχερέστερο να προσδιορισθούν με βάση

τα διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία. Όμως η ακριβής γνώση των τιμών τους είναι μάλλον λιγότερο σημαντική για τις εφαρμογές από αυτήν των άλλων τεσσάρων παραμέτρων.

Οι τιμές των τεσσάρων κυριότερων παραμέτρων μπορούν θεωρητικά να προσδιορισθούν με προσαρμογή μίας τετραγραμμικής καμπύλης στα αποτελέσματα  $F-\delta$  της μή-γραμμικής ανάλυσης της απόκρισης ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου σε μονοτονικά αυξανόμενες μετακινήσεις, με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων. Αυτό μπορεί κατ' αρχήν να γίνει υπό την προϋπόθεση ότι: α) το μή-γραμμικό προσομοίωμα τύπου Πεπερασμένων Στοιχείων αντικατοπτρίζει ρεαλιστικά τη μή-γραμμική συμπεριφορά των στοιχείων τοιχοπλήρωσης και της αλληλεπίδρασής της με το περιβάλλον πλαίσιο, β) είναι γνωστές οι τιμές όλων των παραμέτρων του προσομοιώματος Πεπερασμένων Στοιχείων, και γ) είμεθα σε θέση να υπολογίσουμε, επί τη βάση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με Πεπερασμένα Στοιχεία, τη συνολική τέμνουσα  $F$  και τη σχετική οριζόντια μεταθέση του φατνώματος της τοιχοπλήρωσης. Οι πρώτες δύο προϋποθέσεις είναι πρακτικά ανέφικτες. Επομένως αυτός ο τρόπος προσέγγισης δεν είναι ρεαλιστικός και χρειάζεται να αναζητηθούν εναλλακτικοί τρόποι.

Για ορθογωνικά φατνώματα χωρίς ανοίγματα, μία πρακτική εναλλακτική λύση είναι η βαθμονόμηση απλών και ενδεχόμενα (ημι-)εμπειρικών σχέσεων στα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα. Το σοβαρότερο εμπόδιο σ' αυτήν την προσέγγιση είναι η απουσία επαρκών πληροφοριών για τις κυριότερες ιδιότητες των υλικών της τοιχοπλήρωσης, και ειδικότερα για τις ιδιότητες αντοχής και δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης σε θλίψη κατά τη διαγώνιο του φατνώματος. Ελάχιστες από τις πλήρεις σειρές πειραματικών αποτελεσμάτων της βιβλιογραφίας, περιλαμβάνουν επίσης τις ανωτέρω πληροφορίες για το υλικό της τοιχοπλήρωσης. Η μόνη γνωστή στους συγγραφείς του παρόντος περίπτωση στην οποία ήταν διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία για την αντοχή και τη δυσκαμψία τοιχίσκων κατά  $45^\circ$  ως προς τους αρμούς, ήταν αυτή του Στυλιανίδη (1985) και της Pires (1990). Ετσι λοιπόν αυτές οι δύο περιπτώσεις αποτελούν εδώ τη βάση για την ανάπτυξη απλών μεθοδολογιών προσδιορισμού των τεσσάρων κυρίων παραμέτρων της τοιχοπλήρωσης.

Εξετάσθηκαν πολλοί από τους διαθέσιμους στη βιβλιογραφία τρόπους υπολογισμού των παραμέτρων που μας ενδιαφέρουν, και συγκρίθηκαν οι προβλέψεις τους με τα πειραματικά αποτελέσματα των Στυλιανίδη (1985) και της Pires (1990).

Για λόγους συντομίας δίνονται παρακάτω τα αποτελέσματα της σύγκρισης με τους τρόπους που δίνουν προβλέψεις παρόμοιας τάξης μεγέθους με τα πειραματικά αποτελέσματα, παραλείπονται δε αυτά των πλήρως ανεπιτυχών συγκρίσεων:



**A Για τις παραμέτρους δυσκαμψίας:**

1. Η παραλλαγή Mainstone (1971) της μεθόδου του ισοδυνάμου θλιπτήρα. Όπως περιγράφεται από τους Klingner and Bertero (1976), κατά τη μέθοδο αυτή η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται με μία ισοδύναμη διαγώνιο τοίχου, με πλάτος:

$$W_{ef} = 0.175 (\lambda_h H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (2.5)$$

όπου  $H$  και  $L$  είναι το ύψος και το άνοιγμα του φατνώματος του πλαισίου και η παράμετρος  $\lambda_h$  (διαστάσεις αντίστροφου μήκους) ισούται με:

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_c I_c H_i}} \quad (2.6)$$

Στην εξ. (2.6)  $E_w$  είναι το Μέτρο Ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης,  $E_c$  το Μέτρο Ελαστικότητας του υλικού των υποστυλωμάτων του πλαισίου (του σκυροδέματος εν προκειμένω),  $t_w$  το πάχος του τοίχου,  $I_c$  η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος του πλαισίου,  $\theta = \arctan (H/L)$  είναι η κλίση της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο και  $H_i$  το καθαρό ύψος της τοιχοπλήρωσης.

Η πλευρική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης ισούται με:

$$K_i = \frac{E_w W_{ef} t_w}{\sqrt{L^2 + H^2}} \cos^2 \theta \quad (2.7)$$

- 2) Η πιο πρόσφατη παραλλαγή της μεθόδου του ισοδυνάμου θλιπτήρα κατά τους Dawe and Seah (1989):

Η παραλλαγή αυτή βασίζεται άμεσα στην αρχική μορφή της μεθόδου κατά Stafford Smith. Κατ' αρχήν, το πλάτος του θλιπτήρα υπολογίζεται ως:

$$W_{ef} = a_c \cos \theta + a_b \sin \theta \quad (2.8)$$

όπου  $a_c$  και  $a_b$  είναι τα ενεργά μήκη επαφής της τοιχοπλήρωσης με το υποστύλωμα ή τη δοκό, αντίστοιχα, και δίνονται από τις σχέσεις:

$$a_c = \frac{\pi}{1.5 \lambda_h} \quad (2.9)$$

$$a_b = \frac{\pi}{1.5 \lambda_t} \quad (2.10)$$

## 2.10

όπου οι παράμετροι αντίστροφου μήκους ορίζονται χωριστά για το υποστυλωμα και για τη δοκό, ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης ως προς αυτά:

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_w H_i \sin 2\theta}{4 E_c I_c t_w}} \quad (2.11)$$

$$\lambda_r = 4 \sqrt{\frac{E_w L_i \sin 2\theta}{4 E_b I_b t_w}} \quad (2.12)$$

Στις εξ. (2.11) και (2.12)  $H_i$  και  $L_i$  είναι το καθαρό ύψος και το μήκος τους φανώματος της τοιχοπλήρωσης,  $E_b$  το Μέτρο Ελαστικότητας του υλικού της δοκού (συνήθως ίσο με το  $E_c$ , δηλ. στην προκειμένη περίπτωση το Μέτρο Ελαστικότητας του σκυροδέματος) και  $I_b$  η ροπή αδράνειας της δοκού.

Και πάλι η αρχική δυσκαμψία του φανώματος της τοιχοπλήρωσης δίνεται από την εξ. (2.7).

- 3) Η πολύ πρόσφατη παραλλαγή της μεθόδου του ισοδυνάμου διαγώνιου θλιπτήρα κατά τους Durrani and Luo (1994), η οποία βασίζεται σε εμπειρική προσέγγιση αποτελεσμάτων Πεπερασμένων Στοιχείων:

Σύμφωνα μ' αυτήν, το πλάτος του ισοδυνάμου θλιπτήρα δίνεται από τη σχέση:

$$W_{ef} = \gamma \sqrt{L^2 + H^2} \sin 2\theta \quad (2.13)$$

όπου οι παράμετροι  $\gamma$  και  $m$  δίνονται από τις εξής εμπειρικές σχέσεις:

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left[ \frac{H^4 E_w t_w}{m E_c I_c H_i} \right]^{-0.1} \quad (2.14)$$

$$m = 6 \left[ 1 + 6 \frac{\left[ \frac{E_b I_b H}{E_c I_c L} \right]}{\pi} \right] \quad (2.15)$$

Και πάλι η πλευρική δυσκαμψία του φανώματος δίνεται από την εξ. (2.7).

- 4) Η ημι-εμπειρική μέθοδος των Wei et al (1980), η οποία βασίζεται στην ισοδύναμη ροπή αδράνειας του συστήματος πλαίσιο-τοιχοπλήρωση:  
Η μέθοδος αυτή δεν είναι του τύπου ισοδυνάμου θλιπτήρα. Αντίθετα καθορίζει την

πλευρική δυσκαμψία του συστήματος (μονορόφου-δίστηλου) πλαισίου και της τοιχοπλήρωσης από τη σχέση:

$$K_1 = [0.55 + 0.15 \left[ \frac{L_i}{H_i} - 1 \right]] \frac{E_w t_w L_i}{2.35 H_i \left[ \frac{1}{1-\gamma} + \frac{11 A_i H_i^2}{7 I_z} \right]} \quad (2.16)$$

όπου η ενεργός ροπή αδράνειας του συστήματος ως προς οριζόντιο άξονα δια του κέντρου της βάσης του φανώματος δίνεται από τη σχέση:

$$I_z = 0.52 \frac{E_c}{E_i} A_c \left[ \frac{L_i}{2} \right]^2 + \frac{t_w L_i^3}{12} \quad (2.17)$$

- 5) Η απλούστατη δυνατή προσέγγιση, η οποία συνίσταται στον υπολογισμό της πλευρικής δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης σαν  $G_w A / H_i$ , όπου  $A = L_i t_w$  η επιφάνεια της οριζόντιας διατομής του τοίχου και  $G_w$  το Μέτρο διάτμησης της τοιχοπλήρωσης, όπως αυτό καθορίζεται από δοκιμές τοιχίσκων σε διαγώνια θλίψη κατά το Πρότυπο ASTM E519-81.

#### **B. Για τις παραμέτρους αντοχής:**

- 1) Η πρόταση των Dawe και Seah (1989) για υπολογισμό της οριακής διατμητικής αντοχής της τοιχοπλήρωσης σαν την οριζόντια προβολή της οριακής θλιπτικής αντοχής του θλιπτήρα, όπως αυτή υπολογίζεται με πολλαπλασιασμό της διατομής  $W_{ef} t_w$  του θλιπτήρα επί τη διαγώνια θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τη δοκιμή ASTM E519-81.
- 2) Η απλή εναλλακτική λύση που προτείνεται εδώ, δηλ. α) ο υπολογισμός της αντοχής σε ρηγμάτωση της τοιχοπλήρωσης σαν  $\tau_{cr} A$ , όπου  $A = L_i t_w$  η οριζόντια διατομή της τοιχοπλήρωσης, και  $\tau_{cr}$  η διατμητική αντοχή κατά τη διαγώνιο, όπως αυτή καθορίζεται από δοκιμές διαγώνιας θλίψης σε τοιχίσκους κατά το Πρότυπο ASTM E519-81, και β) ο υπολογισμός της οριακής διατμητικής αντοχής σαν ένα πολλαπλάσιο (εν προκειμένω προτείνεται εδώ 1.3 φορές) της αντοχής σε ρηγμάτωση.

Το αποτέλεσμα των συγκρίσεων των προβλέψεων με τις πειραματικές μετρήσεις των Pires (1990) και Στυλιανίδη (1985) δίνεται στους Πίνακες 2.1 και 2.2. Οι πειραματικές τιμές της αντοχής και της δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης προκύπτουν με αφαίρεση της

τέμνουσας δύναμης και της δυσκαμψίας του γυμνού πλαισίου από τις αντίστοιχες τιμές του συστήματος πλαίσιο-τοιχος στη στάθμη παραμορφώσεων που μας ενδιαφέρει (δηλ. σ' αυτήν στην οποία συμβαίνει η ρηγμάτωση ή η οριακή αντοχή του τοίχου). Για κάθε πείραμα δίνονται δύο τιμές στους Πίνακες. Για την αντοχή, η πρώτη τιμή αναφέρεται στη ρηγμάτωση και η δεύτερη στην οριακή αντοχή, ενώ για τη δυσκαμψία, η πρώτη τιμή είναι η αρχική δυσκαμψία πριν τη ρηγμάτωση και η δεύτερη είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στην οριακή αντοχή. Για τις αναλυτικές προβλέψεις χρησιμοποιήθηκε η τιμή του Μέτρου Ελαστικότητας του τοίχου στην αδύνατη διεύθυνση (παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς). Προκειμένου περί διάτρητων πλινθών με οριζόντιες τρύπες, όπως αυτοί των πειραμάτων του Στυλιανίδη (1985) και της Pires (1990), η χρήση του Μέτρου Ελαστικότητας της τοιχοποιίας στη διαγώνια διεύθυνση (η τιμή του οποίου, όμως, δεν δίνεται στις ανωτέρω εργασίες) μπορεί να οδηγήσει σε κατά 50% περίπου υψηλότερη δυσκαμψία.

Από τις συγκρίσεις προκύπτουν τα εξής:

- 1) Οι καλλίτερες κατά μέσο όρο προβλέψεις της αρχικής δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης δίνονται από το  $G_w A / H_i$ , όπου  $A = L_i t_w$  και  $H_i$  είναι η επιφάνεια της οριζόντιας διατομής του τοίχου και το καθαρό ύψος του φανώματος της τοιχοπλήρωσης, και  $G_w$  το Μέτρο Διάτμησης της τοιχοποιίας κατά τη δοκιμή ASTM 519-81 τοιχίσκων σε διαγώνια θλίψη. Η παραλλαγή κατά Dawe and Smith (1989) της μεθόδου του ισοδυνάμου διαγωνίου θλιπτήρα δίνει μικρότερες τιμές της αρχικής δυσκαμψίας, αλλά πάντως με τη σωστή τάξη μεγέθους. Δεν φαίνεται, όμως, εύλογο να χρησιμοποιεί κανείς τη μέθοδο ισοδυνάμου διαγωνίου θλιπτήρα για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας πριν τη ρηγμάτωση.
- 2) Η σχέση Mainstone (1971) για τον υπολογισμό του πλάτους του ισοδυνάμου θλιπτήρα, σε συνδυασμό με την εξ. (2.7), δίνουν, εφόσον χρησιμοποιηθεί σ' αυτές η τιμή του Μέτρου Ελαστικότητας στην οριζόντια (αδύνατη) διεύθυνση, την καλλίτερη πρόβλεψη τέμνουσας δυσκαμψίας στην οριακή αντοχή. Επιπλέον, αν χρησιμοποιηθεί, στις σχέσεις αυτές σαν  $E_w$  η πειραματική τιμή του Μέτρου Ελαστικότητας της τοιχοποιίας κατά τη διαγώνιο, τότε η συμφωνία βελτιώνεται ακόμη περισσότερο.
- 3) Η αντοχή της τοιχοποιίας σε ρηγμάτωση υπολογίζεται κατά καλή προσέγγιση σαν  $\tau_{cr} A$ , όπου  $A = L_i t_w$  η επιφάνεια οριζόντιας διατομής του τοίχου και  $\tau_{cr}$  η διατμητική αντοχή της, κατά τη δοκιμή ASTM E519-81 τοιχίσκων σε διαγώνια θλίψη.
- 4) Η αντοχή της τοιχοποιίας σε ρηγμάτωση υπολογίζεται κατά καλή προσέγγιση σαν  $1.3\tau_{cr} A$  κατά τα ανωτέρω.



#### 2.4.2 Παράμετροι της Υστερητικής συμπεριφοράς

Μερικές από τις παραμέτρους της υστέρησης, και ιδίως τα  $\alpha, \alpha'$  και  $a$ , αφορούν το βαθμό υποβάθμισης της συμπεριφοράς με την ανακύκλιση. Αν ληφθεί σαν βάση το συμπέρασμα των πειραμάτων των Angel et al (1994) σε τοιχοπληρώσεις από οπτοπλινθοδομή, ότι δηλ. η απόκριση στη μία φορά της φόρτισης δεν επηρεάζεται από την προγενέστερη ανακύκλιση κατά την άλλη φορά, τότε η τιμή του  $\alpha'$  πρέπει να ληφθεί ίση με μηδέν. Αντίθετα, αν δοθεί βάση στο συμπέρασμα των πειραμάτων των Klingner and Bertero (1976) σε τοιχοπληρώσεις από ισχυρά τοιχοσώματα σκυροδέματος, καθώς και σε ανάλογα αποτελέσματα πολλών άλλων ερευνητών, ότι δηλαδή η ανακύκλιση της έντασης επηρεάζει δυσμενώς τη συμπεριφορά εξίσου και στις δύο φορές της φόρτισης, τότε τα  $a$  και  $\alpha'$  πρέπει να ληφθούν ίσα. Πάντως τα πειραματικά αποτελέσματα των Zarnic and Tomazevic (1985) και των Valiasis and Stylianidis (1989) στα Σχ. 2.6 και 2.7, αντίστοιχα, υποδηλούν τιμές των παραμέτρων  $a$  και  $\alpha + \alpha'$  ίσες με 0.15 και 0.05 αντίστοιχα.

Δεδομένου ότι το προσομοίωμα έχει τη δυνατότητα να αναπαράγει τα κύρια ποιοτικά χαρακτηριστικά της απόκρισης σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, το βασικό κριτήριο για την επιλογή των παραμέτρων της υστέρησης είναι το μέγεθος της απόσβεσης. Η μελέτη των πειραματικών αποτελεσμάτων του Σχ. 2.4 και 2.5 για τη διαφορά απόκρισης μεταξύ πρώτου και δευτέρου ή τρίτου κύκλου, σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων για την απόσβεση (δηλ. για τη διαφορά στο μέγεθος της απόσβεσης για  $a=0$  και για  $a=0.15$ ), οδηγούν σε επιλογή του  $a$  γύρω στο 0.15, ή και ακόμη μεγαλύτερο. Μεγαλύτερη τιμή του  $a$  θα έδινε καλλίτερη συμφωνία από την πλευρά της απόσβεσης, αλλά θα οδηγούσε σε υπερβολικά μεγάλη απομείωση της απόκρισης με την ανακύκλιση στους μετά τον 1ο κύκλους σταθερού εύρους παραμόρφωσης. Με αυτήν την τιμή του  $a$ , η επιλογή  $c=0$  δίνει απόσβεση πλησιέστερη σ' αυτήν των πειραμάτων του Στυλιανίδη (1985), ενώ το  $c=0.2$  δίνει απόσβεση πλησιέστερη σ' αυτήν των πειραμάτων Zarnic and Tomazevic (1985). Για όλες τις ανωτέρω επιλογές, τιμές των  $\beta$  και  $\rho_1$  μεταξύ 0.05 και 0.10 δίνουν αποδεκτή συμφωνία με την πειραματική συμπεριφορά και το μέγεθος της απόσβεσης.

#### 2.5 Λογισμητοποίηση του Προσομοιώματος

Στα πλαίσια του παρόντος προγράμματος το προτεινόμενο προσομοίωμα τύπου ισοδυναμίου διαγώνιου θλιπτήρα λογισμητοποιήθηκε και ενσωματώθηκε στη βιβλιοθήκη Πεπερασμένων Στοιχείων του γενικού προγράμματος μή-γραμμικής στατικής και δυναμικής

ανάλυσης ANSR-I. Το πρόγραμμα αυτό αναπτύχθηκε αρχικά στο U.C. Berkeley από τους Mondkar and Powell (1975). Εκτεταμένες μετατροπές και προσθήκες στο αρχικό πρόγραμμα έγιναν τα τελευταία 10 χρόνια στο Πανεπιστήμιο Πατρών. Το λογισμητοποιημένο προσομοίωμα περιλαμβάνει 2 διαγώνια στοιχεία αξονικής έντασης ανά φάτνωμα, τα οποία ενεργοποιούνται μόνον ως θλιπτήρες (Σχ. 2.8). Η σχέση δύναμης-σχετικής μετάθεσης άκρων του κάθε στοιχείου κατά την αξονική του διεύθυνση προκύπτει από την αντίστοιχη σχέση τέμνουσας-σχετικής μετάθεσης ορόφου του φανώματος, με πολλαπλασιασμό των τετμημένων (δηλ. της σχετ. μετάθεσης) με  $\cos\theta$  και με διαίρεση των τεταγμένων (τέμνουσας ορόφου) πάλι με  $\cos\theta$ , όπου  $\theta$  είναι η γωνία μεταξύ της οριζόντιας και της διαγωνίου του φανώματος. Χάριν απλότητας αγνοείται η σύζευξη της συμπεριφοράς των δυο διαγωνίων του ίδιου φανώματος. Αυτό σημαίνει, π.χ., ότι η παράμετρος  $\alpha'$  για την απομείωση λόγω ανακύκλισης λαμβάνεται ίση με μηδέν.

Για λόγους πληρότητας, λογισμητοποιήθηκε και ενσωματώθηκε επίσης στο πρόγραμμα και το προσομοίωμα No.3 των Klingner and Bertero (1976). Το προσομοίωμα αυτό περιγράφεται λεπτομερώς στην ανωτέρω αναφορά. Η καμπύλη-σκελετός για μονοτονική φόρτιση αποτελείται από ένα μόνο ανερχόμενο κλάδο, γραμμικό-ελαστικό μέχρι και την οριακή αντοχή, χωρίς διάκριση της επιρροής του συμβάντος της ρηγμάτωσης πριν την οριακή αντοχή. Ο κλάδος αυτός ακολουθείται από έναν φθιτό κλάδο, ο οποίος φθίνει εκθετικά με το μέγεθος της γωνιακής παραμόρφωσης του φανώματος. Το προσομοίωμα δεν περιλαμβάνει τη βαθμιαία απομείωση της αντοχής με την ανακύκλιση. Η αποφόρτιση είναι γραμμική-ελαστική, με κλίση αυτήν του ανερχόμενου ελαστικού κλάδου, μέχρι μία μη-μηδενική εφελκυστική αντοχή στην αντίθετη κατεύθυνση. Μετά την εξάντληση της εφελκυστικής αντοχής η επαναφόρτιση κατά την αντίθετη κατεύθυνση είναι πλήρως πλαστική, χωρίς μείωση της δύναμης λόγω της ρηγμάτωσης, και συνεχίζεται απεριόριστα μέχρι να αναστραφεί η φορά μεταβολής της παραμόρφωσης και αρχίσει η αποφόρτιση-επαναφόρτιση. Η αποφόρτιση είναι γραμμική, με την δυσκαμψία του ανερχόμενου κλάδου της μονοτονικής καμπύλης, μέχρι τον οριζόντιο άξονα, τον οποίο ακολουθεί στη συνέχεια μέχρι την αρχή των συντεταγμένων, όπου θεωρείται ότι κλείνουν οι ρωγμές. Η επαναφόρτιση είναι γραμμική, από την αρχή των αξόνων προς εκείνο το σημείο του φθιτού κλάδου που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική προηγούμενη παραμόρφωση σε οποιαδήποτε από τις δύο φορές της φόρτισης, και όχι μόνο στη διεύθυνση της επαναφόρτισης, όπως στο παρόν προσομοίωμα.

## 2.6 Σύγκριση των προβλέψεων των προσομοιώματων

Οι προβλέψεις του παρόντος προσομοιώματος και αυτές του "προσομοιώματος No.3" των Klingner and Bertero (1976), συγκρίνονται εδώ για ένα μονόροφο-δίστηλο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο που υποβάλλεται σε δύο διαφορετικές ιστορίες οριζόντιας μετάθεσης στην κορυφή. Όπως φαίνεται στο Σχ. 2.9 και 2.10, η πρώτη ιστορία επιβεβλημένων παραμορφώσεων αποτελείται από κύκλους αυξανόμενου εύρους, ενώ η δεύτερη περιλαμβάνει μόνο κύκλους μειούμενου εύρους. Το Σχ. 2.11 παρουσιάζει την απόκριση του γυμνού πλαισίου, με προσομοίωμα Takeda για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.

Στις κοινές παραμέτρους των 2 προσομοιωμάτων δίνονται οι ίδιες τιμές. Η κορυφή της μονοτονικής καμπύλης κατά Klingner and Bertero επιλέγεται μεταξύ των σημείων ρηγμάτωσης και οριακής αντοχής του παρόντος προσομοιώματος, αλλά πλησιέστερα στο πρώτο, έτσι ώστε οι ελαστική δυσκαμψία σε πρώτη φόρτιση και σε επαναφόρτιση να έχει παρόμοια τιμή και στα δύο προσομοιώματα. Στο παρόν προσομοίωμα οι τιμές των παραμέτρων  $p$  και  $p_1$  επιλέγονται ίσες με 0.3 και 0.1, η παράμετρος  $a$  λαμβάνεται ίση με 0.15, το  $\beta$  με 0.1 και τα  $\alpha$  και  $\alpha'$  με 0.05 και 0. Επίσης το παρόν προσομοίωμα χρησιμοποιείται με δύο ακραίες τιμές του  $c$ , 0 και 0.40.

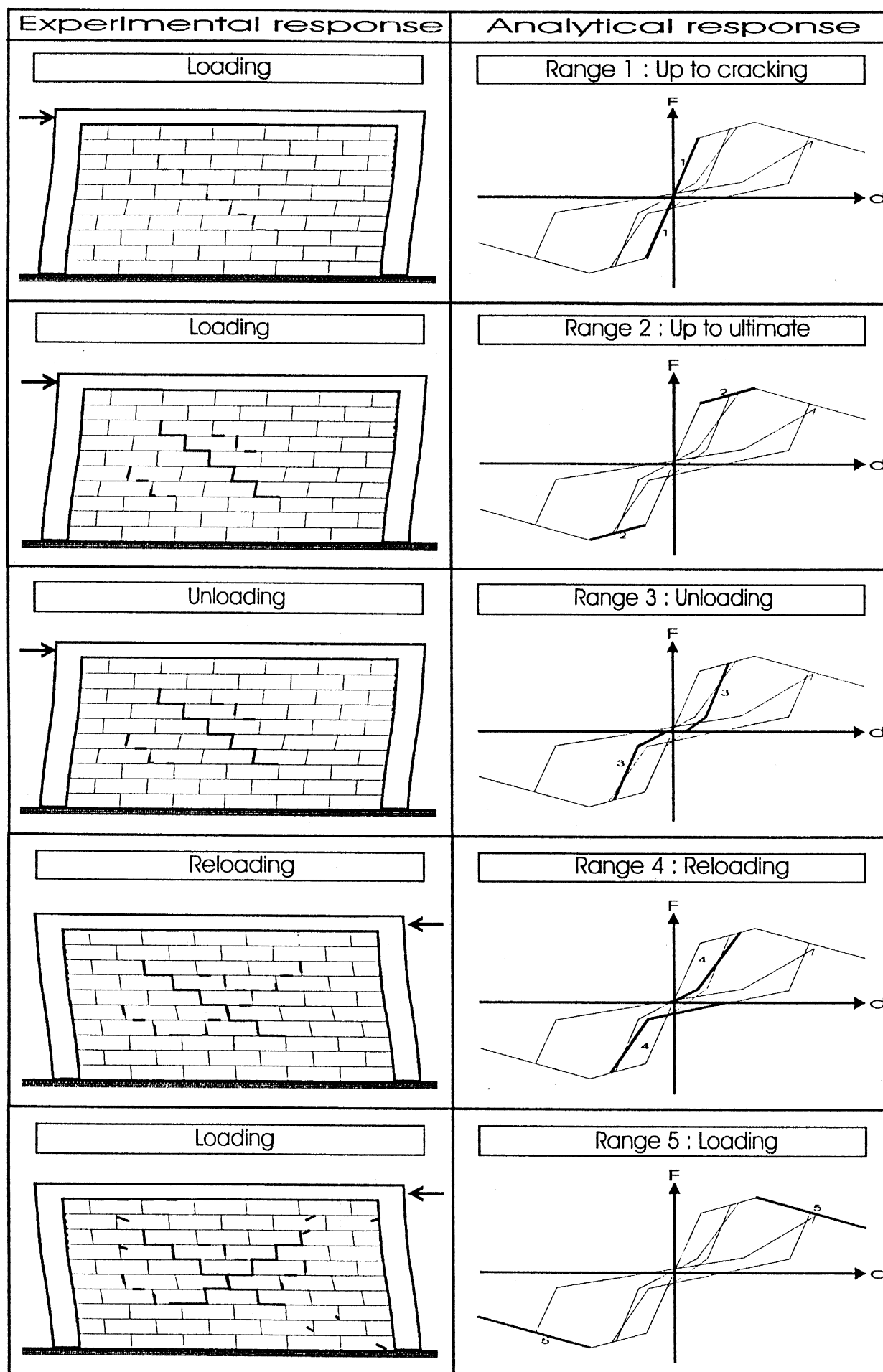
Τα Σχ. 2.12 - 2.17 παρουσιάζουν τους βρόχους συνολικής δύναμης-μετατόπισης του τοιχοπληρωμένου πλαισίου και της τοιχοπλήρωσης χωριστά, καθώς και τους βρόχους των επιμέρους διαγωνίων στοιχείων. Η διαφορά της απόκρισης για  $c=0$  και  $c=0.4$  έγκειται μόνον στη στένωση των βρόχων υστέρησης. Επιπλέον, η διαφορά μεταξύ των προβλέψεων του προσομοιώματος Klingner and Bertero και αυτών του παρόντος προσομοιώματος, στις δύο παραλλαγές του, είναι μικρότερη από την αναμενόμενη, ιδίως όταν η σύγκριση γίνεται με την περίπτωση  $c=0$ . Η ασυμμετρία των βρόχων κατά Klingner στις δύο φορές της φόρτισης στο παράδειγμα No.1 φαίνεται, εκ πρώτης όψεως, περίεργη. Παρόλα αυτά η απουσία μείωσης της δυσκαμψίας κατά την αποφόρτιση στη μία διεύθυνση, φαίνεται να αντισταθμίζει την υπεροβλική μείωση δυσκαμψίας στην άλλη διεύθυνση. Στο παράδειγμα No.2, η βασική διαφορά μεταξύ προβλέψεων του προσομοιώματος Klingner και του παρόντος έγκειται στη διγαμμικότητα του ανερχόμενου κλάδου της καμπύλης μονοτονικής φόρτισης.

Πινάκας 2.1 Σύγκριση προβλέψεων προσομοιωμάτων με πειραματικά αποτελέσματα για την αρχική και την τέννουσα στην κορυφή δυσκαμψία τοιχοπληρώσεων.

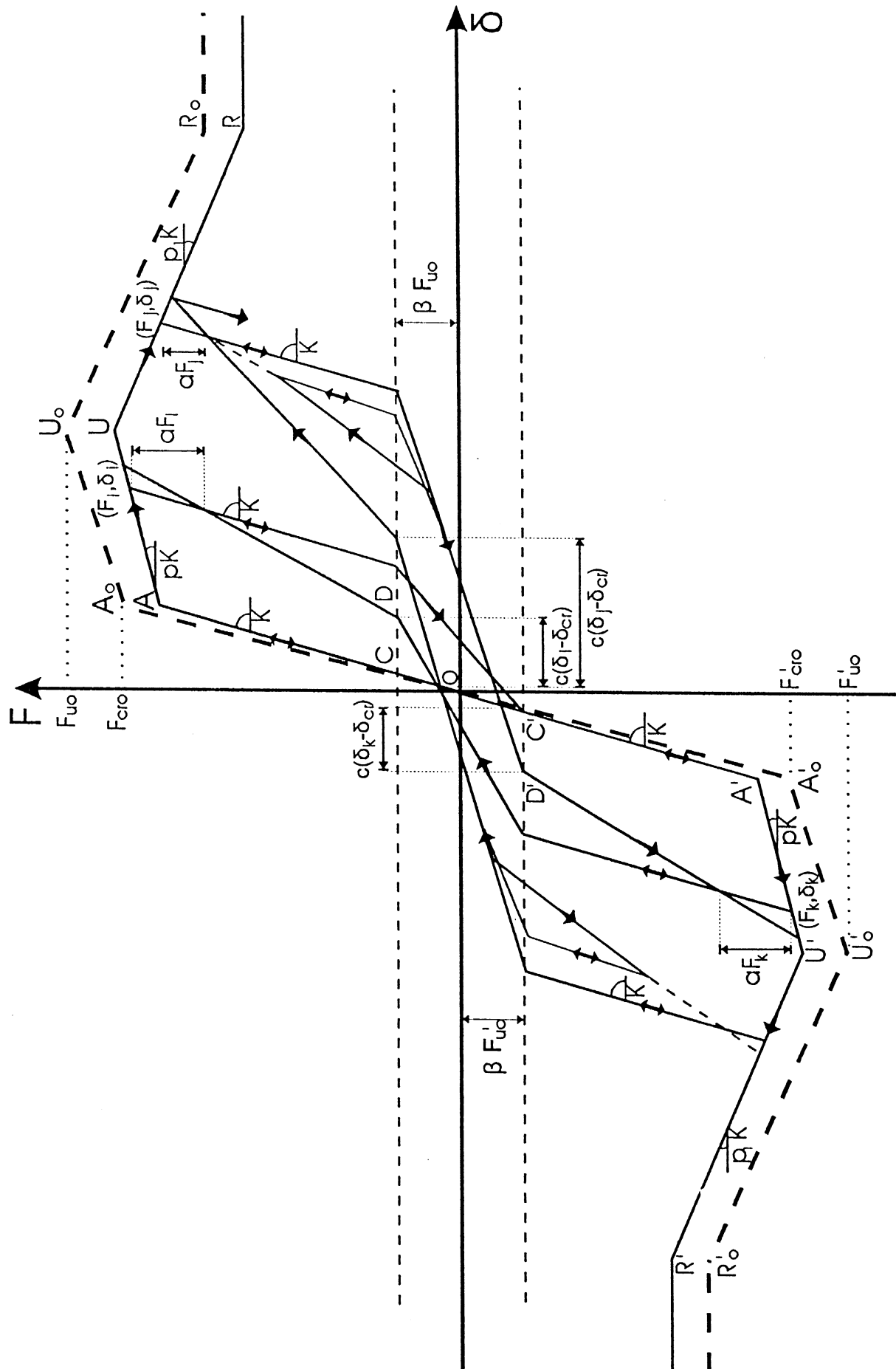
Tests by:	Pires (1990)						Stylianidis (1985)			
	M2	M3	M4	M5	M6	M7	F1	F2	F5	F6
Experimental, initial	103	98	236	315	237	277	45	45	48	35
Exp. secant to peak	20	14	28	89	33	15	13	5	12	4
Mainstone (1971)	16	12	17	18	23	16	8	5	8	5
Dawe & Seah (1989)	89	68	94	97	120	88	52	34	52	34
Durrani & Luo (1994)	37	27	39	41	53	36	16	11	16	11
Wei et al (1980)	71	53	75	78	99	70	32	15	32	15
GA/H	80	109	176	199	187	178	74	47	74	47

Πινάκας 2.1 Σύγκριση προβλέψεων προσομοιωμάτων με πειραματικά αποτελέσματα για την τέννουσα ρηγμάτωσης και την οριακή αντοχή τοιχοπληρώσεων.

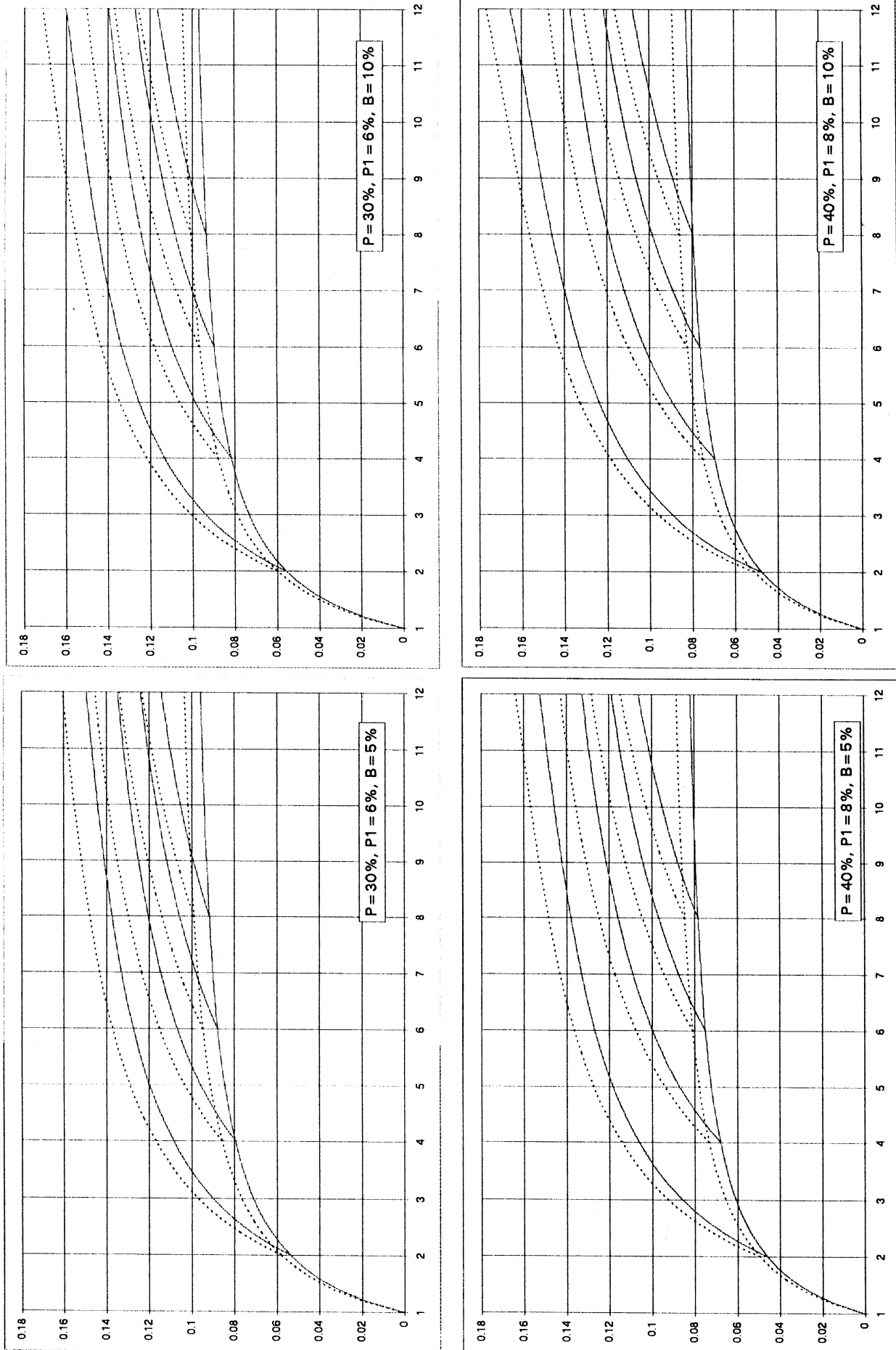
Tests by:	Pires (1990)						Stylianidis (1985)			
	M2	M3	M4	M5	M6	M7	F1	F2	F5	F6
Experimental, cracking	88	79	107	154	102	125	22	19	22	12
Experimental, ultimate	102	98	142	178	132	161	23	28	35	16
Dawe and Seah (1990)	28	36	33	33	35	34	21	14	21	14
$\tau_{cr}A$	91	64	122	152	155	116	21	16	21	16
$1.3\tau_{cr}A$	118	83	158	197	201	150	27	21	27	21



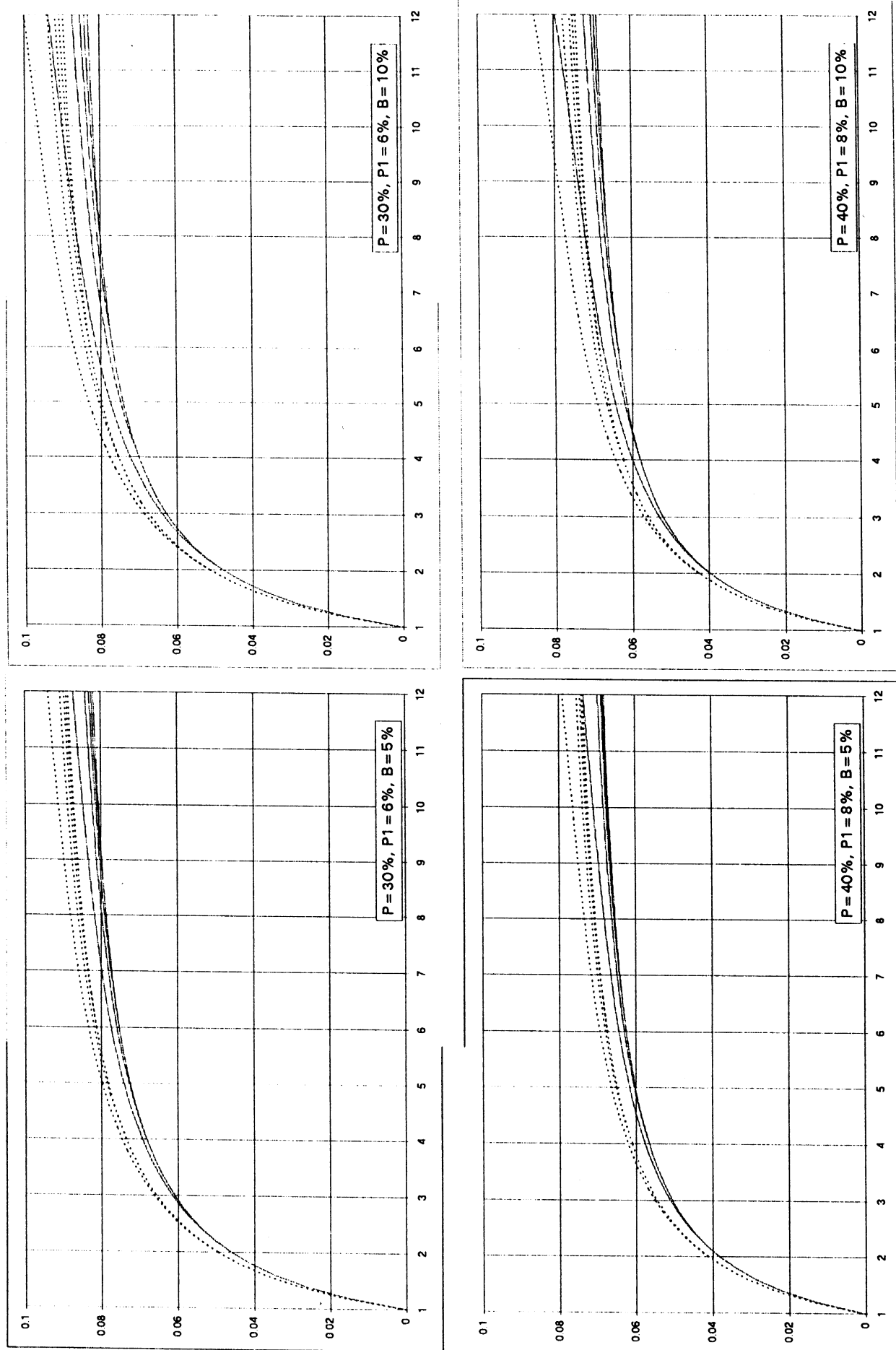
Σχ. 2.1: Πειραματική και αντίστοιχη αναλυτική απόκριση τοιχοπλήρωσης σε ανακυκλιζόμενη ένταση.



Σχ. 2.2: Κανόνες υστέρησης προτεινόμενου προσομοιώματος.

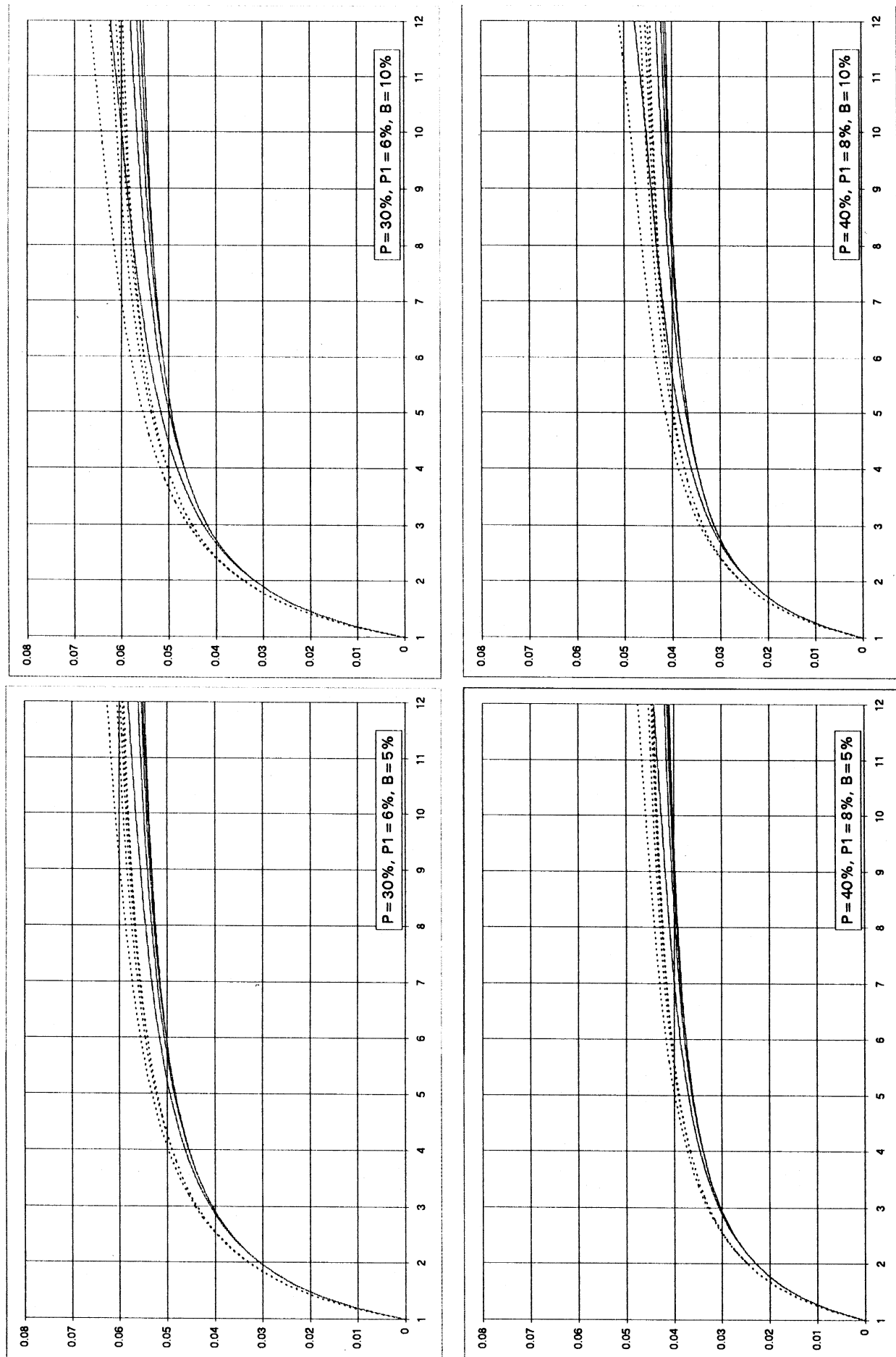


Σχ. 2.3: Ισοδύναμη υστερητική απόσβεση σαν συνάρτηση του εύρους παραμόρφωσης κατά το παρόν προσομοίωμα ( $c=0$ ).

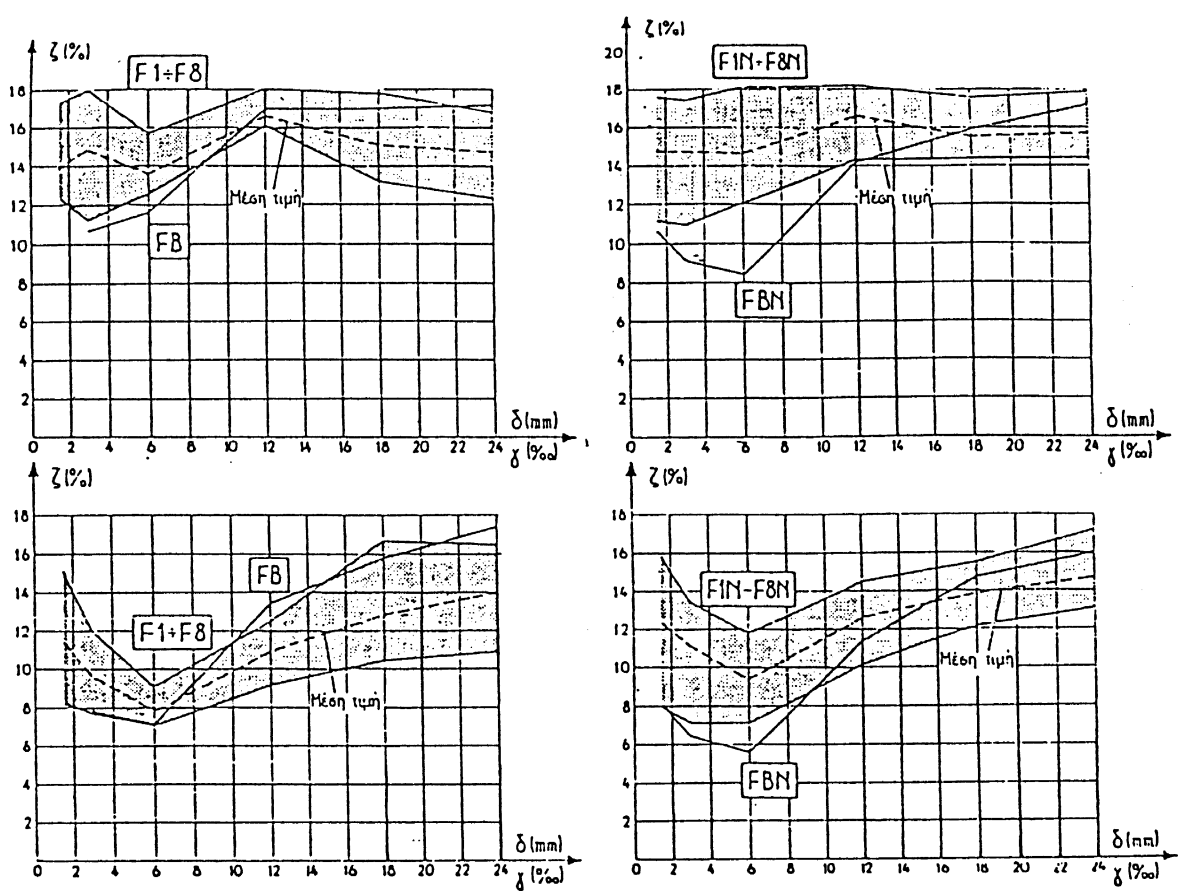


Σχ. 2.3 (συν.): Ισοδύναμη υστερητική απόσβεση σαν συνάρτηση του εύρους παραμόρφωσης κατά το παρόν προσομοίωμα ( $c=0.1$ ).

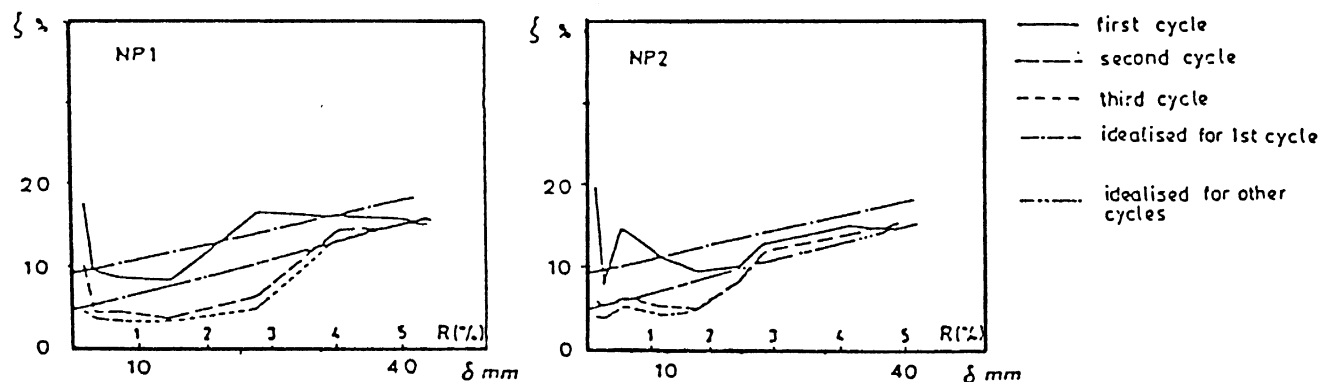




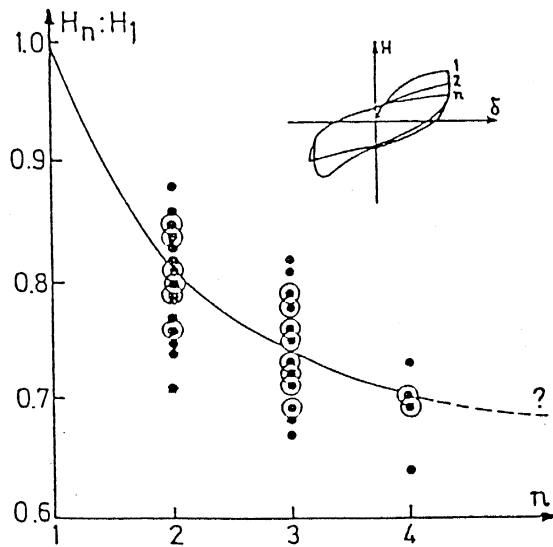
Σχ. 2.3 (συν.): Ισοδύναμη υστερητική απόσβεση σαν συνάρτηση του εύρους παραμόρφωσης κατά το παρόν προσομοίωμα ( $c=0.3$ ).



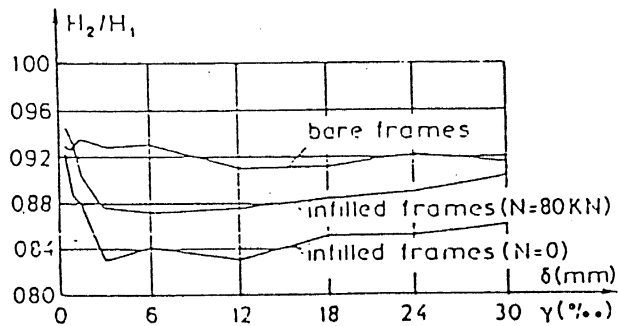
Σχ. 2.4: Πειραματικά αποτελέσματα για υστερητική απόσβεση συναρτήσει εύρους κύκλου παραμόρφωσης (Στυλιανίδης, 1985).



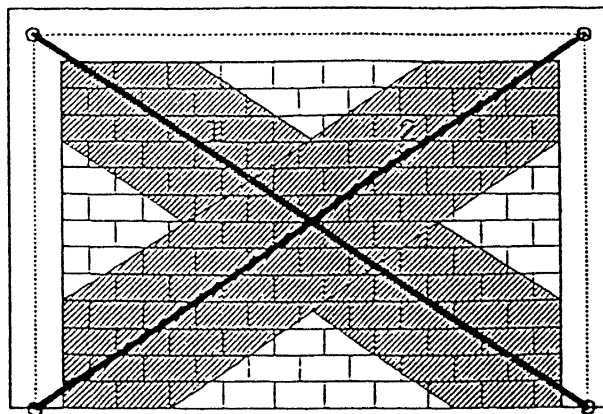
Σχ. 2.5: Πειραματικά αποτελέσματα για υστερητική απόσβεση συναρτήσει εύρους κύκλου παραμόρφωσης (Zarnic and Tomazevic, 1985).



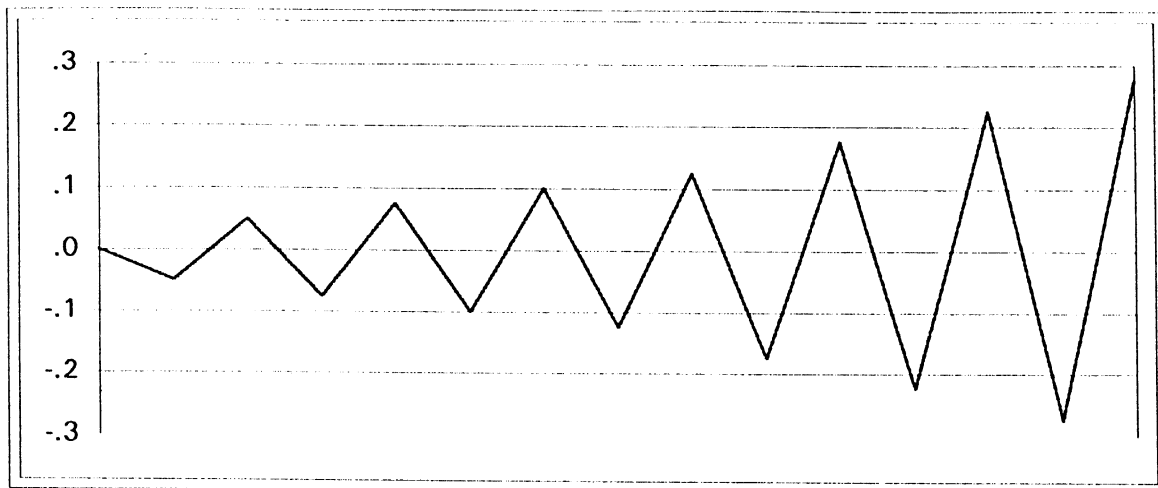
Σχ. 2.6: Απομείωση με την ανακύκλιση της μέγιστης δύναμης κύκλων σταθερού εύρους παραμόρφωσης κατά τα πειράματα των Zarnic and Tomazevic (1985).



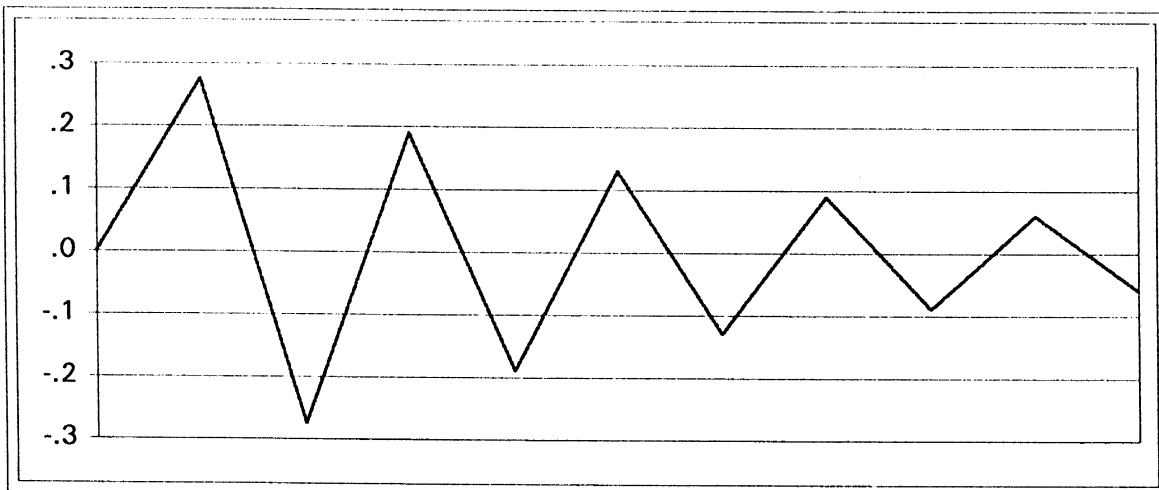
Σχ. 2.7: Λόγος μέγιστης δύναμης δευτέρου κύκλου προς αυτή στον 1ο, για κύκλους παραμόρφωσης σταθερού εύρους, κατά τα πειράματα των Βαλιάση και Στυλιανίδη (1989).



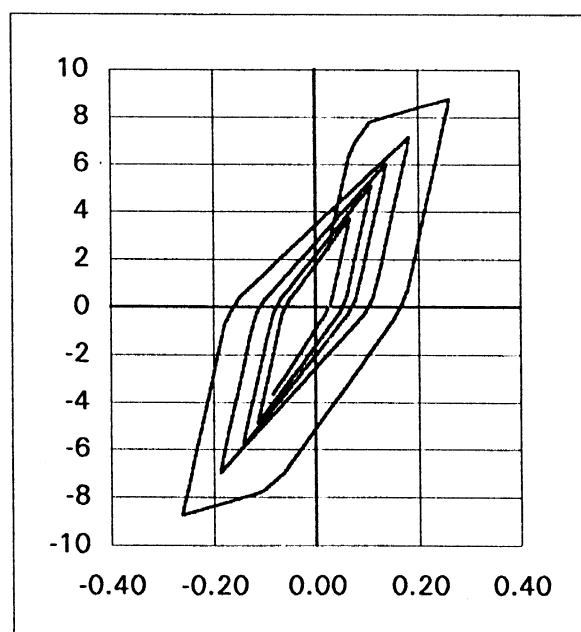
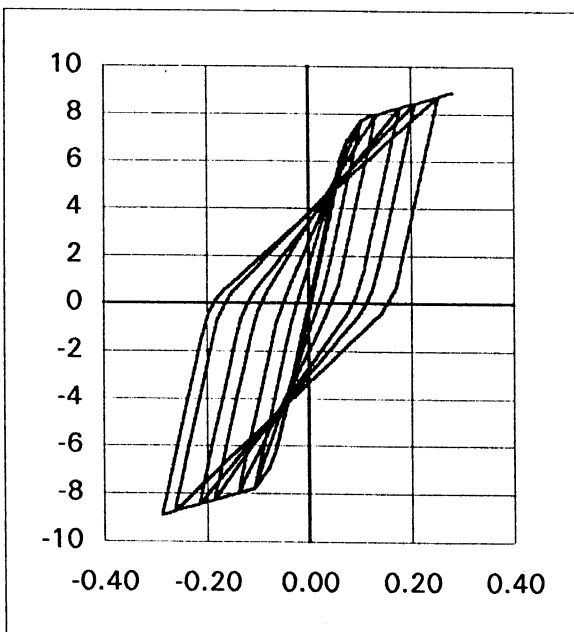
Σχ. 2.8: Προσομοίωμα τοιχοπλήρωσης με 2 ισοδύναμους διαγώνιους θλιπτήρες.



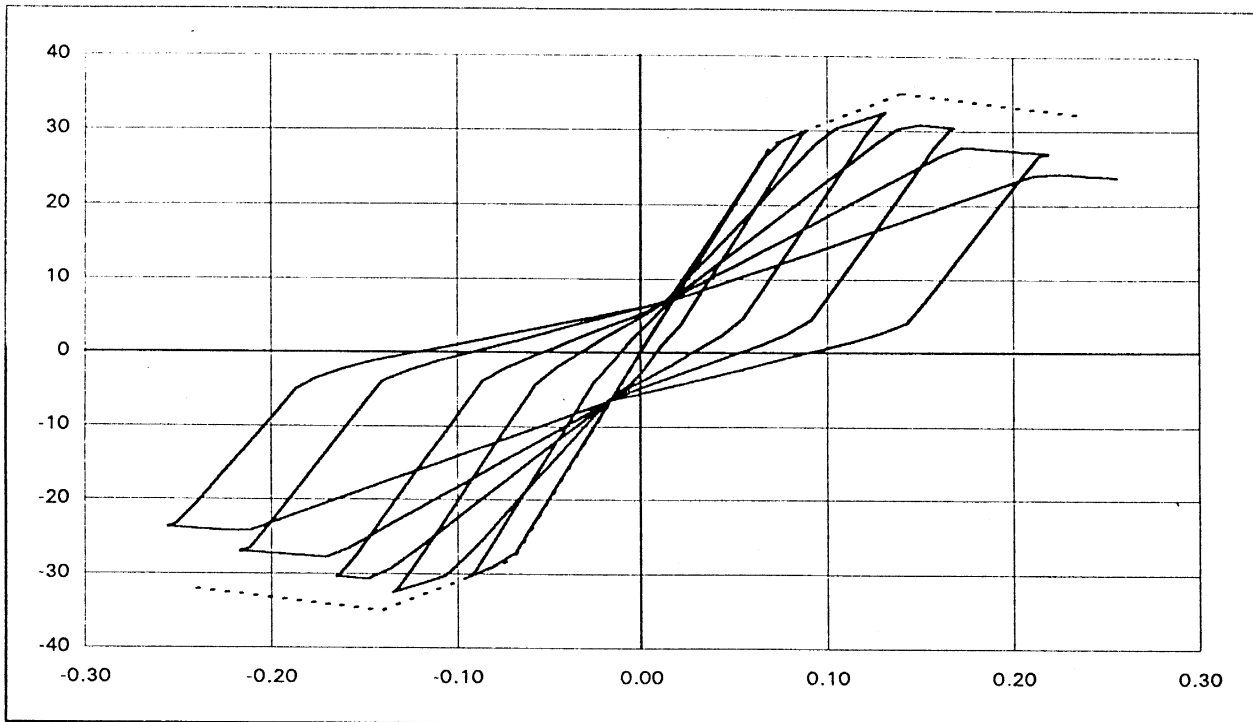
Σχ. 2.9: Ιστορία επιβεβλημένων μετακινήσεων στις συγκριτικές αναλύσεις με H/Y, 1ο παρ.



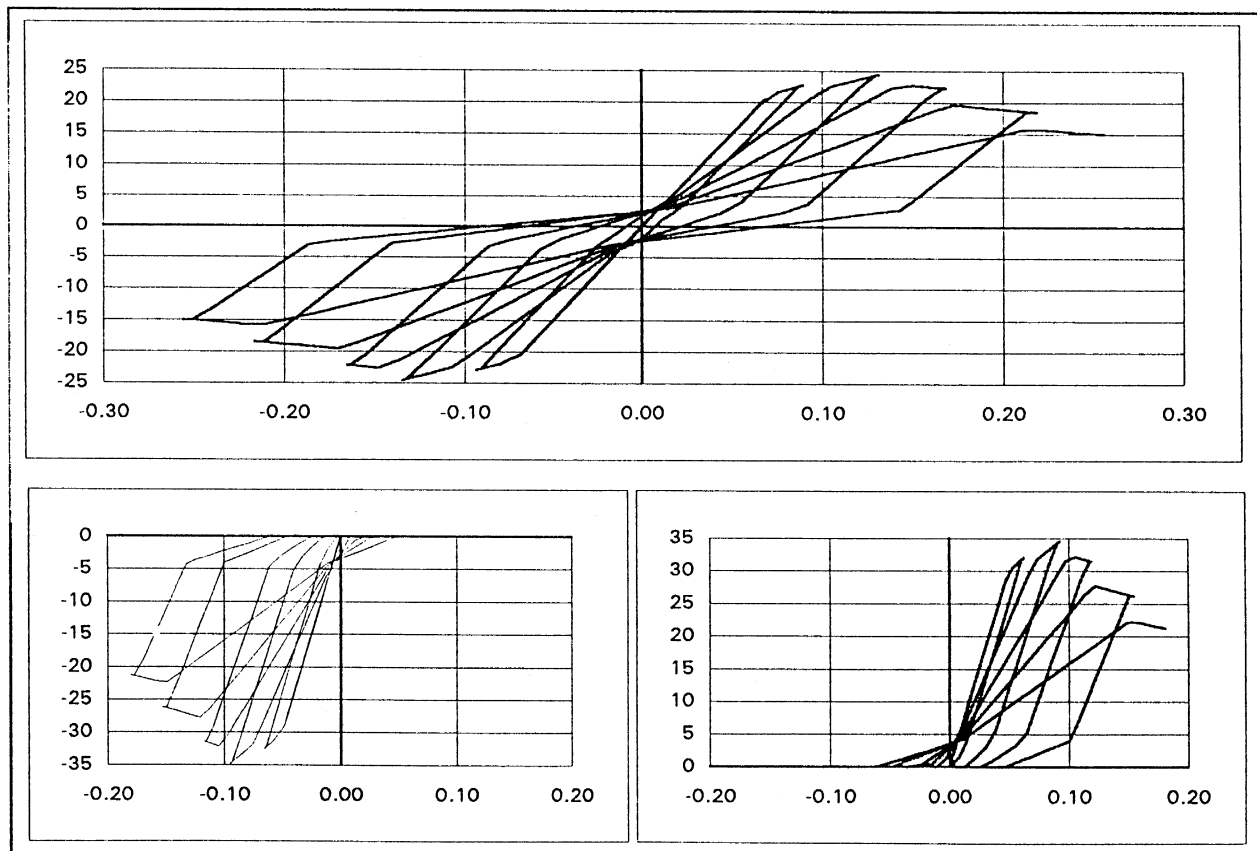
Σχ. 2.10: Ιστορία επιβεβλημένων μετακινήσεων στις συγκριτικές αναλύσεις με H/Y, 2ο παρ.



Σχ. 2.11: Βρόχοι υστέρησης δυνάμεων-μετακινήσεων στο γυμνό πλαίσιο, 1ο και 2ο παράδειγμα.

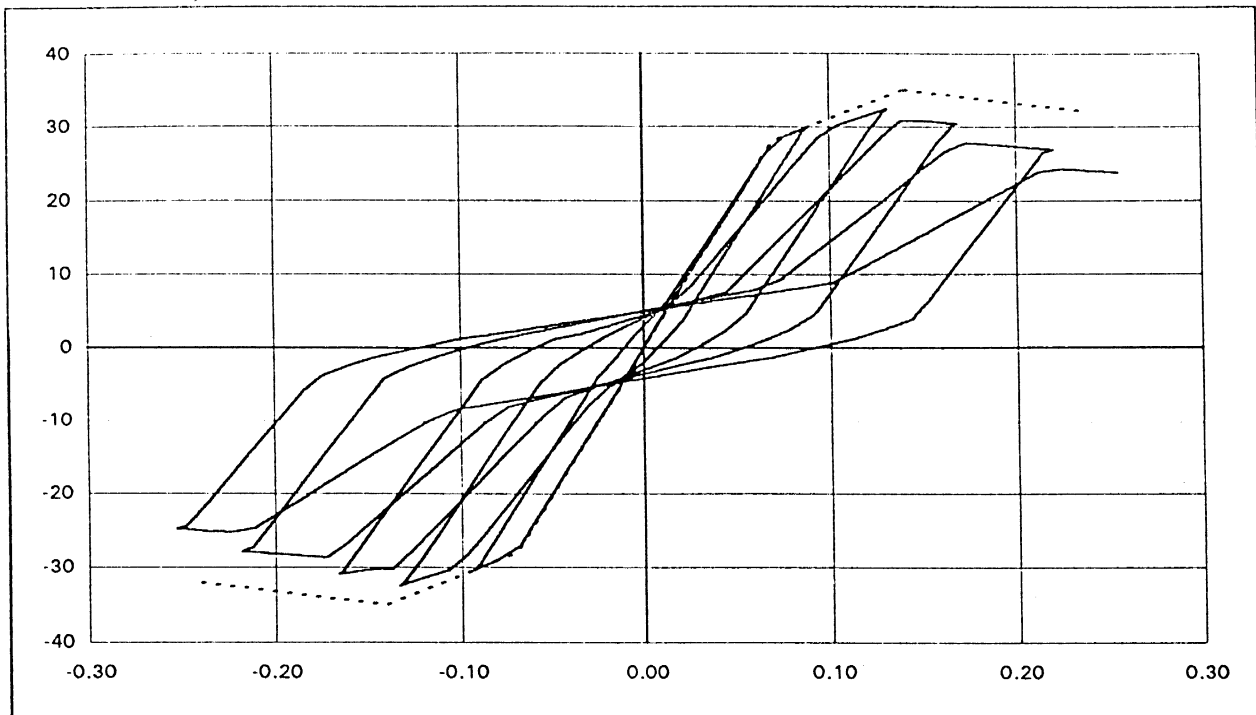


Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο

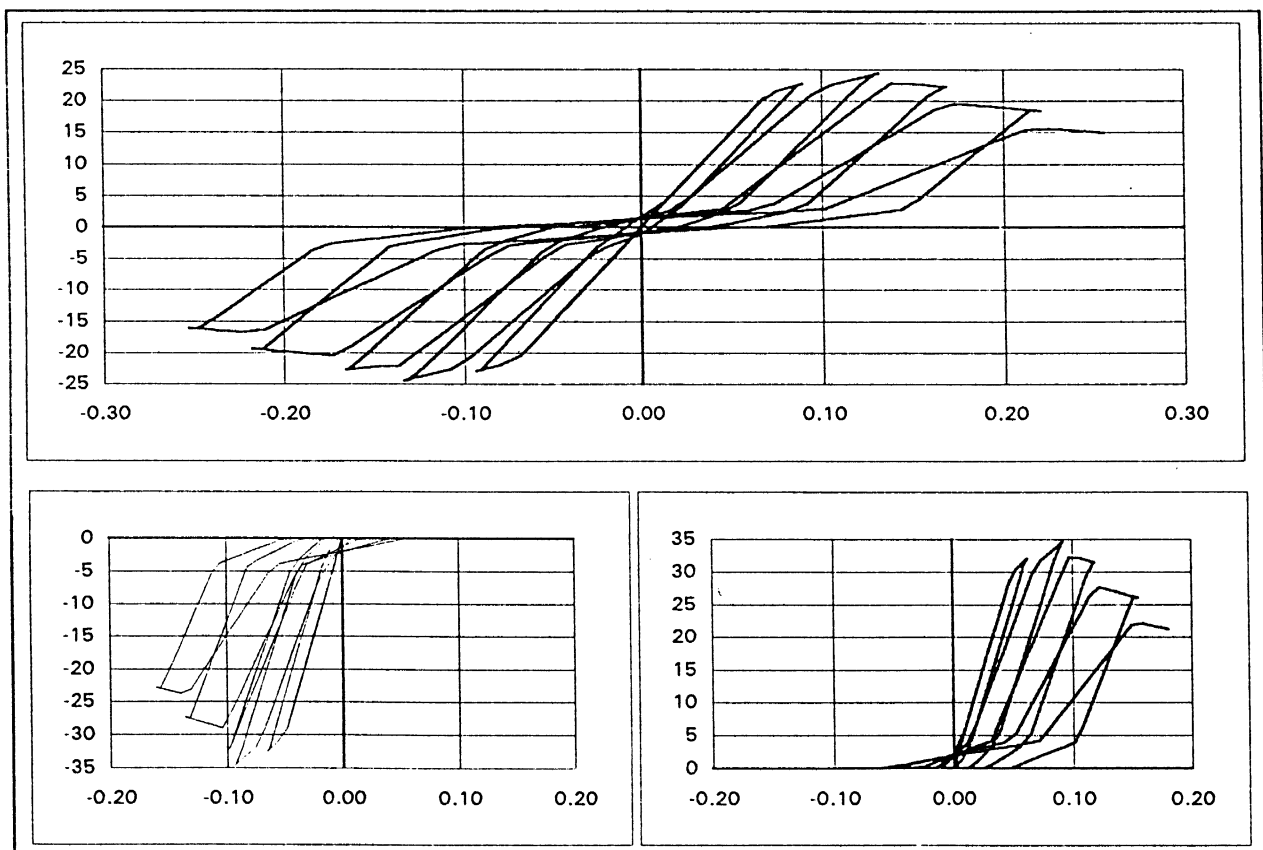


Τοιχοπλήρωση συνολικά και ισοδύναμοι θλιπτήρες ξεχωριστά

Σχ. 2.12: Βρόχοι υστέρησης φορτίου-μετακίνησης. Παρόν προσομοίωμα,  $c=0$ . 1ο παράδειγμα.



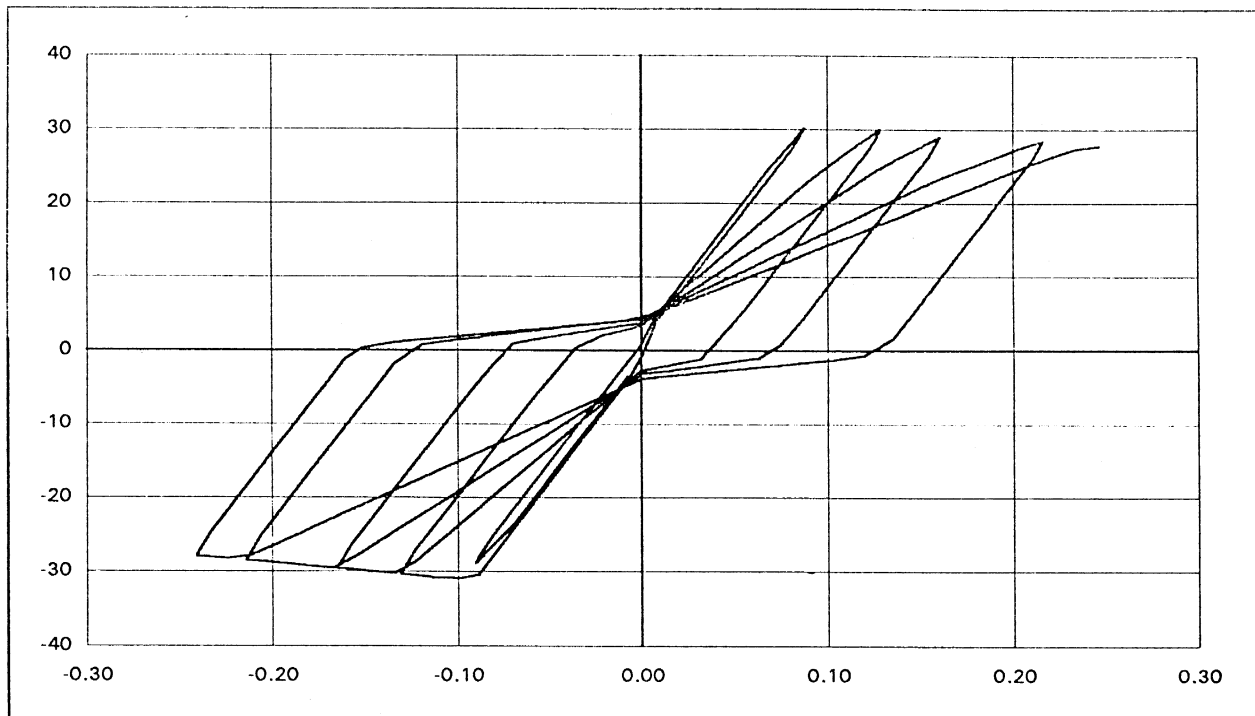
Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο



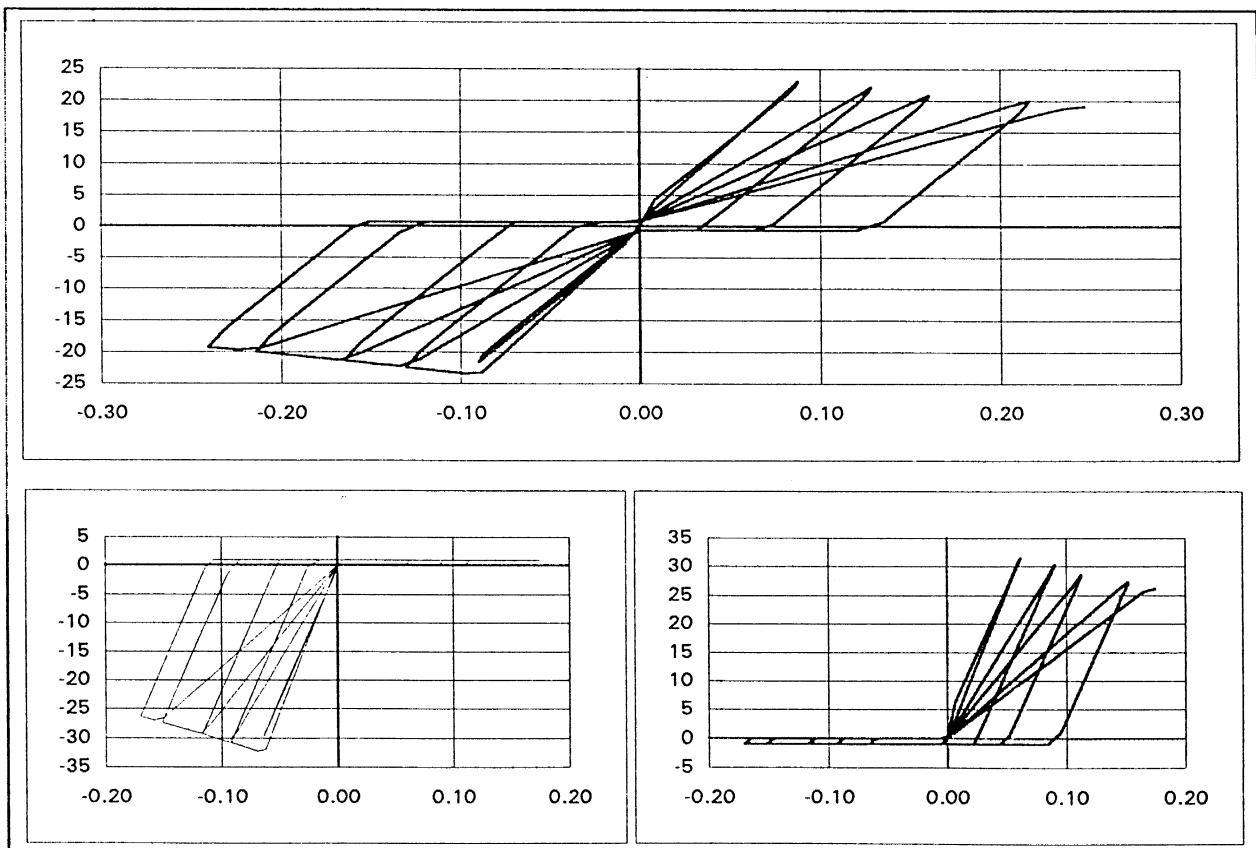
Τοιχοπλήρωση συνολικά και ισοδύναμοι θλιπτήρες ξεχωριστά

Σχ. 2.13: Βρόχοι υστέρησης φορτίου μετακίνησης. Παρόν προσομοίωμα,  $c=0.4$ , 1ο παράδειγμα.

2.24

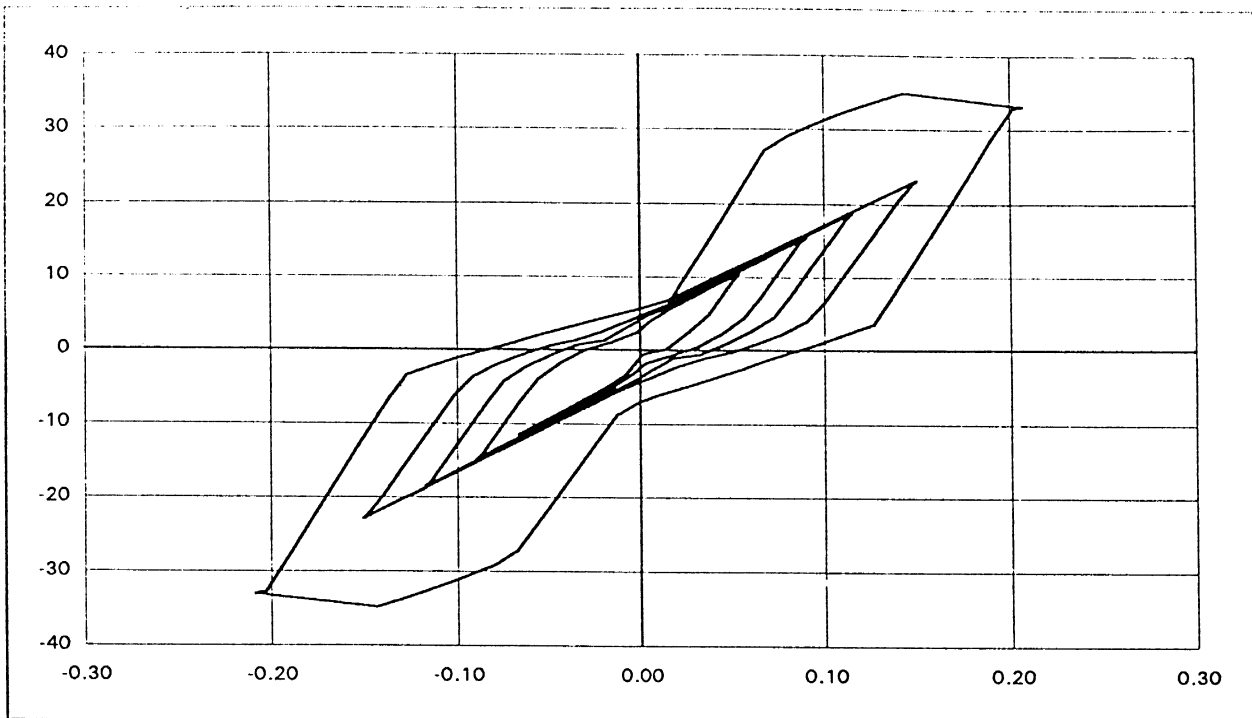


Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο

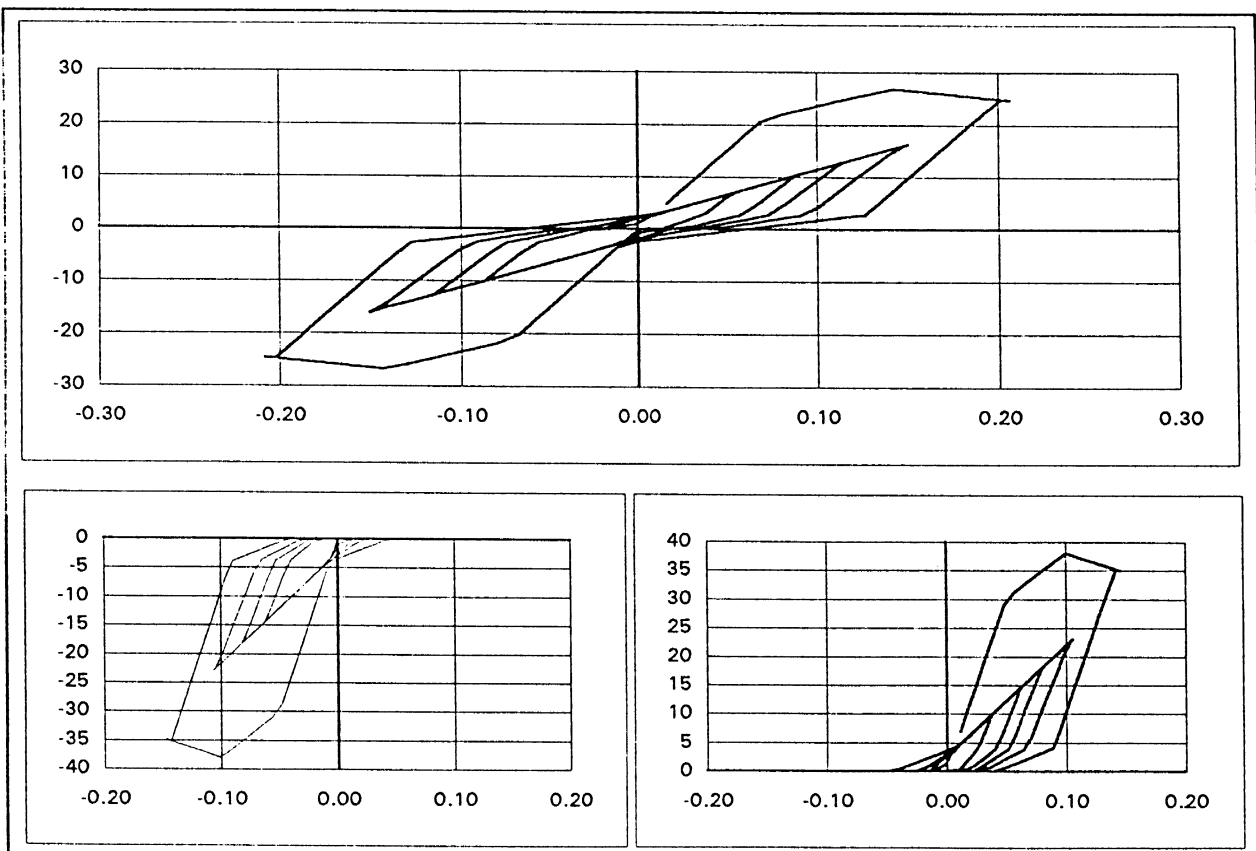


Τοιχοπλήρωση συνολικά και ισοδύναμοι θλιπτήρες ξεχωριστά

Σχ. 2.14: Βρόχοι υστέρησης φορτίου-μετακίνησης. Προσομοίωμα No. 3 κατά Klingner and Bertero. 1ο παράδειγμα.



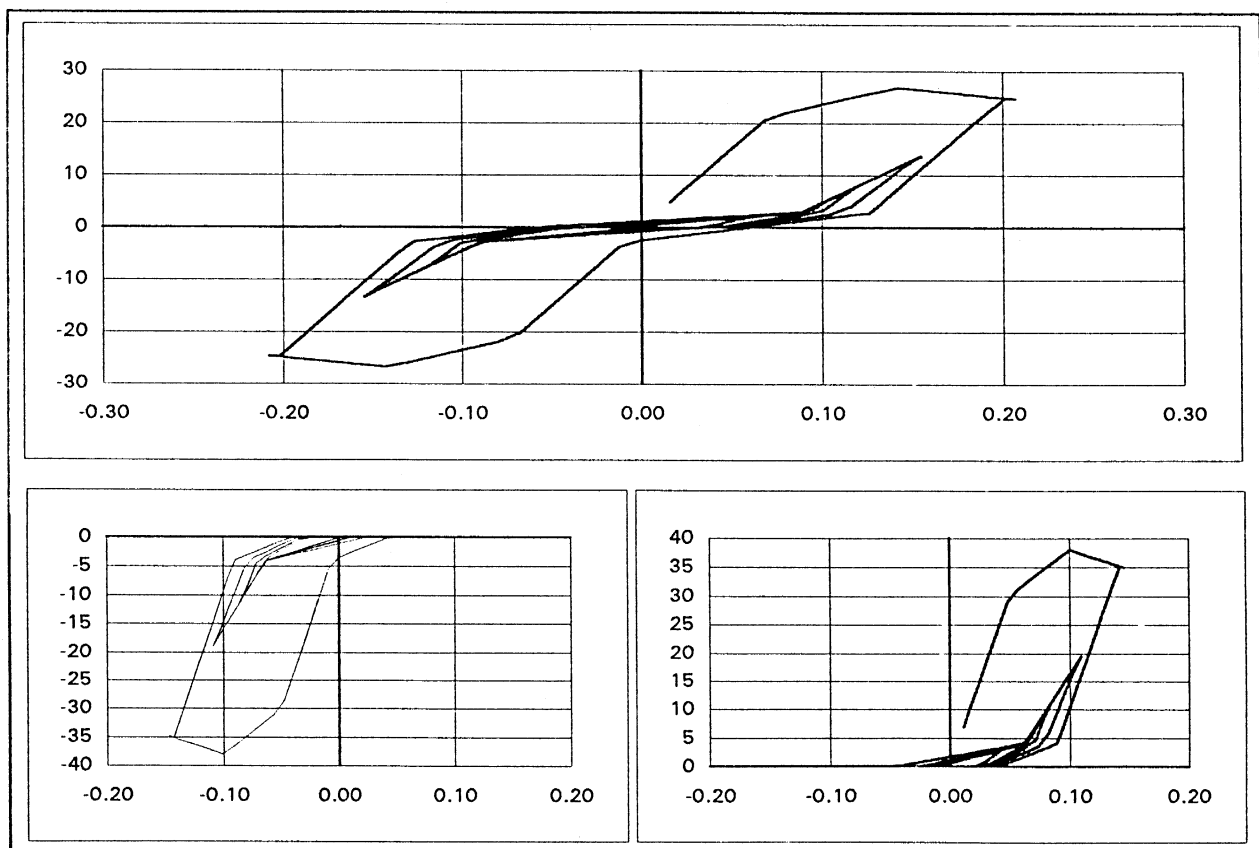
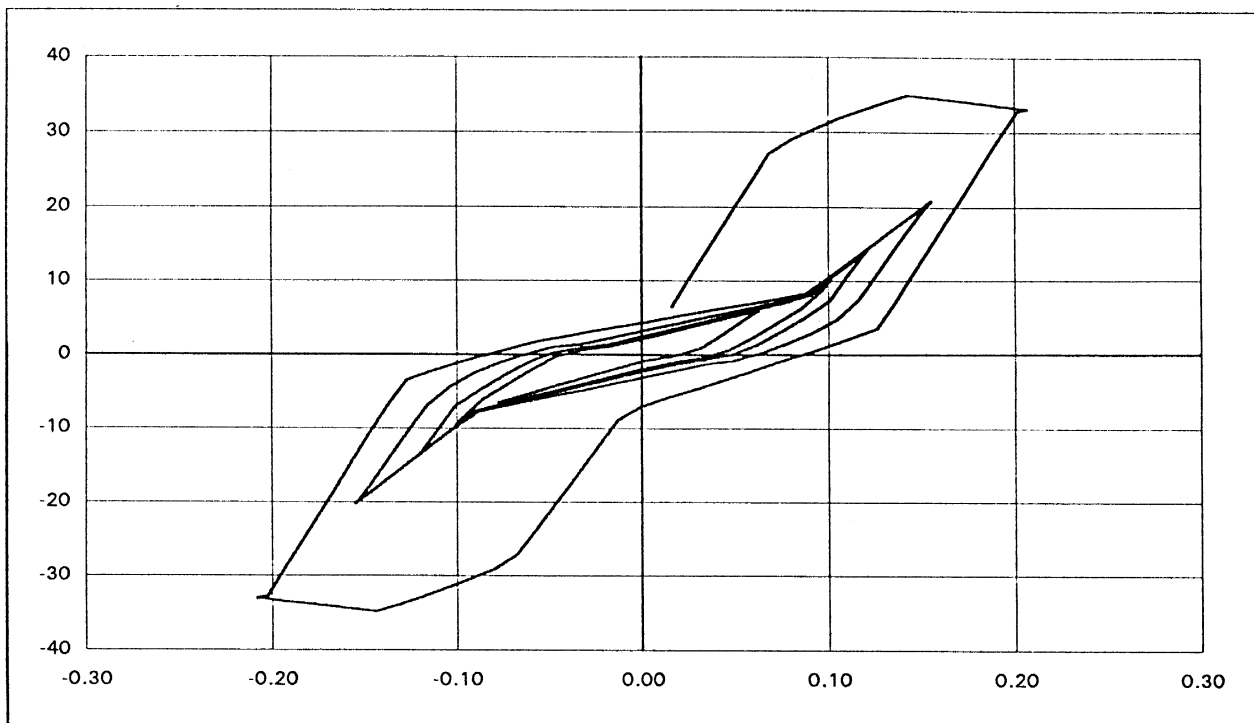
Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο



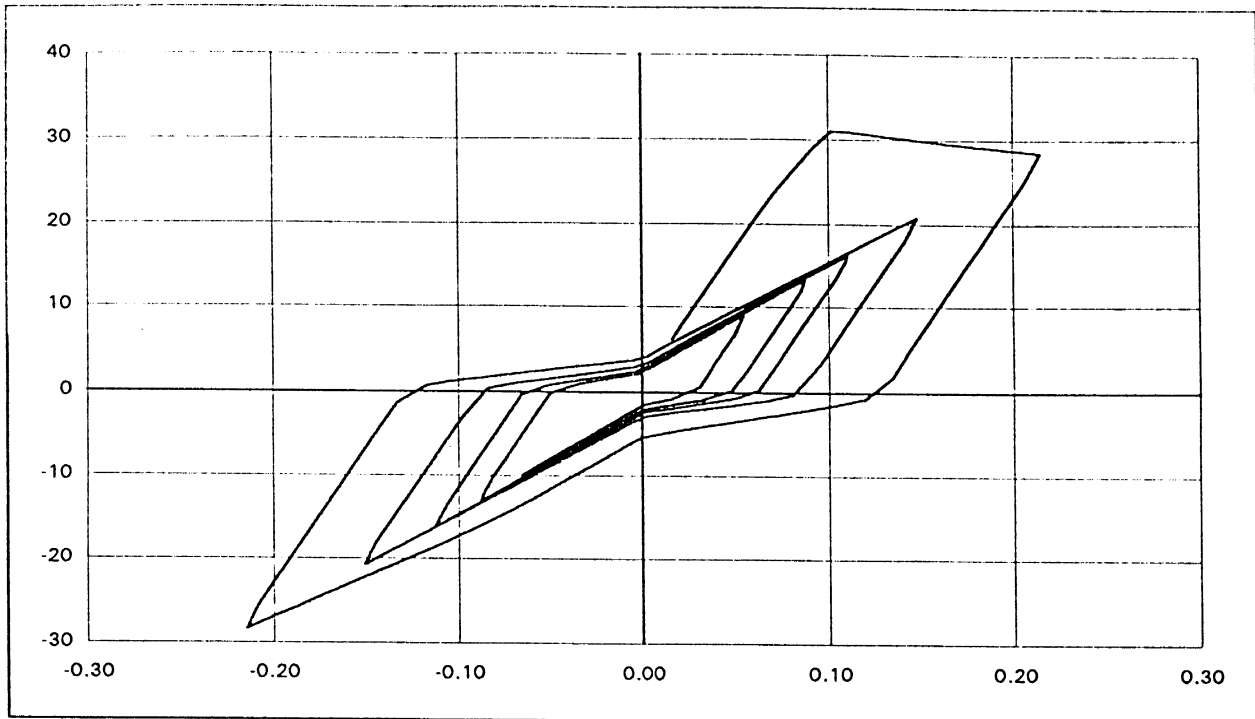
Τοιχοπλήρωση συνολικά και ισοδύναμοι θλιπτήρες ξεχωριστά

Σχ. 2.15: Βρόχοι υστέρησης φορτίου-μετακίνησης. Παρόν προσομοίωμα,  $c=0$ . 2ο παράδειγμα.

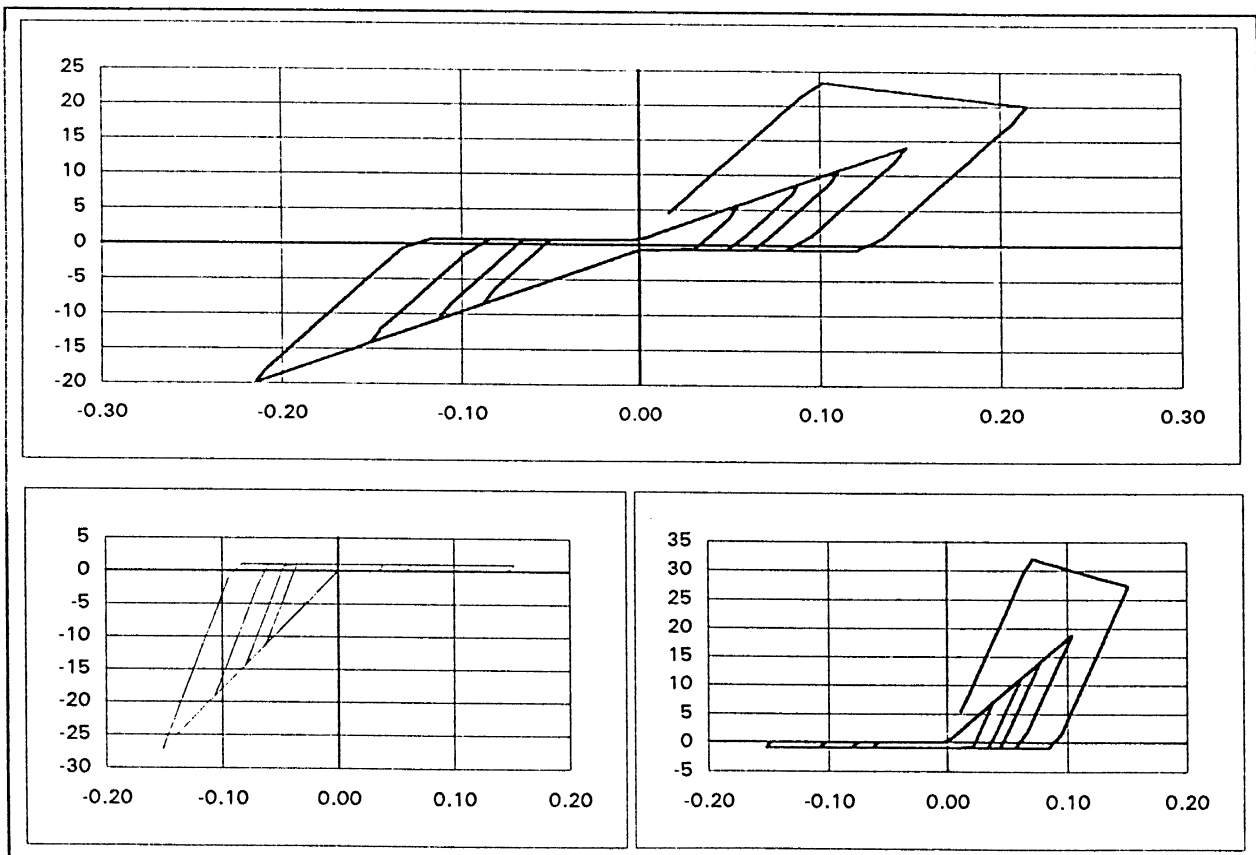




Σχ. 2.16: Βρόχοι υστέρησης φορτίου μετακίνησης. Παρόν προσομοίωμα,  $c=0.4$ , 2ο παράδειγμα.



Τοιχωπληρωμένο πλαίσιο



Τοιχωπλήρωση συνολικά και ισοδύναμοι θλίπτηρες ξεχωριστά

Σχ. 2.17: Βρόχοι υστέρησης φορτίου-μετακίνησης. Προσομοίωμα No. 3 κατά Kligner and Bertero, 2ο παράδειγμα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

# ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΑΣΤΟΧΙΑ ΦΑΤΝΩΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ

### 3.1 Εισαγωγή

Όπως προέκυψε από τις αναλύσεις του Μέρους Α της παρούσας έρευνας, σε συνδυασμό και με τις παρατηρήσεις των βλαβών από σεισμούς, ο βασικός λόγος ρηγματώσης αλλά και κατάρρευσης των τοίχων σε κτίρια από λιθοδομή χωρίς άκαμπτα πατώματα και στέγη, είναι οι κάθετες στο επίπεδο του τοίχου αδρανειακές δυνάμεις από τη μάζα του ίδιου του τοίχου, οι οποίες προκαλούν κάμψη και ενδεχόμενα ανατροπή του τοίχου εκτός επιπέδου του. Τέτοιου είδους αστοχία και ανατροπή οπτοπλινθοδομών πλήρωσης εμφανίστηκε έντονα και στους Ελληνικούς σεισμούς της περασμένης 10-ετίας, ιδίως στο σεισμό της Καλαμάτας. Οι περιπτώσεις αυτές αφορούσαν δρομικούς τοίχους, ιδίως δε τα δύο μεμονωμένα και ασύνδετα μεταξύ τους φύλλα εξωτερικών τοίχων που διαχωρίζονταν από τη μόνωση.

Απώλεια ενός ή περισσότερων φανωμάτων τοιχοπλήρωσης τείνει να δημιουργήσει συνθήκες μαλακού ορόφου, ιδίως αν οι εκτός επιπέδου αστοχίες δεν είναι τυχαίες και διεσπαρμένες στο κτίριο, αλλά συστηματικά συγκεντρωμένες σ' έναν όροφο, εκεί όπου ο συνδυασμός του μεγέθους των εκτός του επιπέδου αδρανειακών δυνάμεων και της εντός του επιπέδου βλάβης της τοιχοπλήρωσης λόγω γωνιακών παραμορφώσεων της, είναι δυσμενέστερος. Επειδή η δημιουργία μαλακού ορόφου μπορεί να είναι καταστροφική για το κτίριο, χρειάζεται να διερευνηθούν οι συνθήκες υπό τις οποίες φανώματα τοιχοπληρώσεων ενδέχεται να καταρρεύσουν εκτός επιπέδου τους.

### 3.2 Εκτός επιπέδου δυναμική απόκριση τοιχοπληρώσεων και αλληλεπίδρασή της με την εντός επιπέδου.

#### 3.2.1. Γενικό πλαίσιο

Το βασικό ερώτημα αναφορικά με την εκτός επιπέδου απόκριση φανωμάτων

### 3.2

τοιχοπλήρωσης είναι ο καθορισμός των συνθηκών υπό τις οποίες ένα ή περισσότερα από τα φανώματα θα καταρρεύσουν εκτός επιπέδου τους, καθώς και η ποσοτικοποίηση των επιπτώσεων στη συνολική απόκριση της κατασκευής.

Η πλήρης και σε βάθος προσέγγιση του προβλήματος απαιτεί μη-γραμμική δυναμική ανάλυση της τοιχοπληρωμένης κατασκευής στο χώρο, υπό ταυτόχρονη διέγερση σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Σε μία τέτοια προσέγγιση η εντός επιπέδου συμπεριφορά και αστοχία ενός φανώματος θα μπορούσε να προσομοιωθεί απλοποιημένα, με ένα ζεύγος διαγωνίων ισοδυνάμων θλιπτήρων, με τις κατάλληλες σχέσεις υστέρησης μεταξύ της εντός του επιπέδου τέμνουσας δύναμης ( $V$ ), της εντός του επιπέδου γωνιακής παραμόρφωσης ( $\gamma$ ) και του εκτός επιπέδου βέλους κάμψης ( $y$ ) του φανώματος.

Η εκτός επιπέδου απόκριση του φανώματος μπορεί να περιγραφεί με τη βοήθεια ενός μονοβάθμιου συστήματος με την παρακάτω εξίσωση κίνησης:

$$m_e y + cy + F_e = -m_e \ddot{y} \quad (3.1)$$

όπου  $m_e$  είναι η ενεργός μάζα του φανώματος στην εκτός επιπέδου διεύθυνση,  $y$  το βέλος κάμψης του σ' ένα αντιπροσωπευτικό σημείο, π.χ. στο κέντρο,  $F_e$  η συνολική ισοδύναμη αντίδραση του φανώματος,  $\ddot{y}$  η μέση επιτάχυνση των στηρίξεων του φανώματος στην εκτός του επιπέδου διεύθυνση (π.χ. η μέση εγκάρσια στο φάνωμα επιτάχυνση των δύο πατωμάτων που το περικλείουν) και  $c$  ο συντελεστής απόσβεσης.

Η ενεργός μάζα,  $m_e$ , και η αντιδρώσα δύναμη  $F_e$  σαν συνάρτηση του  $y$ , καθορίζονται εύκολα για γνωστές συνθήκες στήριξης του φανώματος (απλά στηριζόμενο ή πακτωμένο στην περίμετρο), γνωστό λόγο πλευρών  $a/b$ , και γνωστές οριακές ροπές αντοχής κατά μήκος οριζοντίων και κατακορύφων γραμμών διαρροής του φανώματος. Οι παράμετροι αυτές έχουν διαφορετική τιμή στην ελαστική περιοχή, στην πλαστική περιοχή (δηλ. για ανάπτυξη επαρκών γραμμών διαρροής για τη μετατροπή του φανώματος σε μηχανισμό) και στην ενδιάμεση ελαστοπλαστική περιοχή.

Εφόσον είναι γνωστό το  $y$  από την εν χρόνω ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης του φανώματος, μπορεί σε κάθε βήμα της ανάλυσης να χρησιμοποιήσουμε τη σχέση που περιγράφει τη μη-γραμμική εντός του επιπέδου συμπεριφορά σαν συνάρτηση του  $y$ , ( $V$ - $\gamma$ - $y$ ) και να καθορίσουμε την εντός του επιπέδου απόκριση όπως αυτή εξαρτάται από την εκτός επιπέδου. Όμως και η εκτός επιπέδου απόκριση εξαρτάται από την εντός επιπέδου, στο βαθμό που αυτή καθορίζει τη βλάβη του φανώματος και επομένως και τα  $m_e$  και  $F_e(y)$ . Υπάρχει, λοιπόν, γενικά πλήρης σύζευξη μεταξύ της εκτός επιπέδου απόκρισης και της

### 3.3

εντός του επιπέδου. Αναφορικά τώρα με τις σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης εκτός και της εντός του επιπέδου, η σύζευξη συνίσταται στη βαθμιαία απομείωση της σχέσης  $V-y$  με το  $y$  και στην αύξηση της δυσκαμψίας της σχέσης  $F-y$  με την ταυτόχρονη τιμή του  $y$  (λόγω κλεισίματος των ρωγμών), με ταυτόχρονη υποβάθμιση της καμπύλης  $F-y$  με τη μέγιστη σ' όλη την προηγούμενη απόκριση εντός του επιπέδου γωνιακή παραμόρφωση,  $\gamma_{\max}$ , του φατνώματος, η οποία αποτελεί το μέτρο της εντός του επιπέδου βλάβης του. Αναφορικά με την αστοχία του φατνώματος, αν  $y_o$  και  $\gamma_o$  είναι το βέλος και η εντός του επιπέδου γωνιακή παραμόρφωση του φατνώματος στην αστοχία, γιά καθαρή εντός επιπέδου και εκτός επιπέδου ένταση, αντίστοιχα, η αλληλεπίδραση των δύο διευθύνσεων μπορεί να εκφρασθεί με μία σχέση της μορφής:

$$\left(\frac{y}{y_o}\right)^a + \left(\frac{\gamma_{\max}}{\gamma_o}\right)^a = 1 \quad (3.2)$$

Η δυσμενέστερη περίπτωση αλληλεπίδρασης αντιστοιχεί σε  $a=1$  (ευθύγραμμη καμπύλη αλληλεπίδρασης), ενώ η πιο ευμενής περίπτωση όπου οι δύο διευθύνσεις είναι ανεξάρτητες αντιστοιχεί σε  $a \gg 1$ , (ορθογωνικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης). Όταν ο συνδυασμός  $y-\gamma_{\max}$  γίνεται τέτοιος ώστε να φθάσουμε την καμπύλη αλληλεπίδρασης στην αστοχία, τότε το φάτνωμα μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν υπάρχει πλέον και να αφαιρεθεί από το προσομοίωμα.

Οι σχέσεις  $V-y-y$  και  $F_e-y-y-\gamma_{\max}$  καθώς και η σχέση  $y-y$  στην αστοχία, μπορούν ν' αναπτυχθούν εμπειρικά βάσει πειραματικών στοιχείων, ή ημι-εμπειρικά, με βαθμονόμηση απλών προσομοιωμάτων βάσει πειραματικών στοιχείων.

#### 3.2.2. Απλοποιήσεις

Οι τοιχοπληρώσεις επηρεάζουν τη συνολική απόκριση μόνον μέσω της εντός του επιπέδου συμπεριφοράς τους. Αν ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι πολύ δύσκαμπτος (αν πρόκειται, π.χ., γιά πλήρως τοιχωματικό ή γιά δυαδικό δομικό σύστημα), τότε η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι ελάχιστη. Το αντίθετο ισχύει σε εύκαμπτες κατασκευές. Γ' αυτές τις τελευταίες, αυτό που έχει σημασία γιά την ασφάλειά τους είναι η έντονα ανελαστική τους απόκριση. Οι πολύ εύκαμπτες κατασκευές έχουν, στην περιοχή της έντονα μη-γραμμικής απόκρισής τους, μεγάλες ενεργές περιόδους ταλάντωσης,  $T_e$ , ακόμα και στις επιταχύνσεις των ορόφων,  $\ddot{u}_i$ , οι οποίες παίζουν ρόλο στην εκτός του επιπέδου απόκριση των φατνωμάτων τοιχοπλήρωσης. Αν λοιπόν οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης των φατνωμάτων τοιχοπλήρωσης,  $T_p$ , είναι πολύ μικρότερες από την  $T_e$ , τότε απλώς ακολουθούν την ταλάντωση των ορόφων,

### 3.4

χωρίς επιπλέον δική τους ταλάντωση. Στην περίπτωση αυτή αναπτύσσονται απλώς εγκάρσιες αδρανειακές δυνάμεις,  $\rho t \ddot{u}_i$  ( $\rho$  = πυκνότητα και  $t$  = πάχος τοιχοποιίας) και αστοχούν όταν αυτές οι αδρανειακές δυνάμεις ξεπεράσουν, την εγκάρσια πίεση αστοχίας τους,  $p_u$ . Η τιμή της  $p_u$  θα εξαρτάται από το βαθμό της εντός του επιπέδου βλάβης και επομένως από την τιμή της  $\gamma_{max}$  του φατνώματος

Το συμπέρασμα είναι ότι αν  $T_i < T_e$ , όπου  $T_e$  είναι η μέση ενεργός ιδιοπερίοδος των επιταχύνσεων των πατωμάτων που περικλείουν την τοιχοπλήρωση, αρκεί απλώς να παρακολουθούμε την τιμή του  $\rho t \ddot{u}_i$  κατά τη διάρκεια της απόκρισης, και αν αυτή υπερβεί την εγκάρσια πίεση αστοχίας,  $p_u$ , η οποία εξαρτάται από τη μέγιστη μέχρι αυτή τη στιγμή της απόκρισης γωνιακή παραμόρφωση  $\gamma_{max}$  του φατνώματος, να θεωρήσουμε ότι το φάτνωμα καταρρέει και να το αφαιρέσουμε από το προσομοίωμα. Μέχρις αυτή τη χρονική στιγμή της αστοχίας, μπορεί να αγνοηθεί οποιαδήποτε άλλη επιρροή της εκτός επιπέδου απόκρισης των τοιχοπληρώσεων.

#### 3.2.3 Βασική Ιδιοπερίοδος τοιχοπληρώσεων εκτός του επιπέδου τους

Η πρώτη ιδιοπερίοδος των εκτός του επιπέδου ταλαντώσεων ενός πλήρους (δηλ. χωρίς ανοίγματα) και ισότροπου φατνώματος τοιχοπλήρωσης, με διάφορες συνθήκες στήριξης στην περίμετρο, δίνονται από τη σχέση:

$$f = \frac{K_1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{\rho t a^4}} \quad (3.3)$$

όπου  $EI$  είναι η καμπτική δυσκαμψία του τοίχου ανά m μήκους (που υποτίθεται, χάριν απλότητας, ανεξάρτητη της διεύθυνσης),  $\rho$  η πυκνότητά του,  $t$  το πάχος του,  $a$  το μήκος μίας απ' τις πλευρές και  $K_1$  συντελεστής που εξαρτάται από τις συνθήκες στήριξης και το λόγο  $a/b$  των δύο πλευρών. Για φάτνωμα με απλή έδραση στις 4 πλευρές της περιμέτρου, είναι:

$$K_1 = \pi^2 \left(1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2\right) \quad (3.4)$$

ενώ για ένα πακτωμένο και στις 4 πλευρές:

$a/b =$	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0
$K_1 =$	36	32.7	29.9	25.9	23.6	22.6	22.4

Τέλος, αν ο τοίχος μπορεί να θεωρηθεί πακτωμένος κατά δύο απέναντι πλευρές μήκους  $a$  (π.χ. τις κατακόρυφες) και κατά τη μία μήκους  $b$  (π.χ. στη βάση του) και απλά εδραζόμενος

### 3.5

στην άλλη πλευρά μήκους  $b$  (π.χ. στην κορυφή), τότε:

$a/b =$	3.0	2.0	1.6	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0
$K_1 =$	213	99	67	42.4	33.1	25.9	20.8	17.8	16.2	15.8

Σ' ένα πραγματικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με σχετικά ελαφρές τοιχοπληρώσεις και σχετικά ογκώδη φέροντα στοιχεία, οι πραγματικές συνθήκες στήριξης αναμένεται να είναι ενδιάμεσες μεταξύ της δεύτερης και της τρίτης ως άνω περίπτωσης. Αντίθετα, σε πειραματικά μονόροφα δίστηλα τοιχοπληρωμένα πλαίσια, το περιβάλλον πλαίσιο είναι σχετικά ελαφρύ και οι συνθήκες στήριξης του πλαισίου είναι πλησιέστερες στην απλή έδραση.

Τοιχοπληρώσεις με διάτρητους πλίνθους είναι ανισότροπες, με διαφορετικές ιδιότητες κάθετα και παράλληλα στους τοίχους. Το Μέτρο Ελαστικότητας  $E$  είναι συνήθως πολύ μεγαλύτερο παράλληλα παρά κάθετα στις τρύπες. Επειδή η εκτός επιπέδου κάμψη είναι κυρίως στη διεύθυνση της μικρής πλευράς του φατνώματος, το "ενεργό" Μέτρο Ελαστικότητας μίας "ισοδύναμης" ισοτροπικής τοιχοπλήρωσης είναι πλησιέστερο στο παράλληλο στη μικρή πλευρά. Όσο πιο μακριά απ' το τετράγωνο είναι το σχήμα ενός φατνώματος, τόσο πιο κοντά είναι το "ενεργό" Μέτρο Ελαστικότητας της "ισοδύναμης" ισοτροπικής τοιχοπλήρωσης σ' αυτό που ισχύει παράλληλα στη μικρή πλευρά. Σ' ένα τοίχο με διάτρητους πλίνθους η δυσκαμψία  $EI$  υπερβαίνει το γινόμενο του  $t^3/12$  επί  $E$ , όπως αυτό εκτιμάται από πειράματα κεντρικής θλίψης σε τοιχίσκους, παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, επειδή οι ακραίες καμπτόμενες ίνες του τοίχου είναι συνεχείς, σαν ισχυροί φλοιοί, ενώ τα κενά των πλίνθων βρίσκονται προς το κέντρο, πλησιέστερα στον ουδέτερο άξονα.

Σαν αριθμητική εφαρμογή, τα ανωτέρω εφαρμόζονται στα φατνώματα των τοιχοπληρώσεων μίας πραγματικής κατασκευής, δηλ. του τετραορόφου κτιρίου που δοκιμάσθηκε στο εργαστήριο ELSA στην Ισπρα και χρησιμοποιείται σαν βάση των παραμετρικών αναλύσεων του Κεφ. 4. Τα φατνώματα αυτά έχουν πάχος  $t$  112mm και πυκνότητα τοίχου περίπου  $1000\text{kg/m}^3$ . Η μικρότερη διάσταση κάθε φατνώματος είναι η κατακόρυφη, στην οποία το Μέτρο Ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι μέγιστο (13.3 GPa, έναντι 4 GPa στην οριζόντια διεύθυνση και 7.9 GPa κατά  $45^\circ$ ). Θεωρώντας ένα "ενεργό" Μέτρο Ελαστικότητας της "ισοδύναμης" ισοτροπικής τοιχοπλήρωσης ίσο με 13 GPa, το οποίο είναι κοντά σ' αυτό της κατακόρυφης διεύθυνσης και κρίνεται ότι συμπεριλαμβάνει την επιρροή του χαρακτήρα σάντουιτς του τοίχου, η βασική ιδιοσυχνότητα των φατνωμάτων υπολογίζεται (σε Hz) όπως φαίνεται στον κατωτέρω Πίνακα:

Πίνακας 3.1: Βασική ιδιοσυχνότητα φατνωμάτων τετραορόφου κτιρίου (Hz)

Θέση	Παραδοχή συνθηκών στήριξης πλευρών		
	Απλή έδραση	Απλή έδραση στην κορυφή, πάκτωση αλλού	Πάκτωση
Ισόγειο: (a=3.05m)			
Μεγάλο φάτνωμα b=5.6m	25	37.5	49
Μικρό φάτνωμα b=3.6m	34	56	63
Ανώτεροι όροφοι (a=2.55m)			
Μεγάλο φάτνωμα b=5.6m	34	53.5	70
Μικρό φάτνωμα b=3.6m	42.5	67.5	81

Οι τιμές του Πίνακα αφορούν αρηγμάτιστα αβλαβή φατνώματα και μπορούν να θεωρηθούν σαν άνω όρια της βασικής ιδιοσυχνότητας των 4 τύπων φατνωμάτων. Σημειώνεται ότι εργαστηριακές μετρήσεις έδωσαν τιμές βασικής ιδιοσυχνότητας των 4 τύπων φατνωμάτων μεταξύ 30 και 40 Hz, που σημαίνει ότι οι συνθήκες στήριξης πλησιάζουν την απλή έδραση.

Χρησιμοποιώντας την ίδια τιμή Μέτρου Ελαστικότητας (13 GPa) και Θεωρία Ελαστικότητας, υπολογίσθηκαν τα βέλη κάμψης στο κέντρο των 4 φατνωμάτων για ομοιόμορφη εγκάρσια πίεση και συγκρίθηκαν με πειραματικές τιμές σε φατνώματα με βλάβες λόγω εντός του επιπέδου φόρτισης. Για απλή έδραση στην περίμετρο οι υπολογισμοί έδωσαν βέλη ίσα με 4.5mm, 2.5mm, 3mm και 1.5mm, με τη σειρά που αναγράφονται τα φατνώματα στον Πίνακα. Οι τιμές αυτές είναι 5% με 10% αυτών που μετρήθηκαν πριν την εκτός επιπέδου αστοχία των φατνωμάτων. Οι διαφορές αυτές μεταφράζονται σε μείωση των ιδιοσυχνοτήτων κατά 3 έως 4 φορές, που σημαίνει ότι οι ιδιοσυχνότητες φατνωμάτων με βλάβες λόγω έντασης εντός και/ή εκτός επιπέδου τους, είναι γύρω στα 10Hz. Και όντως, τόση περίπου ήταν η ιδιοσυχνότητα των φατνωμάτων που μετρήθηκε μετά τις βλάβες τους από εντός του επιπέδου φόρτιση.

Το συμπέρασμα είναι ότι οι εκτός του επιπέδου τους ιδιοσυχνότητες τοιχοπληρώσεων με ρηγμάτωση και βλάβες είναι περίπου το 1/4 έως το 1/3 αυτών που υπολογίζονται με υπόθεση γραμμικής ελαστικότητας και είναι της τάξεως των 10Hz. Η τιμή αυτή είναι της ίδιας τάξεως με τις ελαστικές ιδιοσυχνότητες των πλήρως τοιχοπληρωμένων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά είναι πολύ μεγαλύτερη από τις συνήθεις ενεργές μη-γραμμικές περιόδους κατασκευών αυτού του τύπου. Στην περίπτωση αυτή οι τοιχοπληρώσεις



θα ακολουθούν την ταλάντωση της κατασκευής, χωρίς πρόσθετη δική τους ταλάντωση.

### 3.3 Εκτός επιπέδου αντοχή τοιχοπληρώσεων

#### 3.3.1 Πειραματικά αποτελέσματα

Επειδή το πρόβλημα της εκτός επιπέδου σεισμικής συμπεριφοράς τοιχοπληρώσεων μόλις πρόσφατα προσέλκυσε το ενδιαφέρον της διεθνούς επιστημονικής κοινότητας, και επειδή η πειραματική μελέτη του είναι δυσχερής και απαιτεί ειδικές διατάξεις, τα υπάρχοντα πειραματικά στοιχεία είναι ελάχιστα και μάλιστα πολύ πρόσφατα (μερικά και δημοσιεύτα).

Ο καταλληλότερος τρόπος πειραματικής μελέτης της εκτός επιπέδου σεισμικής απόκρισης φανωμάτων τοιχοπλήρωσης είναι σε σεισμική τράπεζα. Με τον τρόπο αυτό η εγκάρσια φόρτιση αναπτύσσεται από αδρανειακές δυνάμεις του ίδιου του τοίχου, όπως δηλ. σ' έναν σεισμό. Έτσι μπορεί να μελετηθεί και η δυναμική απόκριση των τοιχοπληρώσεων και η τυχόν δυναμική μεγένθυση της επιβεβλημένης διέγερσης. Ο απλούστερος, όμως, τρόπος δοκιμής τοιχοπληρώσεων στην εγκάρσια διεύθυνση είναι με εφαρμογή μονοτονικά αυξανόμενης ομοιόμορφης πίεσης, ή συγκεντρωμένων δυνάμεων. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να μελετηθεί μόνον η μονοτονική σχέση εγκαρσίων δυνάμεων-βελών κάμψης, η αντοχή, καθώς και ο τρόπος της εκτός επιπέδου αστοχίας της τοιχοπλήρωσης. Ένα τέτοιο πειραματικό πρόγραμμα ήταν αυτό του University of Illinois (Angel et al 1994), το οποίο αφορούσε φανώματα που δοκιμάσθηκαν, γενικά, μετά από ρηγμάτωση από φόρτιση εντός του επιπέδου του φανώματος, πριν και μετά από επισκευή και ενίσχυση. Τα αποτελέσματα αντοχής, ή μέγιστης πίεσης που ασκήθηκε στα φανώματα αναγράφονται στον Πίνακα 3.2. Στον Πίνακα αυτόν  $f_{cv}$  είναι η αντοχή της τοιχοποιίας στην κατακόρυφη διεύθυνση,  $H/t$  η λυγνρότητα του τοίχου,  $L/H$  ο λόγος μήκους προς ύψος του φανώματος και  $p_{max}$  η μέγιστη τιμή πλευρικής πίεσης που ασκήθηκε (συνήθως, αλλά όχι πάντα, η αντοχή). Ο τρόπος της εκτός επιπέδου αστοχίας μοιάζει με αυτόν των πλακών, δηλ. με γραμμές διαρροής, οι οποίες συνήθως συμπίπτουν με διευθύνσεις λοξής ή διαγώνιας ρηγμάτωσης από την εντός του επιπέδου φόρτιση. Τα ακόμη δημοσιεύτα αποτελέσματα των εκτός επιπέδου δοκιμών μερικών από τα φανώματα τοιχοπληρώσεων του 4-ορόφου κτιρίου της Ispra, μετά τη ρηγμάτωσή τους από την εντός του επιπέδου φόρτιση, παρουσιάζονται στον Πιν. 3.3. Τονίζεται ότι ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής  $4/3$  που χρησιμοποιείται εδώ για τη μετατροπή των 4 συγκεντρωμένων φορτίων σε ομοιόμορφη πίεση προκύπτει θεωρητικά από ισοδυναμία έργου. Ο αντίστοιχος συντελεστής για ισότητα βελών κάμψης είναι περίπου 2.5.

Πίνακας 3.2 Πειραματικά αποτελέσματα των Angel et al (1994) για εκτός επιπέδου φόρτιση

L/H	H/t	$f_{cv}$ (MPa)	$p_{max}$ (kPa)	$1000p_{max}/f_{cv}$	Παρατηρήσεις
1.5	34	11.5	8.2	0.71	Χωρίς προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	34	10.9	4.0	0.37	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	34	10.9	20.	1.84	Μετά από επισκευή - ενίσχυση
1.5	34	10.1	21.	2.06	Μετά από επισκευή - ενίσχυση
1.5	34	10.1	6.0	0.59	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	22.9	30.	1.30	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.5	11	21.5	32.3	1.50	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.5	17	4.6	12.4	2.70	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	17	4.6	10.6	2.31	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	17	4.6	30.8	6.72	Μετά από επισκευή - ενίσχυση - Δεν αστόχησε
1.5	17	4.6	9.3	2.02	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	17	11.	30.8	2.79	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.5	9	3.5	32.2	9.18	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε

Πίνακας 3.3 Πειραματικά αποτελέσματα των φαινομένων του 4-ορόφου της  
Ispra για εκτός επιπέδου φόρτιση

L/H	H/t	$f_{cv}$ (MPa)	$p_{max}$ (kPa)	$1000p_{max}/f_{cv}$	Παρατηρήσεις
2.2	22.8	10.6	7.0	0.66	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
2.2	22.8	10.6	6.9	0.65	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.4	22.8	10.6	8.5	0.80	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.4	22.8	10.6	9.4	0.89	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.4	22.8	10.6	8.1	0.76	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου - Δεν αστόχησε
1.4	22.8	10.6	10.5	0.99	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου. Φόρτιση με 4 συγκ. φορτία. Συντελ. μετ. σε ομοιόμ. πίεση : 4/3.
1.4	22.8	10.6	8.5	0.80	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου. Φόρτιση με 4 συγκ. φορτία. Συντελ. μετ. σε ομοιόμ. πίεση : 4/3.
1.4	22.8	10.6	12.4	1.17	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου. Φόρτιση με 4 συγκ. φορτία. Συντελ. μετ. σε ομοιόμ. πίεση : 4/3.
1.4	22.8	10.6	11.3	1.07	Με προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου. Φόρτιση με 4 συγκ. φορτία. Συντελ. μετ. σε ομοιόμ. πίεση : 4/3.

Πίνακας 3.4 Πειραματικά αποτελέσματα του U.S.A.C.E.R.L. κατά Bashandy et al (1995) για εκτός επιπέδου φόρτιση σε σεισμική τράπεζα.

L/H	H/t	$f_{cv}$ (MPa)	$a_{g,max}$ (g's)	$a_{in,max}$ (g's)	Μεγενηθ.	$f_o$ (Hz)	$f_{eff}$ (Hz)	Παρατηρήσεις
1.5	18	35	1.83	3.53	1.92	10.5	4.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	2.79	5.04	1.81	10.5	3.5	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	1.1	4.85	4.41	10.5	4.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	8.42	7.56	0.89	14.5	7.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	3.74	4.94	1.32	14.5	9.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	8.6	9.48	1.1	14.5	9.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	4.12	4.62	1.12	17.5	8.	Χωρίς δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	4.88	4.34	0.88	17.5	9.	Χωρίς δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	6.62	7.94	1.2	17.	12.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	7.15	8.40	1.17	17.	9.	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου
1.5	18	35	7.98	9.03	1.13	17.	9.5	Προηγ. δοκιμή εντός επιπέδου

Πρόσφατα ολοκληρώθηκε στο U.S.A.C.E.R.L. (U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory) στο Illinois ένα πρόγραμμα πειραματικής μελέτης σε σεισμική τράπεζα, της δυναμικής απόκρισης και συμπεριφοράς τοιχοπληρωμένων πλαισίων, με ή χωρίς προηγούμενες βλάβες από διέγερση παράλληλα στο επίπεδο του τοίχου. Στον Πίνακα 3.4 δίνονται τα πιο ουσιώδη αποτελέσματα από τα πειράματα με τις ισχυρότερες σεισμικές διεγέρσεις, όπως αυτά συνοψίζονται από τους Bashandy et al (1995). Τα αποτελέσματα περιλαμβάνουν τις μέγιστες τιμές της μέσης στην επιφάνεια του φαντώματος του τοίχου επιτάχυνσης,  $a_{in,max}$ , και της επιτάχυνσης της διέγερσης,  $a_{g,max}$ , το λόγο τους, που μπορεί να θεωρηθεί σαν η δυναμική μεγένθυση της κίνησης από το ίδιο το φάντωμα, την αρχική συχνότητα του φαντώματος πριν τις εκτός επιπέδου δοκιμές,  $f_0$ , και την εκτιμώμενη, με βάση τη μέγιστη επιτάχυνση της απόκρισης και το ελαστικό φάσμα της διέγερσης, ενεργό συχνότητα της εκτός επιπέδου απόκρισης,  $f_{eff}$ . (Οι συχνότητες αναφέρονται στο πρωτότυπο, δηλ. έχουν διορθωθεί λόγω κλίμακας δοκιμίων). Τα αποτελέσματα του πίνακα δείχνουν ότι η δυναμική μεγένθυση είναι μικρή, και ότι η συχνότητα των φαντωμάτων είναι, περιλαμβανομένης της επιρροής της βλάβης λόγω εντός και/ή εκτός επιπέδου δυναμικής καταπόνησης, της τάξεως των 10Hz. Τονίζεται ότι, λόγω της εξαιρετικά υψηλής αντοχής της τοιχοποιίας, δεν υπήρξαν εκτός επιπέδου αστοχίες των τοίχων, παρά τις πολύ μεγάλες επιταχύνσεις.

Τα ανωτέρω αποτελέσματα χρησιμοποιούνται στη συνέχεια για την αποτίμηση και βαθμονόμηση προσομοιωμάτων.

### 3.3.2 Μαθηματικά προσομοιώματα

Πρόσφατα οι Angel et al (1994) αφενός και οι Bashandy et al (1995) αφετέρου, αξιοποίησαν τη θεωρία των McDowel et al (1956a, 1956b) για τη δράση τόξου σε τοίχους κοντά στην αστοχία υπό εγκάρσια φόρτιση, για να προβλέψουν την οριακή εγκάρσια πίεση φαντωμάτων τοχοπληρώσεων. Από τις δύο αυτές πρόσφατες θεωρήσεις, υιοθετείται εδώ αυτή των Bashandy et al (1995), σαν πληρέστερη, δεδομένου ότι λαμβάνει υπόψη την καμπτική λειτουργία της πλάκας και στις δύο διευθύνσεις, και όχι μόνον σ' αυτήν της μικρότερης πλευράς.

Το τελικό αποτέλεσμα του κατά Bashandy et al (1995) προσομοιώματος είναι η εξής σχέση για την οριακή τιμή της ομοιομορφοποιημένης εγκάρσιας πίεσης:

$$\frac{p_u}{f_{cv}} = 1.7 \frac{t^2}{LH} \left[ \left( \frac{L}{H} + \ln 2 - 1 \right) \left( 1 - \frac{f_{cv}}{E_v} x_v \right)^2 - \frac{E_h}{E_v} \frac{L}{H} \left( \frac{1-x_h}{1-x_v} \right) \ln \left( 1 - 0.5 \frac{H}{L} \right) \left( 1 - \frac{f_{ch}}{E_h} x_h \right)^2 \right] \quad (3.5)$$

Στην ανωτέρω εξίσωση  $f_{cv}$  και  $f_{ch}$  είναι η θλιπτική αντοχή του τοίχου στην κατακόρυφη και στην οριζόντια διεύθυνση αντίστοιχα,  $t$  το πάχος του τοίχου,  $H$  και  $L$  το ύψος και το μήκος του φανώματος,  $E_h$  το Μέτρο Ελαστικότητας του τοίχου στην οριζόντια διεύθυνση, δηλ. παράλληλα στο  $L$ ,  $E_v$  το Μέτρο Ελαστικότητας στην κατακόρυφη διεύθυνση, δηλ. παράλληλα στο  $H$ , ενώ τα  $x_h$  και  $x_v$  δίνονται από τις σχέσεις:

$$x_h = \frac{1}{1 - \frac{0.5}{\sqrt{0.25 + \left(\frac{t}{L}\right)^2}}} \quad (3.6)$$

$$x_v = \frac{1}{1 - \frac{0.5}{\sqrt{0.25 + \left(\frac{t}{H}\right)^2}}} \quad (3.7)$$

Αν η εγκάρσια πίεση προέρχεται από αδρανειακές δυνάμεις με μέση επιτάχυνση  $a$ , εκφρασμένη σε  $g$ 's, τότε σαν  $p_u$  στην εξ.(3.5) πρέπει να θεωρηθεί το  $a(\epsilon t)$ , όπου  $\epsilon$  είναι το μέσο ειδικό βάρος της τοιχοποιίας.

### 3.3.3 Παραμετρικές Αναλύσεις

Οι προβλέψεις των εξ.(3.5)-(3.7) παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.1 και 3.2 για δύο τυπικές τιμές του λόγου  $E_h/E_v$ , δηλ. 0.5 και 2.0. Η πρώτη τιμή αντιστοιχεί σε διάτρητους πλίνθους με κατακόρυφες τρύπες και η δεύτερη σε οριζόντιες. Για τη σύνταξη των σχημάτων ελήφθη ο λόγος  $E/f_c$  της τοιχοποιίας ίσος με 1000 και στις δύο διευθύνσεις. Εννοείται λοιπόν ότι οι ανωτέρω δύο λόγοι των Μέρων Ελαστικότητας, ισούνται με τους αντίστοιχους των αντοχών στις δύο διευθύνσεις.

Από τα Σχ. 3.1, 3.2 προκύπτει ότι η βασικές παράμετροι που καθορίζουν την αντοχή του τοίχου την εγκάρσια διεύθυνση είναι η αντοχή του στην κατακόρυφη διεύθυνση και η λυγηρότητα. Για τιμές της λυγηρότητας πάνω από 25, οι καμπύλες που δίνουν την αντοχή οριζοντιώνονται. Ο λόγος των Μέρων Ελαστικότητας (και των αντοχών) στις δύο διευθύνσεις

### 3.13

παίζει μικρό ρόλο, ενώ ακόμη μικρότερο φαίνεται να παίζει ο λόγος των πλευρών του φατνώματος, τουλάχιστον μέσα στα όρια που ο λόγος αυτός κυμαίνεται συνήθως. Τέλος, γεγονός που δεν φαίνεται από τα ανωτέρω σχήματα, η οριακή αντοχή στην εγκάρσια διεύθυνση αυξάνεται με το λόγο  $E/f_c$  του Μέρους Ελαστικότητας προς την αντοχή της τοιχοποιίας.

Για την εφαρμογή των ανωτέρω αποτελεσμάτων υπενθυμίζεται ότι το γινόμενο ετ ισούται, για μεν δρομικές και μπατικές οπτοπλινθοδομές από συνήθη διάτρητα τούβλα με  $2 \text{ kN/m}^2$  και  $3.5 \text{ kN/m}^2$  αντίστοιχα, για δε αυτές από συμπαγή τούβλα με  $2.5 \text{ kN/m}^2$  και  $4.5 \text{ kN/m}^2$ . Στις τιμές αυτές περιλαμβάνονται και τα συνήθη επιχρίσματα. Θεωρώντας μία δρομική οπτοπλινθοδομή (που είναι και πιο ευάλωτη λόγω λυγερότητας) με μία τιμή αντοχής στην κατακόρυφη διεύθυνση ίση με  $2 \text{ MPa}$  (που είναι συντηρητική προς ρεαλιστική για πλίνθους με οριζόντιες τρύπες), προκύπτει ότι οι τιμές των διαγραμμάτων χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 1000 περίπου για να δώσουν την επιτάχυνση κατάρρευσης στην εγκάρσια διεύθυνση. Προκύπτουν έτσι επιταχύνσεις κατάρρευσης λυγρών φατνωμάτων περίπου  $1g$ . Αν οι πλίνθοι έχουν κατακόρυφες τρύπες, οπότε και η αντοχή στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι μεγαλύτερη (περίπου διπλάσια), οι τιμές των επιταχύνσεων που απαιτούνται για κατάρρευση στην εγκάρσια διεύθυνση είναι αρκετά μεγάλες για να αποκλείεται το ενδεχόμενο αυτό. Σημειώνεται, πάντως, ότι με τις κατακόρυφες τρύπες βελτιώνεται σημαντικά και ο συντελεστής τριβής κατά μήκος των οριζοντίων αρμών, γεγονός που βελτιώνει την εντός του επιπέδου διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας.

Στα Σχ. 3.3, 3.4 συγκρίνονται οι προβλέψεις των Εξ.(3.5)-(3.7) με τα πειραματικά αποτελέσματα των Πινάκων 3.2 και 3.4. Για τη σύγκριση ελήφθη ο λόγος των Μέρων Ελαστικότητας στην οριζόντια προς την κατακόρυφη διεύθυνση ίσος με 1.0 στην περίπτωση του Σχ. 3.3 ή με 0.3 σ' αυτήν του Σχ. 3.4, ο δε λόγος των Μέρων Ελαστικότητας προς τις αντίστοιχες αντοχές με 500 στην πρώτη περίπτωση και με 1200 στην άλλη, συμβατά με τα αντίστοιχα πειραματικά στοιχεία.

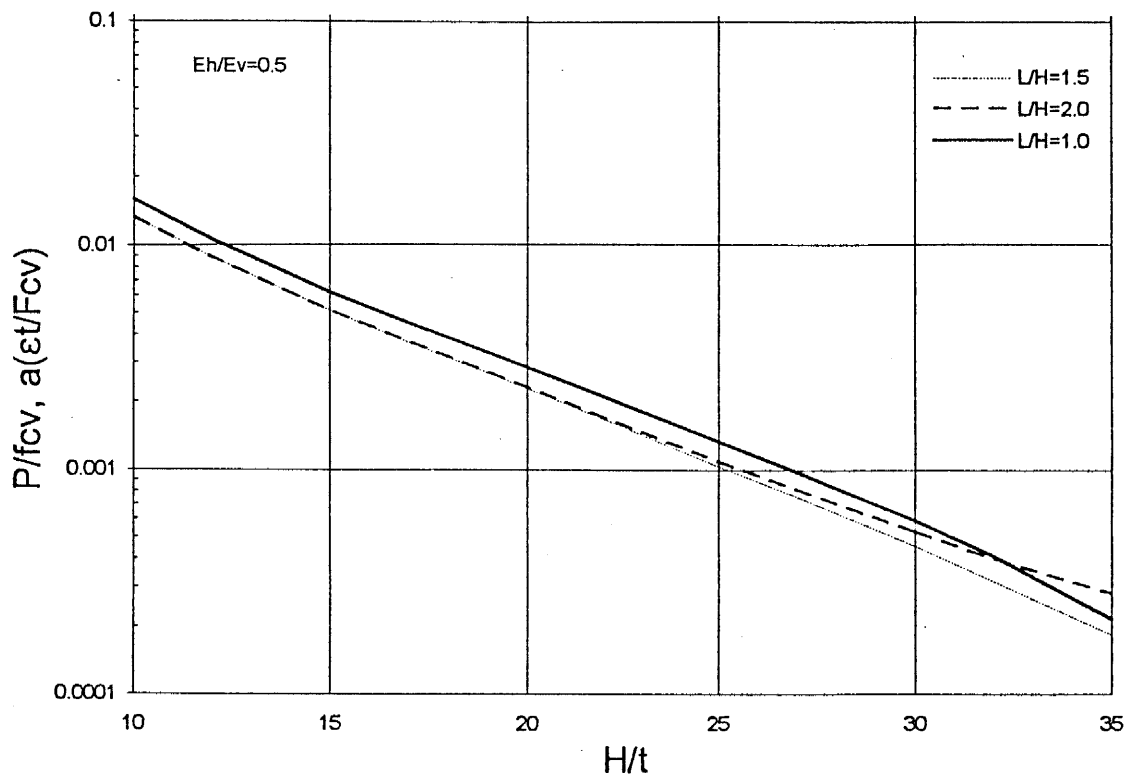
Η σύγκριση πειράματος-θεωρίας είναι στην περίπτωση του Σχ. 3.3 πολύ ικανοποιητική, λαμβανομένου υπόψη όλα σχεδόν τα δοκίμια που δεν είχαν επισκευασθεί είχαν σημαντικές βλάβες από την εντός του επιπέδου φόρτιση και επομένως και μειωμένη αντοχή στην εγκάρσια διεύθυνση, τα δε επισκευασμένα είχαν και ενισχυθεί, δικαιολογώντας έτσι και μεγαλύτερη αντοχή.

Στην περίπτωση του Σχ. 3.4, και πάλι η σύγκριση είναι αρκετά ικανοποιητική, λαμβανομένου υπόψη ότι α) όλα τα φατνώματα είχαν σημαντικές βλάβες από την εντός του επιπέδου φόρτιση, β) από τα 4 φατνώματα που δοκιμάσθηκαν με ομοιόμορφη πίεση μόνο τα

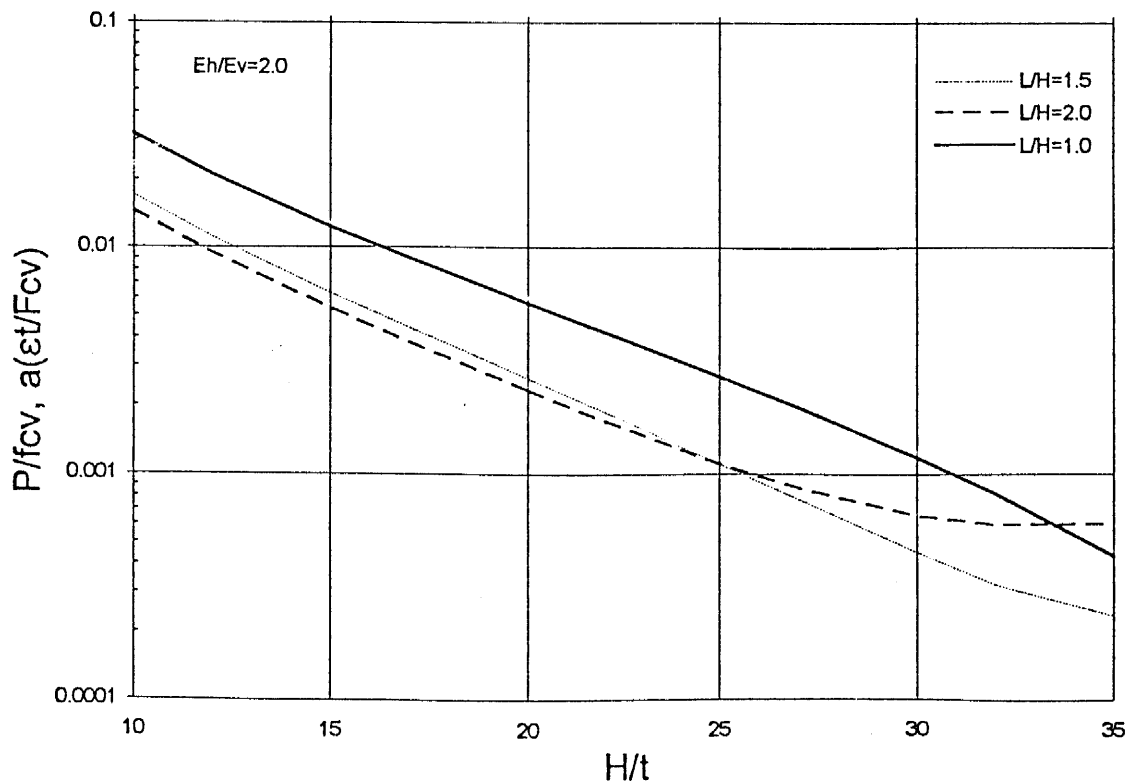
### 3.14

2 αστόχησαν, και γ) για τα φατνώματα που αστόχησαν με φόρτιση με 4 συγκεντρωμένα φορτία, η τιμή  $4/3$  που υπετέθη για το συντελεστή μετατροπής είναι μάλλον μικρή. Αν εχρησιμοποιείτο η τιμή του 2.5 περίπου που δίνει η σύγκριση των βελών κάμψης, η συμφωνία με τη θεωρία θα ήταν σχεδόν τέλεια.

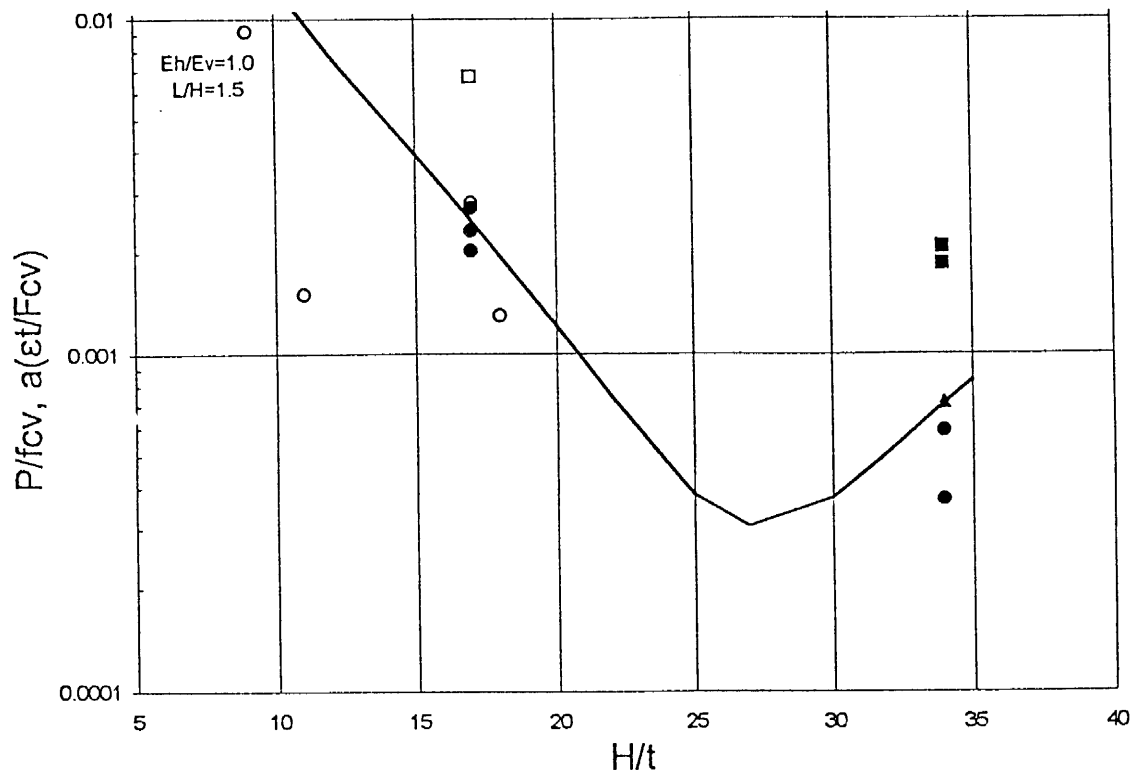




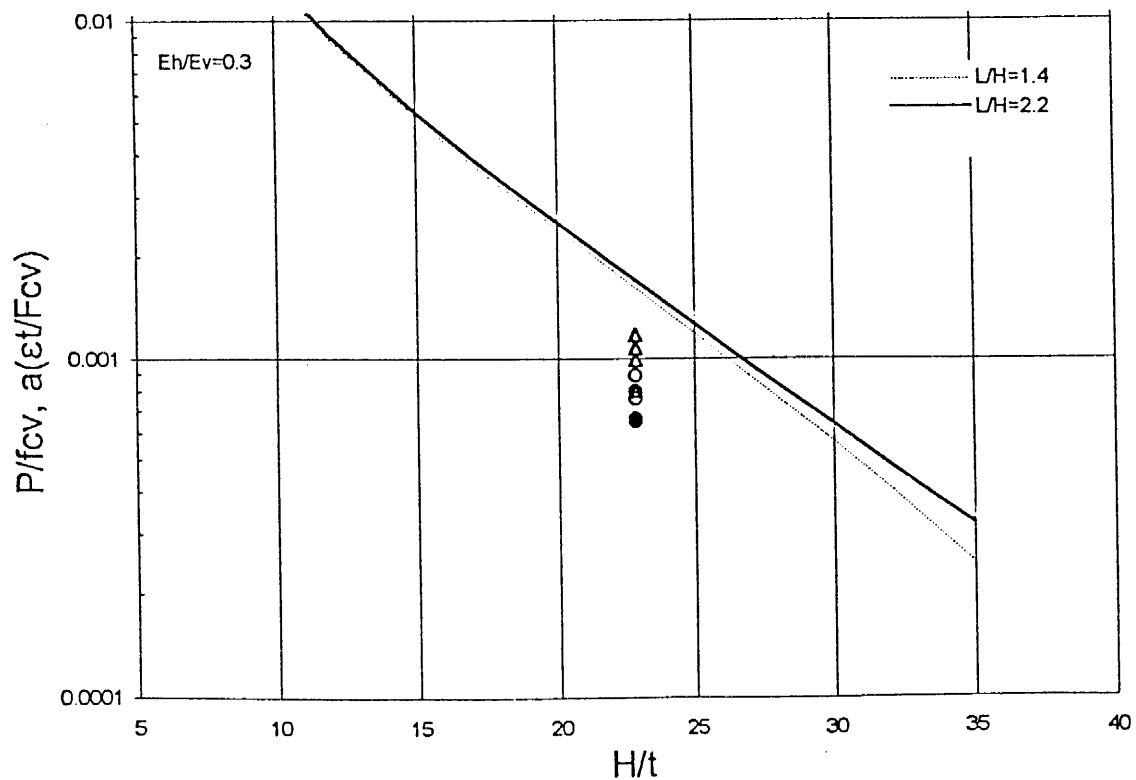
Σχ. 3.1: Αποτελέσματα προσομοιώματος Bashandy et al (1995) για την εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων. Διάτρητοι πλίνθοι με: πάνω=κατακόρυφες τρύπες ( $E_h/E_v=0.5$ ) και κάτω=οριζόντιες τρύπες ( $E_h/E_v=0.5$ )



Σχ. 3.2: Αποτελέσματα προσομοιώματος Bashandy et al (1995) για την εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοπληρώσεων. Διάτρητοι πλίνθοι με: πάνω=κατακόρυφες τρύπες ( $E_h/E_v=2.0$ ) και κάτω=οριζόντιες τρύπες ( $E_h/E_v=2.0$ )



Σχ. 3.3: Σύγκριση προβλέψεων προσομοιώματος Bashandy et al (1995) με πειραματικά αποτελέσματα Angle et al (1994). Τρίγωνο: χωρίς προηγ. βλάβη τοίχου, κύκλοι: με προηγούμενη βλάβη εντός επιπέδου, τετράγωνο: επισκευασμένοι/ενισχυμένοι τοίχοι. Γεμάτα σύμβολα: αστοχία, κενά σύμβολα: χωρίς αστοχία.



Σχ. 3.4: Σύγκριση προβλέψεων προσομοιώματος Bashandy et al (1995) με πειραματικά αποτελέσματα Ispra. Τρίγωνο: 4 συγκεντρ. φορτία με συντελεστή μετατρ. 4/3, κύκλοι: ομοιόμορφη πίεση. Γεμάτα σύμβολα: αστοχία, κενά σύμβολα: χωρίς αστοχία.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

# ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

### 4.1 Εισαγωγή

Η μη-γραμμική συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων πολυορόφων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος μελετάται εδώ με τη βοήθεια μίας σειράς μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων της σεισμικής απόκρισης, με τη μορφή παραμετρικών αναλύσεων. Σαν βάση των παραμετρικών αναλύσεων επελέγη ένα πραγματικό τετραόροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο είχε στο παρελθόν μελετηθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων Νο. 2 και 8, και κατόπιν δοκιμάσθηκε ψευδοδυναμικά στον τοίχο αντίδρασης του Εργαστηρίου ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) στο Κοινό Ευρωπαϊκό Κέντρο Ερευνών (JRC) στην Ispra της Ιταλίας. Το τετραόροφο πλαίσιο υπεβλήθη σε σεισμό με ένταση 1.5 μεγαλύτερη από το σεισμό σχεδιασμού, σε τρεις καταστάσεις: Όπως ακριβώς σχεδιάσθηκε, δηλ. γυμνό, κατόπιν με πλήρεις τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους των δύο από τα τρία παράλληλα πλαίσιά του στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης, και τέλος με τοιχοπλήρωση στα 2 ανωτέρω πλαίσια αλλά μόνον στους ορόφους 2 έως 4, δηλ. με τη μορφή Pilotis ή κτιρίου τύπου μαλακού ορόφου.

Το κτίριο αυτό επελέγη σαν βάση των παραμετρικών αναλύσεων διότι: α) Είναι η μόνη διεθνώς πλαισιακού τύπου πολυόροφη κατασκευή που δοκιμάσθηκε σε φυσική κλίμακα, τόσο σαν γυμνό πλαίσιο όσο και σαν τοιχοπληρωμένη, μερικώς ή πλήρως. Έτσι παρέχει τη δυνατότητα ελέγχου και βαθμονόμησης των προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούνται εδώ και για τα επιμέρους στοιχεία (μέλη οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοπληρώσεις) και για την κατασκευή στο σύνολο της. 2) Οι Ευρωκώδικες Νο.2 και 8, με τους οποίους έχει μελετηθεί το κτίριο, όχι μόνον είναι σήμερα το βασικό πρότυπο μελέτης και κατασκευής αντισεισμικών κατασκευών στον Ευρωπαϊκό χώρο, με προοπτικές να παίξουν αυτό το ρόλο και διεθνώς, αλλά επιπλέον σχεδόν ταυτίζονται και με τους νέους Ελληνικούς Κανονισμούς έκδοσης

1995, τόσο τον Αντισεισμικό (NEAK), όσο και αυτόν για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα.

Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις του τετραορόφου κτιρίου γίνονται στις 3 βασικές μορφές του, στις οποίες έγιναν και οι δοκιμές, δηλ. γυμνό, πλήρως τοιχοπληρωμένο και τέλος χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (Pilotis), αλλά με τρεις διαφορετικές σχετικές δυσκαμψίες και αντοχές πλαισίου-τοιχοπλήρωσης, στα πλαίσια της παραμετρικής ανάλυσης. Οι δυναμικές αναλύσεις γίνονται με 4 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, πλήρως συμβατά με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του κτιρίου, αλλά σε 5 διαφορετικές εντάσεις: Την ένταση του σεισμού σχεδιασμού (με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης 0.30g) επί 1.0, επί 1.5, επί 2.0, επί 2.5 και επί 3.0.

## 4.2 Περιγραφή των κατασκευών

Το κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, που αποτελεί τη βάση των παραμετρικών αναλύσεων αυτού του Κεφαλαίου, έχει 4 ορόφους, ύψους 3.5m στο ισόγειο και 3.0m στους λοιπούς, και διαστάσεις σε κάτοψη 10m x 10m (Σχ. 4.1). Έχει 3 τρίστηλα πλαίσια σε κάθε οριζόντια διεύθυνση. Τα πλαίσια που είναι παράλληλα στη διεύθυνση της σεισμική δράσης, ισαπέχουν (δηλ. είναι ανά 5m), ενώ αυτά που είναι κάθετα σ' αυτήν είναι σε αποστάσεις 6m και 4m. Όλα τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά, πλευράς 0.40m, πλην του κεντρικού που έχει πλευρά 0.45m (περιλαμβανομένης της πλάκας, πάχους 0.15m). Το κτίριο μελετήθηκε για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0.30g, με το φάσμα σχεδιασμού για έδαφος Β (που σημαίνει ότι το οριζόντιο πλατώ του φάσματος εκτείνεται από περίοδο  $T_1=0.15\text{sec}$  μέχρι  $T_2=0.6\text{sec}$ ) και για κατηγορία πλαστιμότητας Η (υψηλή), που σημαίνει δείκτη συμπεριφοράς  $q=5.0$ . Η ελαστική ιδιοπερίοδος Σταδίου Ι ισούται με  $T_0=0.53\text{sec}$ , και η τέμνουσα σχεδιασμού στη βάση με 15% του βάρους του κτιρίου. Οι ανωτέρω δύο τιμές είναι σημαντικές για την αποτίμηση της μη-γραμμικής απόκρισης, όπως αυτή προκύπτει από τις παραμετρικές αναλύσεις.

Άλλες λεπτομέρειες για τη γεωμετρία και το σχεδιασμό του κτιρίου δεν αναφέρονται εδώ, καθώς ο σχεδιασμός έγινε στα πλαίσια άλλου προγράμματος από άλλους ερευνητές. Εδώ απλώς το κτίριο χρησιμοποιείται σαν εργαλείο των παραμετρικών αναλύσεων, δεδομένου ότι παρέχει και τη δυνατότητα ελέγχου της αξιοπιστίας της προσομοίωσης μέσω κάποιων πειραματικών αποτελεσμάτων. Αναφέρεται απλώς εδώ ότι οι οπλισμοί των μελών υπερκάλυπταν ελαφρώς τις απαιτήσεις του σχεδιασμού για σεισμικό συντελεστή βάσης 0.15, στο συνήθη βαθμό που επιβάλλουν οι απαιτήσεις ελαχίστων οπλισμών και οι κανόνες της

### 4.3

κατασκευαστικής πρακτικής (συνδυασμός απαιτήσεων χάλυβα σε γειτονικές διατομές, στρογγύλευση οπλισμών προς τα πάνω, κ.λ.π.). Έτσι προκύπτει για το κτίριο κάποια συνήθους έκτασης υπεραντοχή έναντι του σεισμού σχεδιασμού, η οποία συνδυάζεται με την υπεραντοχή λόγω των συντελεστών ασφαλείας των υλικών και με τη διαφορά μεταξύ ονομαστικής (χαρακτηριστικής) αντοχής των υλικών και πραγματικής. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος και του χάλυβα ήταν 16.7MPa και 435MPa αντίστοιχα, ενώ οι μέσες αντοχές λίγο πριν τις δοκιμές ήταν, κατά μέσο όρο 33MPa για το σκυρόδεμα και 590MPa για το χάλυβα. Λόγω ακριβώς συσσώρευσης των ανωτέρω υπεραντοχών, το κτίριο ανταπεξήλθε, χωρίς σημαντικές βλάβες και μόνιμες παραμορφώσεις, τη δοκιμή για σεισμό κατά 1.5 φορές υψηλότερο από το σεισμό σχεδιασμού (δηλ. με μέγιστη επιτάχυνση 0.45g), γεγονός που επέτρεψε την πλήρωση των 2 εξωτερικών πλαισίων με οπτοπλινθοδομή πάχους 0.112m, από διάτρητα τούβλα με κατακόρυφες οπές, και την επανάληψη της δοκιμής, τόσο στο πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο όσο και στο τύπου Pilotis (μετά από ανακατασκευή των τοιχοποιιών στους ορόφους 2 έως 4).

Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις του κτιρίου (βλ. Παρ. 4.4 και 4.5), έγιναν με βάση τους πραγματικούς οπλισμούς και τις μέσες αντοχές σκυροδέματος, χάλυβα και οπτοπλινθοδομής.

### **4.3 Μη-γραμμική προσομοίωση της κατασκευής**

#### **4.3.1 Μη-γραμμική προσομοίωση του εξ οπλισμένου σκυροδέματος φέροντα οργανισμού**

Η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα ANSR-I (Mondkar and Powell, 1975) για στατική και δυναμική ανάλυση στο χώρο, όπως αυτό έχει διαμορφωθεί στο Πανεπιστήμιο Πατρών με την προσθήκη νέων Στοιχείων στη βιβλιοθήκη του. Ακολουθούν λεπτομέρειες της προσομοίωσης.

Η μη-γραμμική ανάλυση της απόκρισης έγινε με μέλος-προς-μέλος διακριτοποίηση της κατασκευής στο χώρο, με 6 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Λόγω συμμετρίας του κτιρίου ως προς το κατακόρυφο επίπεδο μέσα στο οποίο ασκείται η σεισμική δράση, οι 6 βαθμοί ελευθερίας μειώνονται σε 4, καθώς οι περί κατακόρυφο άξονα στροφές και οι κάθετα προς το κατακόρυφο επίπεδο συμμετρίας μεταθέσεις, λαμβάνονται μηδενικές. Επιπλέον, μηδενικές θεωρούνται και οι περιστροφές των κόμβων που βρίσκονται μέσα στο κατακόρυφο επίπεδο συμμετρίας, ως προς τον επί του επιπέδου αυτού οριζόντιο άξονα.

Συμμετρικοί κόμβοι των δύο εξωτερικών πλαισίων έχουν επίσης κοινές κατακόρυφες μεταθέσεις περί οριζόντιο άξονα κάθετο στο επίπεδο συμμετρίας. Τέλος, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας, όλοι οι κόμβοι ενός ορόφου λαμβάνονται ότι έχουν κοινή οριζόντια μετάθεση στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Για την προσομοίωση της καμπτικής συμπεριφοράς δοκών και υποστυλμάτων χρησιμοποιήθηκε το στοιχείο απλού μέλους και συγκεντρωμένης ανελαστικότητας (σημειακών αρθρώσεων), με θεώρηση αντισυμμετρικής κάμψης. Η σχέση ροπής-στροφής χορδής στο άκρο του μέλους ελήφθη διγραμμική σε μονοτονική φόρτιση, ενώ για ανακυκλιζόμενη ένταση θεωρήθηκε ότι ακολουθεί το τροποποιημένο κατά Litton (1974) προσομοίωμα Takeda (1971), με 9 κανόνες υστέρησης. Οι παράμετροι του προσομοιώματος αυτού είναι οι εξής:

- 1) Οι ροπές διαρροής  $M_y^+$  και  $M_y^-$ , οι οποίες λαμβάνονται διαφορετικές σε θετική και αρνητική κάμψη για μη-συμμετρικές διατομές και / ή οπλισμό, όπως, π.χ., στις δοκούς.
- 2) Η δυσκαμψία EI μέχρι τη διαρροή, με την ίδια τιμή για θετική και για αρνητική κάμψη.
- 3) Ο σταθερός λόγος κράτυνσης  $\rho$  της μετελαστικής περιοχής, επίσης ίδιος για θετική ή αρνητική κάμψη.
- 4) Η παράμετρος  $\alpha$ , που ισούται με την παραμένουσα παραμόρφωση κατά την αποφόρτιση μέχρι τον οριζόντιο άξονα, σαν ποσοστό της παραμένουσας παραμόρφωσης για αποφόρτιση παράλληλα στον αρχικό ελαστικό κλάδο της μονοτονικής φόρτισης.
- 5) Η παράμετρος  $\beta$ , η οποία καθορίζει την απόσταση του σημείου του μετελαστικού κλάδου της μονοτονικής καμπύλης στο οποίο κατευθύνεται ο κλάδος επαναφόρτισης, από το ακρότατο προγενέστερο σημείο φόρτισης πάνω στον ίδιο μετελαστικό κλάδο, σαν ποσοστό της απόστασης αυτού του τελευταίου σημείου από το σημείο διαρροής.

Οι τιμές των ανωτέρω παραμέτρων καθορίζονται ως εξής:

Οι ροπές διαρροής σε θετική ή αρνητική κάμψη,  $M_y^+$  και  $M_y^-$ , καθορίζονται στο κάθε άκρο μέλους υποθέτοντας διαρροή των ακραίων εφελκυσμένων ράβδων, γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του σκυροδέματος σε θλίψη και σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης, ίση με την λόγω κατακορύφων φορτίων στις κολώνες ή μηδέν στις δοκούς. Έτσι το μη-γραμμικό προσομοίωμα αγνοεί τη μεταβολή του αξονικού φορτίου κατά τη διάρκεια της απόκρισης και τη συνακόλουθη αυξομείωση της ροπής διαρροής και της μετελαστικής δυσκαμψίας. Σε κάθε μέλος υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή,  $\theta_y$ , πάλι για θετική

και για αρνητική κάμψη, θεωρώντας αντισυμμετρική κάμψη του μέλους (δηλ. σημείο καμπής στο μέσο). Αυτές οι γωνίες στροφής υπολογίζονται κατά τις εμπειρικές σχέσεις των Park and Ang (1985), λαμβάνοντας υπόψη τις καμπτικές και τις διατμητικές παραμορφώσεις σ' όλο το μήκος διάτμησης του μέλους μέχρι τη διαρροή, καθώς και τη συμβολή της ολίσθησης των ράβδων μέσα στους κόμβους στη γωνία στροφής του άκρου του μέλους. Η ολίσθηση αυτή συμβάλλει στη συνολική στροφή διαρροής κατά το εν-τρίτο περίπου.

Κατά τον υπολογισμό της ροπής διαρροής και της αντίστοιχης γωνίας στροφής,  $M_y$  και  $\theta_y$ , συνυπολογίζεται στον οπλισμό πάνω πέλματος της δοκού όλος ο οπλισμός που διαπερνά τη διατομή άκρου και αγκυρώνεται πλήρως πέραν απ' αυτήν. Στον οπλισμό αυτό περιλαμβάνεται όλος ο οπλισμός πάνω επιφανείας της πλάκας, που είναι παράλληλος στη δοκό και μέχρι το μέσο του ανοίγματος της πλάκας εκατέρωθεν της δοκού (δηλ., θεωρείται το σύνολο της πλάκας σαν συνεργαζόμενο με τη δοκό σε εφελκυσμό). Για κάθε μέλος υπολογίζεται, τέλος, μία και μοναδική ενεργός ελαστική τέμνουσα δυσκαμψία στη διαρροή, ίση με το μέσο  $M_y I / 6\theta_y$  στα δύο άκρα για θετική και αρνητική κάμψη. Τέλος, ο λόγος κράτυνσης,  $\rho$ , στη μετελαστική περιοχή λαμβάνεται ίσος με 5%.

Οι τιμές των παραμέτρων  $\alpha$  και  $\beta$  του κατά Litton (1974) τροποποιημένου προσομοιώματος υστέρησης Takeda λαμβάνονται ίσες με 0.7 και 0, αντίστοιχα. Καθώς η παράμετρος  $\beta$  καθορίζει το τέλος των κλάδων επαναφόρτισης, η τιμή  $\beta=0$  δηλώνει επαναφόρτιση προς το σημείο της μέγιστης προγενέστερης παραμόρφωσης στην κατεύθυνση επαναφόρτισης. Αυτός ο συνδυασμός τιμών των παραμέτρων δίνει ικανοποιητική, κατά μέσο όρο, συμφωνία με την απορρόφηση ενέργειας σε πειράματα ανακυκλιζόμενης κάμψης, για τις μέσες περίπου τιμές του λόγου διάτμησης, των ποσοστών οπλισμού και της ανηγμένης αξονικής δύναμης στην υπόψη κατασκευή.

Σ' όλα τα κατακόρυφα στοιχεία το προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη φαινόμενα 2ας τάξεως, με θεώρηση σε κάθε χρονική στιγμή της ταυτόχρονης τιμής του αξονικού φορτίου.

Η ιξώδης απόσβεση εκ λόγων άλλων, πέραν της μετελαστικής απορρόφησης ενέργειας, λαμβάνεται κατά Rayleigh. Τα τμήματά της που είναι ανάλογα του μητρώου μάζας και του ελαστικού μητρώου δυσκαμψίας λαμβάνονται έτσι ώστε να προκύπτει απόσβεση 5% της κρίσιμης, και στις δύο πρώτες ελαστικές ιδιοπεριόδους της κατασκευής. Ο υπολογισμός των ιδιοπεριόδων αυτών γίνεται με βάση τις τέμνουσες δυσκαμψίες των εξ' οπλισμένου σκυροδέματος στοιχείων στη διαρροή, συνυπολογιζομένης της συμβολής των διατμητικών παραμορφώσεων και της ολίσθησης των ράβδων στους κόμβους. Οι περίοδοι αυτές είναι περίπου διπλάσιες των αντιστοιχών της κατασκευής στο Στάδιο I (αρηγμάτωσης).

Ο βαθμός βλάβης των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ποσοτικοποιείται με τη βοήθεια του δείκτη βλάβης κατά Fardis (1994). Η τιμή αυτού του δείκτη υπολογίζεται σε κάθε άκρο μέλους, σαν η μέγιστη στο σύνολο της απόκρισης τιμή της μή-ανακτιήσιμης (πλαστικής) ενέργειας παραμόρφωσης του μέλους λόγω ανελαστικής στροφής του άκρου, συν ένα μικρό ποσοστό (2%) της μέσω υστέρησης απορροφηθείσας στο άκρο αυτό ενέργειας, διαιρεμένης με την ενέργεια παραμόρφωσης στην αστοχία του συνόλου του μέλους σε αντισυμμετρική μονοτονική κάμψη, κατά την οποία το άκρο του μας ενδιαφέρει είναι σε εφελκυσμό στην πλευρά με το μεγαλύτερο ποσοστό οπλισμού ("αρνητική" κάμψη), οπότε το άλλο είναι σε εφελκυσμό στην αντίθετη πλευρά. Αστοχία σ' αυτήν την κατάσταση αντισυμμετρικής κάμψης θεωρείται ότι συμβαίνει όταν και τα δύο άκρα βρίσκονται στο φθιτό κλάδο της αντίστοιχης σχέσης ροπών-γωνιών στροφής χορδής, σε ροπή ίση με το 85% της αντίστοιχης οριακής αντοχής. Αυτή η στροφή χορδής στην αστοχία λαμβάνεται ίση με τη στροφή αστοχίας κατά Park et al (1987) και υπολογίζεται αντίστοιχα, συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του μέλους.

Ο δείκτης βλάβης που υπολογίζεται κατά τον ανωτέρω τρόπο για μία σειρά από 200 περίπου πειράματα σε αντακυκλιζόμενη κάμψη, δοκιμών τύπου προβόλου κυρίως, έχει μέση τιμή περίπου 1.0 και συντελεστή μεταβλητότητας 0.57. Αν η πιθανοτική κατανομή της τιμής του δείκτη βλάβης στην αστοχία ληφθεί σαν λογαριθμοκανονική, τότε τιμές του δείκτη ίσες με 0.75, 0.65, 0.55, 0.45, 0.35 και 0.25 αντιστοιχούν, περίπου, σε πιθανότητες αστοχίας μέλους 40%, 30%, 20%, 10%, 5% και 1% αντίστοιχα.

#### 4.3.2 Προσομοίωση των φαινομένων τοιχοπλήρωσης

Η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης έγινε με το προσομοίωμα του Κεφαλαίου 2, με τις εξής τιμές παραμέτρων:

Για την μονοτονική καμπύλη, η αρχική πλευρική δυσκαμψία  $K_0$  υπολογίστηκε σαν  $G_w A/H$ , η τέμνουσα ρηγμάτωσης σαν  $\tau_{cr} A$ , η τέμνουσα οριακής αντοχής σαν  $1.3\tau_{cr} A$ , ο λόγος κράτυνσης  $\rho$  του ανερχόμενου κλάδου τέθηκε ίσος με  $1/7$ , τιμή που αντιστοιχεί περίπου σε υπολογισμό της τέμνουσας δυσκαμψίας στην οριακή αντοχή με τον τύπο του Mainstone (1971) χρησιμοποιώντας το Μέτρο Ελαστικότητας της τοιχοποιίας κατά  $45^\circ$ , ο λόγος  $\rho_1$  που καθορίζει την κλίση του φθιτού κλάδου σαν ποσοστό αυτής του ελαστικού, ελήφθη ίσος με 0.003 και η απομένουσα αντοχή, η οποία πρακτικά ουδέποτε φθάνεται, θεωρήθηκε ίση με την τέμνουσα ρηγμάτωσης.

Οι παράμετροι της υστέρησης ελήφθησαν ως εξής:



#### 4.7

Ο συντελεστής  $a$ , που δίνει την πτώση της μέγιστης δύναμης στην επαναφόρτιση, ελήφθη ίση με 0.15, οι συντελεστές  $a$  και  $a'$ , που καθορίζουν την βαθμιαία μείωση της περιβάλλουσας με την ανακύκλιση, ελήφθησαν ίσοι με μηδέν, ο συντελεστής  $\beta$ , που καθορίζει το επίπεδο δύναμης στο οποίο μειώνεται η κλίση κατά την αποφόρτιση σαν ποσοστό της οριακής αντοχής, ελήφθη ίσος με 0.05, και τέλος ο συντελεστής  $c$ , που καθορίζει την κλίση της επαναφόρτισης και τη στένωση των βρόχων υστέρησης, ελήφθη ίσος με 0.2. Ο ανωτέρω συνδυασμός παραμέτρων αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την υστερητική απόσβεση της τοιχοπλήρωσης.

Οι τιμές των παραμέτρων αντοχής και ελαστικότητας,  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$  και  $E_w$ , ήταν στη βασική περίπτωση των παραμετρικών αναλύσεων αυτές που μετρήθηκαν σε τοιχίσκους από το ίδιο υλικό σε διαγώνια θλίψη (κατά  $45^\circ$ ). Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν θεωρώντας αυτές τις τιμές σαν βασικές, και κατόπιν θεωρώντας επίσης το υποδιπλάσιο της αντοχής και δυσκαμψίας σαν περίπτωση μικρής σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων-κατασκευής, και το διπλάσιο των παραμέτρων αντοχής και δυσκαμψίας σαν περίπτωση μεγάλης σχετικής δυσκαμψίας τοίχων-δομήματος.

#### 4.4 Ελεγχος αξιοπιστίας προσομοιώματος βάσει των πειραματικών αποτελεσμάτων

Οι θεωρήσεις και υποθέσεις της ανάλυσης και της προσομοίωσης ελέγχθηκαν με σύγκριση των προβλέψεων με τα πειραματικά αποτελέσματα του τετραορόφου κτιρίου. Το κτίριο δοκιμάσθηκε στο εργαστήριο ELSA στην Ispra, για οριζόντια σεισμική δράση διάρκειας 8 sec, χονδρικά συμβατή με το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων τους Ευρωκώδικα 8, το οποίο αποτέλεσε και τη βάση σχεδιασμού του κτιρίου, πολλαπλασιασμένο επί 1.5. Η δοκιμή έγινε σε γυμνό πλαίσιο, επαναλήφθηκε σε πλαίσιο με όλα τα εξωτερικά φαντώματα πληρώμενα με τοιχοποιϊά διάτρητων πλίνθων πάχους 0.112m, και τέλος επαναλήφθηκε μόνο στους ορόφους 2 έως 4, δηλ. με τη μορφή Pilotis. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης συγκρίνονται ικανοποιητικά με αυτά των πειραμάτων στο Σχ. 4.2 και στον Πιν. 4.1.

Το γυμνό πλαίσιο εμφάνισε τριχοειδείς ρωγμές καθ' όλο το ύψος των διατομών παρειάς σ' όλες σχεδόν τις δοκούς, ενδεικτικές διαρροής του χάλυβα και σε ορισμένες περιπτώσεις και ολίσθησης των ράβδων στους κόμβους. Στην πλήρως τοιχοπληρωμένη κατασκευή, οι τοιχοπληρώσεις υπέστησαν σοβαρές βλάβες, ιδίως στους κατώτερους ορόφους, αλλά το πλαίσιο αποκρίθηκε ελαστικά. Τέλος, στην περίπτωση τύπου Pilotis, οι κολώνες του ισογείου υπέστησαν τοπική αποφλοιώση της επικάλυψης των οπλισμών με

σκυρόδεμα, ενώ οι δοκοί του ισογείου είχαν λίγο μεγαλύτερη βλάβη από την περίπτωση του γυμνού πλαισίου. Οι παρατηρήσεις αυτές συμφωνούν με τις προβλέψεις του δείκτη βλάβης στον Πιν. 4.1.

Πίνακας 4.1 Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων 4-ορόφου κτιρίου Ispra

Κτίριο	οριζόντ. μετάθεση %				$V_{\beta\alpha\sigma\eta\varsigma}/W$		Δείκτης βλάβης (μέσο/max ορόφου)					
	κορυφή μεγ. σχετ. ορόφου						υποστυλώματα			δοκοί		
	ανάλ. test	ανάλ. test	ανάλ. test	ανάλ. test	ανάλ. test	ανάλ. test	1ος	2ος	3ος	1ος	2ος	3ος
γυμνό	1.5	1.6	2.2	2.4	0.36	0.40	9/15	3/5	5/8	5/6	5/8	8/13
πλ. τοιχοπληρ.	0.6	0.6	1.0	1.1	0.41	0.54	3/5	1/1	0/0	1/2	0/1	0/0
pilotis	1.1	1.4	2.2	3.5	0.45	0.47	20/34	3/6	0/0	7/10	1/2	0/0

## 4.5 Παραμετρικές Αναλύσεις

### 4.5.1 Σεισμική δράση

Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις των διαφόρων περιπτώσεων τοιχοπληρωμένων κ.λ.π. κτιρίων, έγιναν για οριζόντια σεισμική διέγερση στη διεύθυνση των τοιχοπληρώσεων με 4 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά παρήχθησαν κατά τη διαδικασία που περιγράφεται από τους Economidou and Fardis (1994), έτσι ώστε να είναι συμβατά με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του κτιρίου κατά τον Ευρωκώδικα Νο.8. Έχουν συνολική διάρκεια 10 sec, με ένταση που αυξάνεται γραμμικά στο πρώτο 1 sec, παραμένει σταθερή για 7 sec, και μειώνεται πάλι γραμμικά στο μηδέν στα τελευταία 2 sec. Όπως φαίνεται στο Σχ. 4.3, επιτυγχάνεται ικανοποιητική συμφωνία με το φάσμα επιταχύνσεων του Ευρωκώδικα Νο.8 (πολύ καλλίτερη απ' αυτήν του επιταχυνσιογραφήματος που χρησιμοποιήθηκε για τις δοκιμές του τετραορόφου κτιρίου και τις αντίστοιχες αναλύσεις της Παρ. 4.4). Αξιοσημείωτα είναι και τα φάσματα ψευδοταχυτήτων των επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία δίνουν πρακτικά σταθερή τιμή (ίση με 0.70m/sec για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.30g) για T πάνω από 0.6 sec.

Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για 5 εντάσεις σεισμού, που αντιστοιχούσαν στη δράση σχεδιασμού επί 1.0, επί 1.5, επί 2.0, επί 2.5 και επί 3.0 (αντίστοιχες επιταχύνσεις εδάφους 0.3g έως 0.9g). Έτσι λοιπόν, για κάθε διαφορετικό συνδυασμό κατασκευής-τοιχοπληρώσεων έγιναν  $4 \times 5 = 20$  μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

#### 4.5.2 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων της απόκρισης

Πριν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων, υπενθυμίζονται μερικές βασικές παράμετροι του σχεδιασμού:

α) Το κτίριο έχει σχεδιασθεί για σεισμικό συντελεστή βάσης ίσο με 0.15, έχει δε μία βασική ιδιοπερίοδο Σταδίου Ι (αρηγμάτωτο) ίση με 0.53sec. Λόγω της διαφοράς μεταξύ αντοχής σχεδιασμού του χάλυβα (435MPa) και μέσης αντοχής στην κατασκευή και στις αναλύσεις (590MPa), τα μέλη στα οποία κρίσιμος είναι ο χάλυβας (οι δοκοί) διαθέτουν ένα συντελεστή υπεραντοχής ίσο με  $590/435 = 1.36$ , δηλ. υπεραντοχή 36%. Επιπλέον, οι δοκοί έχουν ένα μέσο συντελεστή υπεραντοχής έναντι σεισμού μιας διεύθυνσης χωρίς (τυχηματική) εκκεντρότητα τουλάχιστον 15%, επειδή έχουν σχεδιασθεί για εντατικά μεγέθη αυξημένα λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας κατά 30% για τις περιμετρικές δοκούς και κατά 0% στο κέντρο της κάτοψης. Επομένως η συνολική υπεραντοχή είναι τουλάχιστον  $36\% + 15\% = 51\%$ , και ο συντελεστής υπεραντοχής 1.51. Αν ο συντελεστής αυτός εφαρμοσθεί στο σεισμικό συντελεστή σχεδιασμού, δηλ. στο 0.15, προκύπτει ότι η πρώτη διαρροή στο γυμνό πλαίσιο θα συμβεί σε σεισμικό συντελεστή περίπου 0.23. Και όντως σ' αυτή την τιμή του σεισμικού συντελεστή, δηλ. σε τέμνουσα βάσης 800kN, φαίνεται να διαρρέουν τα πρώτα στοιχεία του γυμνού πλαισίου, όταν σ' αυτό ασκείται ισοδύναμη στατική φόρτιση με ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή (βλ. Σχ 4.6 και Παρ. 4.5.4 κατωτέρω). Λόγω της διαφοράς μάζας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, αυτή η τιμή του σεισμικού συντελεστή διαρροής αντιστοιχεί σε συντελεστή βάσης 0.20 για τα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια, ή 0.21 για τα τύπου Pilotis.

β) Όπως προκύπτει και από τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετάθεσης κτιρίου στην κορυφή ή και οριζόντιας μετάθεσης οροφής ισογείου (Σχ. 4.6), και από την αρχική τιμή της ελαστικής περιόδου όταν το πλαίσιο είναι σε Στάδιο ΙΙ (ρηγματωμένο, με την τέμνουσα δυσκαμψία των μελών στη διαρροή τους) και οι τοίχοι αρηγμάτωτοι και χωρίς αποκολληση από το περιβάλλον πλαίσιο, η πλευρική δυσκαμψία ορόφων  $GA/H$  των τοιχοπληρώσεων, καθώς και η συμβολή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου, ισούται με το 24-πλάσιο της ελαστικής πλευρικής δυσκαμψίας του (ρηγματωμένου) γυμνού πλαισίου για τη βασική περίπτωση των παραμετρικών αναλύσεων, δηλ. με το 12πλάσιο στην περίπτωση της μικρής σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων-πλαισίου, ή στο 48-πλάσιο στην περίπτωση της μεγάλης! Αυτό βεβαίως ισχύει για την περίπτωση τοιχοπληρώσεων στα εξωτερικά φαντώματα όλων των ορόφων.

γ) Η συμβολή της οριακής αντοχής των τοιχοπληρώσεων ισοδυναμεί με σεισμικό

συντελεστή βάσης (για τη μάζα των τοιχοπληρωμένων κτιρίων) ίσο με 0.08 για τη βασική περίπτωση σχετικής δυσκαμψίας, 0.04 για την περίπτωση μικρής σχετικής δυσκαμψίας και 0.16 για αυτήν της μεγάλης.

Τα βασικά αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων δίνονται συνοπτικά στα Σχ. 4.4 και 4.5 και στους Πίνακες 4.2-4.5.

Τα Σχ. 4.4(a)-(g) δίνουν τα μετακνησιογραφήματα στην κορυφή του κτιρίου, χωριστά ανά τεχνητό επιταχυνσιογράφημα και έντασή του (από 1.0 έως 3.0 φορές την ένταση σχεδιασμού). Είναι εμφανής η μήκυνση της ενεργής περιόδου ταλάντωσης με την αύξηση της έντασης, καθώς και η τεράστια επιρροή της παρουσίας, της σχετικής δυσκαμψίας και της κατανομής των τοιχοπληρώσεων στο μέγεθος των μετακινήσεων.

Τα Σχ. 4.5 (a)-(g) δίνουν την εξέλιξη με το χρόνο της συνολικής ενέργειας ταλάντωσης του κτιρίου,  $E_{in}$ , όπως αυτή καθορίζεται με ολοκλήρωση του έργου που παράγουν οι αδρανειακές δυνάμεις επί των μετακινήσεων των μαζών κατά τη διάρκεια του σεισμού, και της κατανομής της σε ενέργεια που απορροφάται με υστέρηση στα διάφορα στοιχεία του κτιρίου (φέροντα και μη) και σε ενέργεια που αναλίσκεται μέσω της ιξώδους απόσβεσης (το υπόλοιπο).

Οι Πίνακες 4.2, 4.3 για τα κτίρια με τοιχοπληρώσεις σ' όλους τους ορόφους, και οι 4.4, 4.5 για αυτά χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (Pilotis), δίνουν συνοπτικά την όλη εικόνα της απόκρισης: Κάθε τιμή των πινάκων αυτών είναι μέσος όρος των αποτελεσμάτων για τα 4 επιταχυνσιογραφήματα.

Στους Πιν. 4.2 και 4.4 αναγράφεται στην 3η στήλη η ελαστική περίοδος ταλάντωσης, όπως αυτή υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh για τριγωνικά κατανεμημένες οριζόντιες δυνάμεις ορόφων, και στην 4η η ενεργός ιδιοπερίοδος της μή-γραμμικής απόκρισης, όπως αυτή υπολογίζεται από μετασχηματισμό Fourier των μετακνησιογραφημάτων στην κορυφή. Στην 5η και στην 6η στήλη αναγράφονται οι τιμές του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων για απόσβεση 5%, που αντιστοιχούν στις περιόδους των στηλών 3 και 4. Οι τιμές αυτές δείχνουν τη μείωση του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης λόγω της μήκυνσης της περιόδου έναντι της αρχικής του γυμνού πλαισίου σε Στάδιο Ι, η οποία αντιστοιχεί σε συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης 2.50.

Η 7η στήλη των Πιν. 4.2, 4.4 δίνει τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης στη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης, σαν ποσοστό του συνολικού βάρους του κτιρίου. Η τιμή αυτή συγκρίνεται με αυτήν που αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή μέλους στο πλαίσιο, που ισούται με 0.23 στο γυμνό πλαίσιο, με 0.21 στα κτίρια τύπου Pilotis ανεξαρτήτως δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων ορόφων, και με  $0.20 + 0.04 = 0.24$ ,  $0.20 + 0.08 = 0.28$  και  $0.20 + 0.16 = 0.36$ , στα

κτίρια με ομοιόμορφα κατανεμημένες τοιχοπληρώσεις μικρής, μέσης και μεγάλης σχετικής δυσκαμψίας. Επίσης ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής βάσης κατά την απόκριση συγκρίνεται με την τιμή που αντιστοιχεί σε μετατροπή του κτιρίου σε μηχανισμό, και η οποία είναι (από τα διαγράμματα δυνάμεων-μετακινήσεων του Σχ. 4.6 για πλευρική στατική φόρτιση) 0.42 περίπου για το γυμνό πλαίσιο, 0.40 για τα κτίρια τύπου Pilotis σχεδόν ανεξαρτήτως δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων ανωτέρων ορόφων, και  $0.36+0.04=0.40$ ,  $0.36+0.08=0.44$  και  $0.36+0.16=0.52$  για τα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια μικρής, μέσης και μεγάλης σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων (μικρές διαφορές στους συντελεστές που αντιστοιχούν σε μετατροπή του κτιρίου σε μηχανισμό, οφείλονται σε μικρές διαφορές βάρους μεταξύ των διαφόρων τύπων κτιρίων).

Στην 8η στήλη των Πιν. 4.2, 4.4 δίνεται η συνολική σεισμική ενέργεια που εισέρχεται στο κτίριο στο πέρας των 10 sec της διέγερσης, εκφρασμένη με διαστάσεις ταχύτητας και διαιρεμένη με το συντελεστή 1.0 έως 3.0 που εκφράζει την ένταση της διέγερσης, έτσι ώστε το τελικό αποτέλεσμα να είναι συγκρίσιμο με την ψευδοταχύτητα του φάσματος και ιδίως με την τιμή των 0.7m/sec που αντιστοιχεί σε περιόδους  $T > 0.6\text{sec}$ .

Οι στήλες 9 έως 13 δίνουν το ποσοστό της συνολικής σεισμικής ενέργειας που απορροφάται με υστέρηση, συνολικά στην 9η στήλη (το υπόλοιπο απορροφάται μέσω ιξώδους απόσβεσης) και χωριστά σε τοίχους, δοκούς και υποστυλώματα στις 3 επόμενες. Λόγω της σημασίας τους για την ακεραιότητα της κατασκευής, τα υποστυλώματα ισογείου καλύπτονται χωριστά στη 14η στήλη.

Οι 4 τελευταίες στήλες των Πινάκων 4.2, 4.4 αναφέρονται στις μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων, οι οποίες είναι σημαντικές για το ενδεχόμενο αστοχίας των τυχόν τοιχοπληρώσεων της εγκάρσιας διεύθυνσης λόγω εγκάρσιων δυνάμεων και ανατροπής τους κάθετα στο επίπεδό τους.

Στους Πίνακες 4.3 και 4.5 αναγράφονται οι μέγιστες οριζόντιες μεταθέσεις του κτιρίου στην κορυφή καθώς και αυτές των δύο κάτω ορόφων, ανηγμένες στο αντίστοιχο ύψος (12.5m για το κτίριο, 3.5m για το ισόγειο και 3.0m για τον 2ο όροφο). Οι μέγιστες ανηγμένες σχετικές μεταθέσεις ορόφων ισούνται με τις μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των τοιχοπληρώσεων, πρέπει να συγκρίνονται δε με την τιμή του 1% που αντιστοιχεί περίπου σε πρώτη διαρροή φέροντος στοιχείου του ορόφου, και με την τιμή 2.3% περίπου για το ισόγειο ή 3% για τους ορόφους που αντιστοιχούν περίπου σε μετατροπή του πλαισίου σε μηχανισμό.

Τέλος οι τελευταίες στήλες των Πιν. 4.3, 4.5 δίνουν τη μέση και τη μέγιστη τιμή δείκτη βλάβης των υποστυλωμάτων και των δοκών του κάθε ορόφου, όπως αυτή προκύπτει

από το μέσο όρο των αντιστοιχών τιμών για τα 4 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα.

#### 4.5.3 Συμπεράσματα επί των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων

Τα Σχ. 4.4(b)-(d) δείχνουν ότι στα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια η συνολική απόκριση για τις υψηλές εντάσεις παραμένει σχεδόν ελαστική, οδηγώντας σε χονδρική αναλογία των κυματομορφών της απόκρισης και της έντασης. Είναι όμως αξιοσημείωτη, ιδίως στην περίπτωση της υψηλής σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων-πλαισίου ( $\chi_2$ ), ότι με την αύξηση της έντασης εξαφανίζονται το υψίσυχο περιεχόμενο της απόκρισης στη σεισμική κίνηση επί 1.0, καθώς ολοκληρώνεται η ρηγμάτωση των τοιχοπληρώσεων και κυριαρχούν στην απόκριση οι μακρές περίοδοι. Για τα κτίρια τύπου Pilotis, τα μετακινήσιογραφήματα των Σχ. 4.4(e)-(g) δείχνουν ότι ορισμένα επιταχυνσιογραφήματα σε υψηλές εντάσεις (επί 2.5 ή επί 3.0) οδηγούν σε μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις, ενδεικτικές σοβαρών βλαβών του φέροντος οργανισμού.

Οι τιμές των Πιν. 4.2-4.5 επιτρέπουν τα εξής συμπεράσματα:

- 1) Παρόλο που οι ελαστικές περίοδοι ταλάντωσης των πλήρως τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι πολύ μικρότερες της βασικής περιόδου του γυμνού πλαισίου στο Στάδιο II, οι ενεργές περίοδοι ταλάντωσης για διέγερση από 1.0 έως 3.0 φορές υψηλότερη από τη δράση σχεδιασμού είναι πολύ μεγαλύτερες, και μάλιστα παρόμοιες με την ελαστική ιδιοπερίοδο των 1.16sec του γυμνού πλαισίου. Ο λόγος είναι ότι, όπως δείχνει και το μέγεθος της μέγιστης τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται ακόμα και για ένταση σχεδιασμού επί 1.0, οι τοιχοπληρώσεις των κατώτερων, τουλάχιστον, ορόφων φθάνουν την οριακή αντοχή τους (που αντιστοιχεί σε σεισμικό συντελεστή βάσης 0.04, 0.08 και 0.16 για τις 3 περιπτώσεις σχετικής δυσκαμψίας). Έτσι τα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια ταλαντώνονται περίπου με ενεργή περίοδο τη βασική ιδιοπερίοδο του γυμνού ρηγματωμένου πλαισίου, ή λίγο λιγότερο για εντάσεις που δεν επαρκούν για να προκαλέσουν ρηγμάτωση ή αστοχία των τοιχοπληρώσεων των ανωτέρων ορόφων, ή λίγο περισσότερο αν η ένταση είναι τέτοια που ξεπερνιέται σημαντικά ο σεισμικός συντελεστής βάσης που αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή του πλαισίου (και ο οποίος ισούται με 0.24, 0.28 και 0.36 για τις τρεις περιπτώσεις δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων). Έτσι στα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια ο συντελεστής δυναμικής ενίσχυσης για ελαστική απόκριση με απόσβεση 5% είναι αρκετά μικρότερος της τιμής του 2.50 που αντιστοιχεί στην ελαστική ιδιοπερίοδο του τοιχοπληρωμένου κτιρίου. Επομένως, η επικρατούσα αντίληψη ότι η μεγάλη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων οδηγεί σε ενεργές περιόδους ταλάντωσης μέσα στο διάστημα τιμών που αντιστοιχεί στο πλατώ του

φάσματος επιταχύνσεων, και άρα αποτρέπει τη μείωση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω μή-γραμμικότητας, διασφύδεται πλήρως από τα αποτελέσματα, τουλάχιστον για σεισμικές εντάσεις παραπλήσιες ή μεγαλύτερες από την ένταση σχεδιασμού.

Προκειμένου τώρα για τις κατασκευές τύπου Pilotis, τόσο η ελαστική ιδιοπερίοδος όσο και η ενεργός μή-γραμμική, επηρεάζονται περισσότερο από την δυσκαμψία και τη συμπεριφορά του ανοικτού ισογείου, παρά από τις τοιχοπληρώσεις των υπερκειμένων ορόφων. Μάλιστα, στην περίπτωση αυτή οι ενεργές ιδιοπερίοδοι της μή-γραμμικής απόκρισης πλησιάζουν αρκετά αυτές του γυμνού πλαισίου, ιδιαίτερα για τις υψηλές εντάσεις διέγερσης, οι οποίες προκαλούν έντονα μή-γραμμική απόκριση των φερόντων στοιχείων του ισογείου.

2) Όπως δείχνει το μέγεθος των μεγίστων τεμνουσών βάσης, στα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια ο φέρων οργανισμός αρχίζει να διαρρέει στο 1.25 φορές περίπου του σεισμού σχεδιασμού, έναντι του 70% περίπου που επαρκεί για την έναρξη διαρροής του γυμνού πλαισίου. Όμως στα κτίρια τύπου Pilotis η διαρροή κάποιων στοιχείων του ισογείου αρχίζει σε αρκετά μικρότερη σεισμική ένταση απ' ό,τι στο γυμνό πλαίσιο. Επίσης, στην πρώτη κατηγορία κτιρίων απαιτείται σεισμός μεταξύ 2.5 και 3 φορές το σεισμό σχεδιασμού για την ανάπτυξη μηχανισμού στο πλαίσιο, έναντι λιγότερο από 2.0 φορές στο γυμνό κτίριο και λιγότερο από 1.0 έως 2.0 φορές για το τύπου Pilotis (όπου το λιγότερο από 1.0 φορά αφορά την περίπτωση με τις πιο δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις και το λιγότερο από 2.0 αυτήν με τις πιο εύκαμπτες). Ετσι, λοιπόν, όσο πιο δύσκαμπτες είναι οι τοιχοπληρώσεις, τόσο μεγαλύτερη είναι η καθυστέρηση της ανάπτυξης διαρροής ή πλήρους μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων στο πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο, και τόσο ταχύτερα συμβαίνουν τα φαινόμενα αυτά στα κτίρια τύπου Pilotis. Τέλος, οι μέγιστοι σεισμικοί συντελεστές βάσης είναι γενικά μικρότεροι αυτών του γυμνού πλαισίου στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια, με εξαίρεση τα κτίρια με πολύ δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις, και γενικά μεγαλύτεροι από αυτούς, στα κτίρια τύπου Pilotis, με εξαίρεση αυτά με τις σχετικά ελαφρές τοιχοπληρώσεις στους ανώτερους ορόφους. Ετσι επιβεβαιώνεται η ανωτέρω εικόνα ότι πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια δεν "προσελκύουν" γενικά υψηλότερες συνολικές οριζόντιες δυνάμεις από τα μή-τοιχοπληρωμένα. Δεν ισχύει βεβαίως αυτό για κτίρια τύπου Pilotis.

3) Η ανωτέρω εικόνα ως προς τις εκ του σεισμού απαιτήσεις επιβεβαιώνεται και από το μέγεθος της ισοδύναμης με την εισερχόμενη ενέργεια ψευδοταχύτητας, συγκρινόμενο με την τιμή των 0.7m/sec του ελαστικού φάσματος για  $T > 0.6\text{sec}$ : Τα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια έχουν, γενικά, σημαντικά μικρότερη εισερχόμενη ενέργεια από τα γυμνά. Μάλιστα, όσο πιο δύσκαμπτες είναι οι τοιχοπληρώσεις, τόσο μικρότερη η εισερχόμενη ενέργεια. Ο

λόγος είναι ότι η τελευταία δεν εξαρτάται μόνον από την ενεργό περίοδο της μη-γραμμικής ταλάντωσης, που είναι μεγαλύτερη από την οριακή τιμή των 0.6sec. μετά την οποία η ψευδοταχύτητα ισούται με 0.7m/sec, αλλά και από το αρχικό χρονικό διάστημα ταλάντωσης πριν την πλήρη ρηγμάτωση των τοιχοπληρώσεων, κατά τη διάρκεια του οποίου η ενεργός ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη των 0.6sec. Είναι ενδιαφέρον, μάλιστα, ότι στα κτίρια με τις μέσης ή μεγάλης δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεις, η αύξηση της ανηγμένης στην ένταση ψευδοταχύτητας με την ένταση του σεισμού λόγω αύξησης της ενεργής ιδιοπεριόδου του αρχικού διαστήματος ταλάντωσης, αντισταθμίζει τη μείωση λόγω της αύξησης της (περιορισμένης ούτως ή άλλως) ανελαστικής συμπεριφοράς με την ένταση. Εντελώς αντίθετη είναι η κατάσταση στα κτίρια τύπου Pilotis, όπου η εισερχόμενη ενέργεια είναι υψηλότερη από την αντίστοιχη στο γυμνό πλαίσιο, και μάλιστα τόσο περισσότερο όσο πιο δύσκαμπτες είναι οι τοιχοπληρώσεις των ανωτέρων ορόφων. Επιπλέον στα κτίρια αυτά η αύξηση της έντασης του σεισμού προκαλεί σημαντική μείωση της ανηγμένης στην ένταση εισερχομένης ενέργειας, λόγω της έντονης μη-γραμμικότητας της απόκρισης.

4) Το ποσοστό της εισερχόμενης ενέργειας που απορροφάται με υστέρηση είναι πολύ μικρότερο στα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια απ' ότι στα γυμνά, επειδή η απόκριση είναι σχεδόν ελαστική, ακόμα και για υψηλές εντάσεις διέγερσης. Η κατανομή της απορρόφησης ενέργειας στα στοιχεία, φέροντα και μη, των πλήρως τοιχοπληρωμένων πλαισίων μεταβάλλεται με την αύξηση της σεισμικής έντασης: Για μικρές σχετικά εντάσεις το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας απορροφάται στους τοίχους, ενώ για μεγαλύτερες εντάσεις το σημαντικότερο μέρος της ενέργειας απορροφάται από τον φέροντα οργανισμό. Είναι εντυπωσιακό επίσης ότι στα κτίρια αυτά οι δοκοί απορροφούν ελάχιστη ενέργεια σε σύγκριση με τα υποστυλώματα, ενώ το αντίθετο περίπου συμβαίνει στα κτίρια χωρίς τοιχοπληρώσεις. Είναι τέλος ενδιαφέρον ότι στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια οι κολώνες του ισογείου απορροφούν μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής ενέργειας παρά στα εντελώς γυμνά.

Αναφορικά, τώρα, με τα κτίρια τύπου Pilotis, η συνολική απορρόφηση υστερητικής ενέργειας είναι μικρότερη απ' ότι στα εντελώς γυμνά πλαίσια, παρά την έντονα ανελαστική συμπεριφορά στα φέροντα στοιχεία του χωρίς τοιχοπληρώσεις ισογείου. Ο λόγος είναι ότι στο γυμνό πλαίσιο η απορρόφηση ενέργειας γίνεται σ' όλο το φέροντα οργανισμό, ενώ στα κτίρια τύπου Pilotis μόνο στο ισόγειο τμήμα του και κυρίως στα υποστυλώματα του ισογείου, τα οποία, μάλιστα, σε κτίρια με πολύ δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις στους ανώτερους ορόφους, καταλήγουν να αναλαμβάνουν το σύνολο σχεδόν της απορρόφησης ενέργειας. Τέλος, αντίθετα με το τι συμβαίνει στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια, όσο αυξάνεται η αντοχή και η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, τόσο μειώνεται η συμμετοχή τους στην



απορρόφηση ενέργειας.

5) Στα γυμνά πλαίσια το μέγεθος των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων φανερώνει, αφ' ενός μεν ότι στο ισόγειο και στον 2ο όροφο τουλάχιστον αναπτύσσεται μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων για σεισμική ένταση 1.5 έως 2.0 φορές την ένταση σχεδιασμού, αφετέρου δε ότι οι επιρροές (τα φαινόμενα) δευτέρας τάξεως (τα οποία λαμβάνονται ούτως ή άλλως υπόψη στο προσομοίωμα) είναι σημαντικές. Αντίθετα, στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια οι επιρροές 2ας τάξεως είναι ασήμαντες, ενώ το μέγεθος των γωνιακών παραμορφώσεων υποδεικνύει ανάπτυξη μηχανισμού μόνο για εντάσεις υπερτριπλάσιες σχεδόν αυτής του σχεδιασμού. Στα κτίρια τύπου Pilotis, ενώ οι συνολικές μετακινήσεις της κορυφής είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες στο γυμνό πλαίσιο και περίπου ανεξάρτητες της σχετικής δυσκαμψίας των τοιχοπληρώσεων, αναπτύσσονται πολύ μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις στον 1ο όροφο, μεγαλύτερες γενικά από τις αντίστοιχες του γυμνού πλαισίου και σε μεγέθη που προκαλούν μεγάλες επιρροές 2ας τάξεως. Είναι επίσης αξιοσημείωτο ότι, όσο αυξάνεται η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, τόσο μειώνονται οι παραμορφώσεις του κτιρίου, συνολικά αλλά και στους επιμέρους τοιχοπληρωμένους ορόφους, ενώ αυξάνονται σημαντικά οι γωνιακές παραμορφώσεις του ισογείου.

6) Στο γυμνό πλαίσιο, οι τιμές του δείκτη βλάβης είναι σχετικά μικρές και παρόμοιες στις δοκούς και στα υποστυλώματα του ίδιου ορόφου, υποδεικνύοντας πολύ ικανοποιητική συμπεριφορά, ακόμα και για ένταση τριπλάσια του σεισμού σχεδιασμού. Στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια οι τιμές του δείκτη βλάβης είναι ακόμα μικρότερες, υποδεικνύοντας ουσιαστικά ανυπαρξία βλαβών στο φέροντα οργανισμό για οποιαδήποτε ένταση. Είναι πάντως αξιοσημείωτο ότι στα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια υπάρχει μεγαλύτερη διαφορά μεταξύ των δεικτών βλάβης ισογείου και 2ου ή 3ου ορόφου απ' ότι στο γυμνό πλαίσιο, και σχετική επιβάρυνση των υποστυλωμάτων σε σύγκριση με τις δοκούς. Προφανώς, όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, τόσο πιο ασήμαντες είναι οι βλάβες στα φέροντα στοιχεία.

Στα κτίρια τύπου Pilotis υπάρχει μία έντονη συγκέντρωση των βλαβών στα υποστυλώματα του ισογείου. Στα λοιπά στοιχεία οι βλάβες είναι μικρότερες απότι στο γυμνό πλαίσιο. Μάλιστα, όσο πιο μεγάλη είναι η σχετική δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων των ανωτέρων ορόφων, τόσο εντονότερες είναι οι βλάβες στα υποστυλώματα ισογείου και μικρότερες αυτές των άλλων στοιχείων. Οι δείκτες βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου παίρνουν εξαιρετικά μεγάλες τιμές για ένταση πάνω από 2.5 φορές την ένταση σχεδιασμού στα ελαφρότερα τοιχοπληρωμένα κτίρια, ή για ένταση πάνω από 2 φορές στα μέσης και μεγάλης σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων. Οι τιμές αυτές δημιουργούν βεβαιότητα

πλήρους αστοχίας ενός ή περισσότερων στοιχείων και κατάρρευσης. Είναι αξιοσημείωτο ότι γι' αυτές τις εντάσεις (2 φορές τουλάχιστον την ένταση σχεδιασμού) ο βαθμός βλάβης και οι παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων ισογείου είναι πρακτικά ο ίδιος για μέση ή για μεγάλη σχετική δυσκαμψία τοιχοπληρώσεων.

7) Στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια οι επιταχύνσεις των ορόφων είναι μικρότερες απ' ότι στο γυμνό πλαίσιο αλλά ακολουθούν περίπου την ίδια μεταβολή με το ύψος και την ένταση της διέγερσης όπως σ' αυτά: Αυξάνονται λιγότερο από γραμμικά με το ύψος και με την ένταση, δίνοντας τελικά μικρότερες τιμές στους ανώτερους ορόφους και για υψηλή ένταση σεισμού απ' ότι θα περίμενε κανείς για γραμμική-ελαστική απόκριση. Επειδή η ενεργός ιδιοπερίοδος της μη-γραμμικής απόκρισης καθορίζεται από το πλαίσιο και είναι πολύ μεγαλύτερη από τη βασική ιδιοπερίοδο των τοιχοπληρώσεων κάθετα στο επίπεδό τους, ακόμα και αν αυτές έχουν ρηγματωθεί ή και εν μέρει αστοχήσει μέσα στο επίπεδό τους, δεν αναμένεται να αναπτυχθεί δυναμική μεγέθυνση των επιταχύνσεων ορόφων από τις τοιχοπληρώσεις. Έτσι η εκτίμηση του κατά πόσον θα αστοχήσουν και θα ανατραπούν κάθετα στο επίπεδό τους τα φανώματα των τοιχοπληρώσεων μπορεί να γίνει απλώς επί τη βάση του μεγέθους των επιταχύνσεων των ορόφων. Κατόπιν αυτού, και λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων του Κεφ. 3, συνάγεται ότι η αστοχία των τοιχοπληρώσεων της ορθογωνικής διεύθυνσης κάθετα στο επίπεδό τους είναι δυνατή, για εντάσεις τουλάχιστον διπλάσιες του σεισμού σχεδιασμού, ιδίως στους ανώτερους δύο ορόφους των ελαφρότερα τοιχοπληρωμένων κτιρίων, υπό την προϋπόθεση όμως ότι θα έχουμε ένα πολύ δυσμενή συνδυασμό λυγηρότητας και πάχους τοίχου και αντοχής του στην κατακόρυφο διεύθυνση: π.χ. λυγηρότητα (ύψος φανώματος προς πάχος τοίχου) πάνω από 25, πάχος τοίχου μικρότερο από 100mm και αντοχή τους στην κατακόρυφη διεύθυνση το πολύ 2MPa. Τέτοιοι συνδυασμοί τιμών μπορεί να εμφανισθούν σε μπαρικούς τοίχους. Λόγω, τέλος, της μικρής σχετικά διαφοράς επιταχύνσεων μεταξύ ανώτερων και κατώτερων ορόφων, δεν είναι απίθανο η εκτός επιπέδου αστοχία των τοιχοπληρώσεων να συμβεί στους δεύτερους αντί στους πρώτους, λόγω μεγαλύτερης βλάβης εντός του επιπέδου τους.

Σε κτίρια τύπου Pilotis, οι επιταχύνσεις των πατωμάτων είναι υψηλότερες και πιο ομοιόμορφες καθ' ύψος, κάνοντας έτσι πιο πιθανή την εκτός επιπέδου αστοχία των τοίχων. Όμως το ενδεχόμενο αυτό δεν μας πολυενδιαφέρει, γιατί το κτίριο έχει ούτως ή άλλως ένα μαλακό όροφο.

Το συνολικό συμπέρασμα από τα αποτελέσματα είναι ότι η παρουσία ομοιόμορφα κατανεμημένων καθ' ύψος τοιχοπληρώσεων είναι ευεργετική από κάθε άποψη, ενώ η απουσία

τους σ' έναν όροφο είναι δυσμενής, επίσης από κάθε άποψη. Μάλιστα, όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, τόσο ευμενέστερη ή δυσμενέστερη είναι η επιρροή τους, αντίστοιχα. Αντίθετα απ' ότι συνήθως πιστεύεται, το συνολικό μέγεθος των αδρανειακών δυνάμεων και της σεισμικής ενέργειας που εισέρχεται στο κτίριο, δεν αυξάνεται με την παρουσία ομοιόμορφα κατανεμημένων τοιχοπληρώσεων λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του κτιρίου, αλλά γενικά μειώνεται, επειδή η ρηγμάτωση και η αποκόλληση των τοιχοπληρώσεων γίνεται νωρίς, ξαναδίνοντας στο κτίριο τα δυναμικά χαρακτηριστικά του γυμνού πλαισίου. Αντίθετα, συνολικά επιβαρυμένα σε σύγκριση με τα γυμνά, από απόψεως εξωτερικών σεισμικών απαιτήσεων, είναι τα κτίρια τύπου Pilotis. Εκείνο όμως που διαφοροποιεί τους δύο τύπους κτιρίων μεταξύ τους και από τα γυμνά πλαίσια είναι η εσωτερική κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικών παραμορφώσεων και των βλαβών στα επιμέρους στοιχεία, φέροντα και μή: Στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια η υστερητική απορρόφηση ενέργειας και οι βλάβες εντοπίζονται κυρίως στους τοίχους, ενώ τα φέροντα στοιχεία παραμένουν, ως επί το πλείστον, ελαστικά. Αντίθετα, στα κτίρια τύπου Pilotis υπάρχει εντονότατος εντοπισμός απορρόφησης ενέργειας και βλαβών στα υποστυλώματα του ισόγειου, τα οποία και αστοχούν νωρίς, για εντάσεις σεισμού εντός των συνήθων ορίων υπεραντοχής που διαθέτουν τα γυμνά πλαίσια. Τα ανωτέρω γενικά συμπεράσματα φαίνεται να είναι μάλλον ανεξάρτητα της σχετικής δυσκαμψίας τοίχων-φέροντα οργανισμού, τουλάχιστον για τους συνήθεις, σε πλαίσιακού τύπου κτίρια, συνδυασμούς δυσκαμψιών.

#### **4.5.4 Μή-γραμμικές στατικές αναλύσεις για μονοτονικά αυξανόμενη πλευρική φόρτιση**

Με στόχο την υποβοήθηση της κατανόησης της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων και μή κτιρίων, έγιναν συμπληρωματικές στατικές μή-γραμμικές αναλύσεις για μονοτονικά αυξανόμενη πλευρική φόρτιση με τριγωνική κατανομή καθ' ύψος. Η κατανομή της συνολικής τέμνουσας κατά το γινόμενο της μάζας ορόφου επί την απόστασή του από τη βάση, δίνει την εξής αναλογία τεμνουσών ορόφων, περίπου ανεξάρτητα της παρουσίας και της καθ' ύψος κατανομής των τοιχοπληρώσεων:

4ος όροφος: 0.4

3ος όροφος: 0.7

2ος όροφος: 0.9

1ος όροφος: 1.0

Με βάση τις οριζόντιες μεταθέσεις ορόφων που υπολογίζονται σε κάθε βήμα της μή-

γραμμικής ανάλυσης και τη σχέση Rayleigh, εκτιμάται η ενεργός μή-γραμμική περίοδος σαν συνάρτηση της τέμνουσας βάσης. Τα αποτελέσματα αυτά φαίνονται στην κορυφή των Σχ. 4.6(a)-(g). Κατά τα λοιπά τα σχήματα αυτά παρουσιάζουν τις σχέσεις τεμνουσών ορόφων-οριζοντίων σχετικών μεταθέσεων, και μάλιστα όχι μόνο συνολικά αλλά και χωριστά για το πλαίσιο και τις τοιχοπληρώσεις του ορόφου. Οι καμπύλες που αναφέρονται στο γυμνό πλαίσιο αποκαλύπτουν το σημείο όπου διαρρέει για πρώτη φορά το πλαίσιο, καθώς και αυτό όπου έχει συντελεσθεί η μετατροπή σε πλαστικό μηχανισμό. Μετά απ' αυτό το τελευταίο σημείο η κλίση του διαγράμματος δυνάμεων-οριζοντίων μεταθέσεων του πλαισίου ισούται με το λόγο κράτυνσής του, δηλ. στη συγκεκριμένη περίπτωση 5%, επί την αρχική του δυσκαμψία.

Οι χωριστές καμπύλες τεμνουσών ορόφου-σχετικής μετάθεσης για το πλαίσιο και τις τοιχοπληρώσεις του δείχνουν σαφώς ότι όταν οι τοιχοπληρώσεις του ορόφου φθάσουν την οριακή τους αντοχή, το πλαίσιο είναι ακόμη ελαστικό, και μάλιστα συνεχίζει να είναι ελαστικό για πολύ παραπέρα. Οι καμπύλες αυτές δείχνουν επίσης ότι η τοιχοπληρωμένη κατασκευή είναι ουσιαστικά ένα σύστημα εν παραλλήλω, το ένα στοιχείο του οποίου (οι τοιχοπληρώσεις) είναι πρακτικά άκαμπτο - πλήρως πλαστικό (στην ουσία είναι άκαμπτο - με γραμμική αρνητική κράτυνση), ενώ το δεύτερο στοιχείο είναι ελαστικό με γραμμική κράτυνση. Στη δυναμική, ή, εν γένει, στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ο κύριος ρόλος του πρώτου στοιχείου είναι η απορρόφηση ενέργειας, καθόν χρόνον το δεύτερο στοιχείο παραμένει ελαστικό.

Για πολύ μεγάλες οριζόντιες μεταθέσεις, η συνολική καμπύλη τεμνουσών ορόφου-σχετικών μεταθέσεων οριζοντιώνεται σε ορισμένους ορόφους των πλήρως τοιχοπληρωμένων κτιρίων και κατόπιν παίρνει πτωτική πορεία, οδηγώντας σε αριθμητικές αστάθειες της ανάλυσης. Αυτό συμβαίνει όταν η θετική κλίση της καμπύλης τεμνουσών-σχετικών μετακινήσεων ορόφου του πλαισίου γίνει ίση με την αρνητική του μετά την οριακή αντοχή τμήματος της αντίστοιχης καμπύλης των τοιχοπληρώσεων. Εάν  $K_{o,f}$  είναι η αρχική πλευρική δυσκαμψία του πλαισίου και  $K_{o,in}$  η αντίστοιχη των τοιχοπληρώσεων, και  $p_1$  είναι ο λόγος αρνητικής κράτυνσης των τελευταίων, τότε η οριζοντίωση της συνολικής καμπύλης συμβαίνει όταν ο λόγος κράτυνσης του πλαισίου μειωθεί στο  $p_1 K_{o,in}/K_{o,f}$ . Καθώς εδώ  $p_1 = 0.003$  και  $K_{o,in}/K_{o,f} = 12, 24$  και  $48$  για τις περιπτώσεις μικρής, μέσης και υψηλής σχετικής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων-πλαισίου, προκύπτει ότι η οριζοντίωση της συνολικής καμπύλης θα συμβεί αφού η μή-γραμμικότητα του πλαισίου μειώσει την πλευρική δυσκαμψία του στο  $0.003 \times 12 = 0.036$ ,  $0.003 \times 24 = 0.072$  και  $0.003 \times 48 = 0.144$  της ελαστικής τιμής του. Δεδομένου ότι ο λόγος κράτυνσης όλων των στοιχείων του πλαισίου ελήφθη ίσος με 0.05, προκύπτει ότι

στο πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο χαμηλής σχετικής δυσκαμψίας είναι αδύνατον να συμβεί η προαναφερθείσα γενική αστάθεια, η οποία, όμως, στα άλλα κτίρια είναι τόσο ευκολότερο να συμβεί όσο πιο δύσκαμπτες είναι οι τοιχοπληρώσεις σε σχέση με το πλαίσιο. Όμως για να επιτευχθούν σε πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια οι οριζόντιες μεταθέσεις που απαιτούνται για τη γενική αστάθεια, η ένταση της σεισμικής διέγερσης χρειάζεται να είναι μία τάξη μεγέθους υψηλότερη αυτής του σχεδιασμού. Εντούτοις, τα στοιχεία αυτά δείχνουν ότι πλαίσια πλήρως πληρωμένα με πολύ δύσκαμπτους τοίχους, κινδυνεύουν να καταρρεύσουν σε περίπτωση εξαιρετικά ισχυρού σεισμού, αν το πλαίσιο δεν είναι σε θέση να παραλάβει τις δυνάμεις που ελευθερώνονται από τη σταδιακή αστοχία και μείωση των δυνάμεων στις τοιχοπληρώσεις.

Τα σημεία της μέγιστης τέμνουσας σ' όλες τις δυναμικές αναλύσεις έχουν επίσης σχεδιασθεί στα Σχ. 4.6(a)-(g), μαζί με τις αντίστοιχες (αν και όχι ταυτόχρονες) μέγιστες τιμές της μή-γραμμικής περιόδου και των οριζοντίων σχετικών μεταθέσεων ορόφων. Έτσι φαίνεται η γενική συμφωνία ή ασυμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων δυναμικών και στατικών μή-γραμμικών αναλύσεων, καθώς και η έκταση της απόκρισης για εντάσεις σεισμικής διέγερσης 1.0 έως 3.0 φορές την ένταση σχεδιασμού.

Πίν. 4.2 Αποτελέσματα συνολικής απόκρισης πλήρως τοιχοπληρωμένων κτιρίων

Τοιχοπλ. Ενταση σεισμού	1η ιδιοπερ.(s) T <sub>el</sub>	φασματική Τέμνουσα $\sqrt{E_{in}/M}$ μεγεθ. σε: βάσης		T <sub>NL</sub> (%βάρους)	T <sub>el</sub>	T <sub>NL</sub>	Ενταση (m/s)	Υστερ. απορρόφηση ενέργειας (% E <sub>in</sub> ) Συνολ. Τοίχοι Δοκοί Κολώνες Κολ. 1ου ορ.	max επιπαχ. ορόφου (g's)			
		T <sub>el</sub>	T <sub>NL</sub>						1ος	2ος	3ος	4ος
x0	x1	1.16	1.30	1.50	0.32	0.73	43	-	30	13	5	0.32 0.46 0.55 0.65
	x1.5		1.43	1.40	0.39	0.72	55	-	40	15	7	0.44 0.63 0.72 0.85
	x2		1.66	1.27	0.43	0.70	58	-	40	18	9	0.63 0.81 0.88 0.99
	x2.5		1.77	1.22	0.45	0.67	61	-	38	23	10	0.73 0.92 1.03 1.18
	x3		1.86	1.18	0.47	0.66	63	-	35	28	16	0.79 1.07 1.18 1.37
x0.5	x1	0.34	1.10	2.5	1.67	0.22	0.71	34	23	1	10	0.23 0.36 0.44 0.46
	x1.5		1.10		1.66	0.30	0.70	30	17	2	12	0.33 0.53 0.64 0.69
	x2		1.12		1.65	0.36	0.69	29	14	3	12	0.44 0.68 0.85 0.89
	x2.5		1.37		1.44	0.40	0.68	28	11	4	13	0.53 0.83 1.01 1.07
	x3		1.38		1.43	0.43	0.67	29	10	5	14	0.63 0.98 1.16 1.26
x1.0	x1	0.25	0.91	2.5	1.89	0.26	0.65	40	28	0	12	0.25 0.35 0.37 0.42
	x1.5		1.12		1.65	0.32	0.67	37	23	1	13	0.36 0.50 0.56 0.58
	x2		1.12		1.65	0.38	0.67	34	18	1	15	0.45 0.64 0.75 0.79
	x2.5		1.12		1.65	0.43	0.67	33	15	2	16	0.54 0.77 0.93 0.97
	x3		1.24		1.54	0.47	0.66	31	13	2	16	0.64 0.93 1.12 1.16
x2.0	x1	0.18	0.76	2.5	2.13	0.36	0.49	48	29	0	19	0.35 0.35 0.42 0.53
	x1.5		0.92		1.88	0.40	0.52	44	26	1	17	0.50 0.50 0.57 0.67
	x2		0.96		1.83	0.44	0.56	41	23	1	17	0.45 0.58 0.62 0.68
	x2.5		1.12		1.65	0.48	0.58	39	21	1	17	0.55 0.67 0.74 0.80
	x3		1.12		1.65	0.51	0.59	37	18	1	18	0.55 0.80 0.89 0.92

Πίνακας 4.3 Αποτελέσματα απόκρισης ορόφων και στοιχείων τοιχοπληρωμένων κτιρίων

Τοιχοπλ.	Ενταση σεισμού	Γωνιακή παραμορφ. (%)			Δείκτης βλάβης(%) -			Μέση/max τιμή ορόφου		
		Kor.	1ος	2ος	Υποστυλώματα			Δοκοί		
					1st	2nd	3rd	1ος	2ος	3ος
x0	x1	1.4	1.5	1.9	4/7	3/5	2/4	3/5	3/4	2/3
	x1.5	2.0	2.3	2.7	7/11	6/8	4/5	6/9	5/9	3/5
	x2	2.8	4.1	4.3	9/17	8/12	5/7	9/16	7/12	4/7
	x2.5	3.2	5.1	4.6	13/20	11/16	7/10	13/20	9/15	6/10
	x3	3.8	5.7	5.4	15/26	13/20	11/15	17/27	12/20	7/12
x0.5	x1	0.4	0.7	0.6	1/2	1/1	0/0	0/1	0/0	0/0
	x1.5	0.7	1.1	1.1	2/4	1/2	1/1	1/2	1/1	0/0
	x2	1.1	1.5	1.5	4/6	3/4	1/2	3/4	1/2	0/1
	x2.5	1.4	1.9	1.9	6/9	3/5	2/3	5/7	2/4	1/1
	x3	1.7	2.5	2.4	8/11	5/7	2/3	6/10	4/6	1/2
x1.0	x1	0.2	0.4	0.3	1/1	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0
	x1.5	0.4	0.8	0.6	2/2	1/1	0/0	1/1	0/0	0/0
	x2	0.6	1.1	0.9	3/4	1/2	0/1	1/2	0/1	0/0
	x2.5	0.8	1.4	1.2	4/6	2/3	1/1	2/3	1/1	0/0
	x3	1.1	1.7	1.5	6/8	3/4	1/1	4/6	1/2	0/0
x2.0	x1	0.1	0.1	0.1	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0
	x1.5	0.2	0.3	0.2	0/1	0/1	0/0	0/0	0/0	0/0
	x2	0.3	0.6	0.3	1/1	1/1	0/0	0/0	0/0	0/0
	x2.5	0.4	0.8	0.5	2/3	1/2	0/1	1/1	0/0	0/0
	x3	0.5	1.0	0.7	3/4	2/3	1/1	1/1	0/0	0/0

Πίν. 4.4 Αποτελέσματα συνολικής απόκρισης κτιρίων τύπου Pilotis

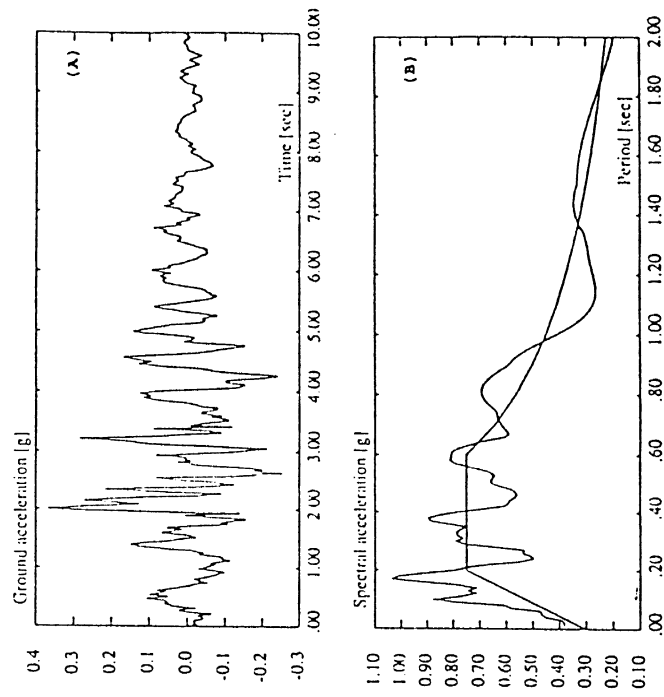
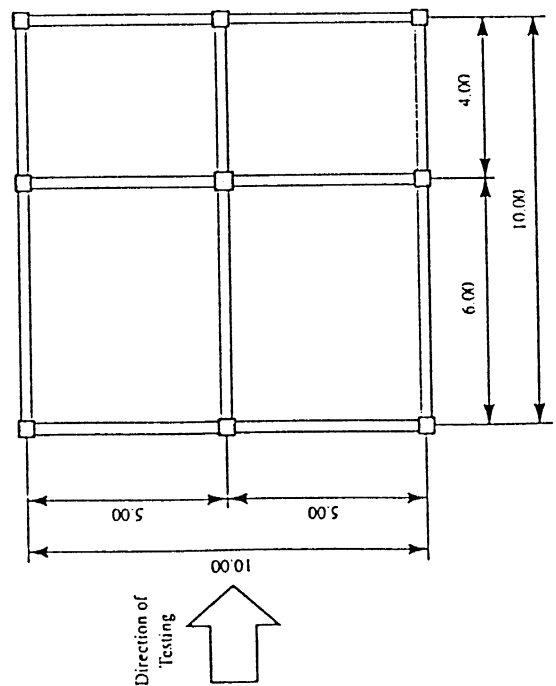
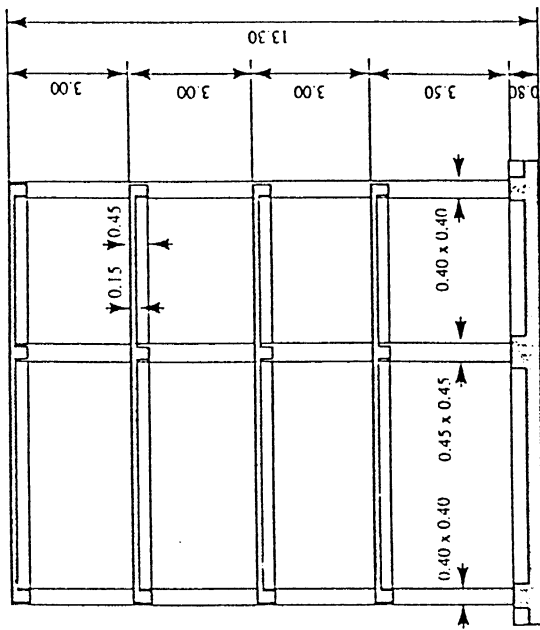
Τοιχοπλ.	Ενταση σεισμού	1η ιδιοπερ.(s)	Φασματική μεγενθ. σε:		Τέμνουσα βάσης (% βάρους)	$\sqrt{E_{in}/M}$ Ενταση	Υστερ. απορρόφηση ενέργειας (% $E_{in}$ )		max επιταχ. ορόφου (g's)			
			$T_{el}$	$T_{NL}$	$T_{NL}$		Συνολ. Τοίχοι	Δοκοί Κολώνες	1ος	2ος	3ος	4ος
x0	x1	1.16	1.61	1.30	1.50	0.32	43	30	0.32	0.46	0.55	0.65
	x1.5			1.43	1.40	0.39	55	40	0.44	0.63	0.72	0.85
	x2			1.66	1.27	0.43	58	40	0.63	0.81	0.88	0.99
	x2.5			1.77	1.22	0.45	61	38	0.73	0.92	1.03	1.18
	x3			1.86	1.18	0.47	63	35	0.79	1.07	1.18	1.37
x0.5	x1	0.77	2.12	1.02	1.76	0.29	29	13	0.39	0.45	0.51	0.49
	x1.5			1.08	1.69	0.38	28	11	0.52	0.64	0.69	0.71
	x2			1.23	1.55	0.41	36	9	0.70	0.81	0.89	0.98
	x2.5			1.56	1.33	0.44	37	7	0.78	0.95	1.06	1.08
	x3			1.63	1.28	0.45	44	6	0.94	1.07	1.16	1.19
x1.0	x1	0.76	2.14	0.96	1.82	0.37	28	12	0.44	0.49	0.50	0.52
	x1.5			0.98	1.81	0.41	31	11	0.60	0.70	0.70	0.71
	x2			1.15	1.62	0.43	39	8	0.75	0.80	0.81	0.82
	x2.5			1.38	1.43	0.45	43	6	0.89	0.93	0.95	0.97
	x3			1.46	1.38	0.47	45	5	0.94	1.10	1.15	1.16
x2.0	x1	0.75	2.15	0.87	1.95	0.41	46	3	0.51	0.54	0.54	0.56
	x1.5			0.92	1.87	0.43	53	3	0.69	0.71	0.73	0.75
	x2			1.00	1.77	0.44	56	3	0.87	0.90	0.88	0.89
	x2.5			1.37	1.44	0.46	53	2	1.01	1.09	1.07	1.09
	x3			1.58	1.31	0.48	60	2	1.15	1.16	1.18	1.20



Πιν. 4.5 Αποτελέσματα απόκρισης ορόφων και στοιχείων κτιρίων τύπου Pilotis

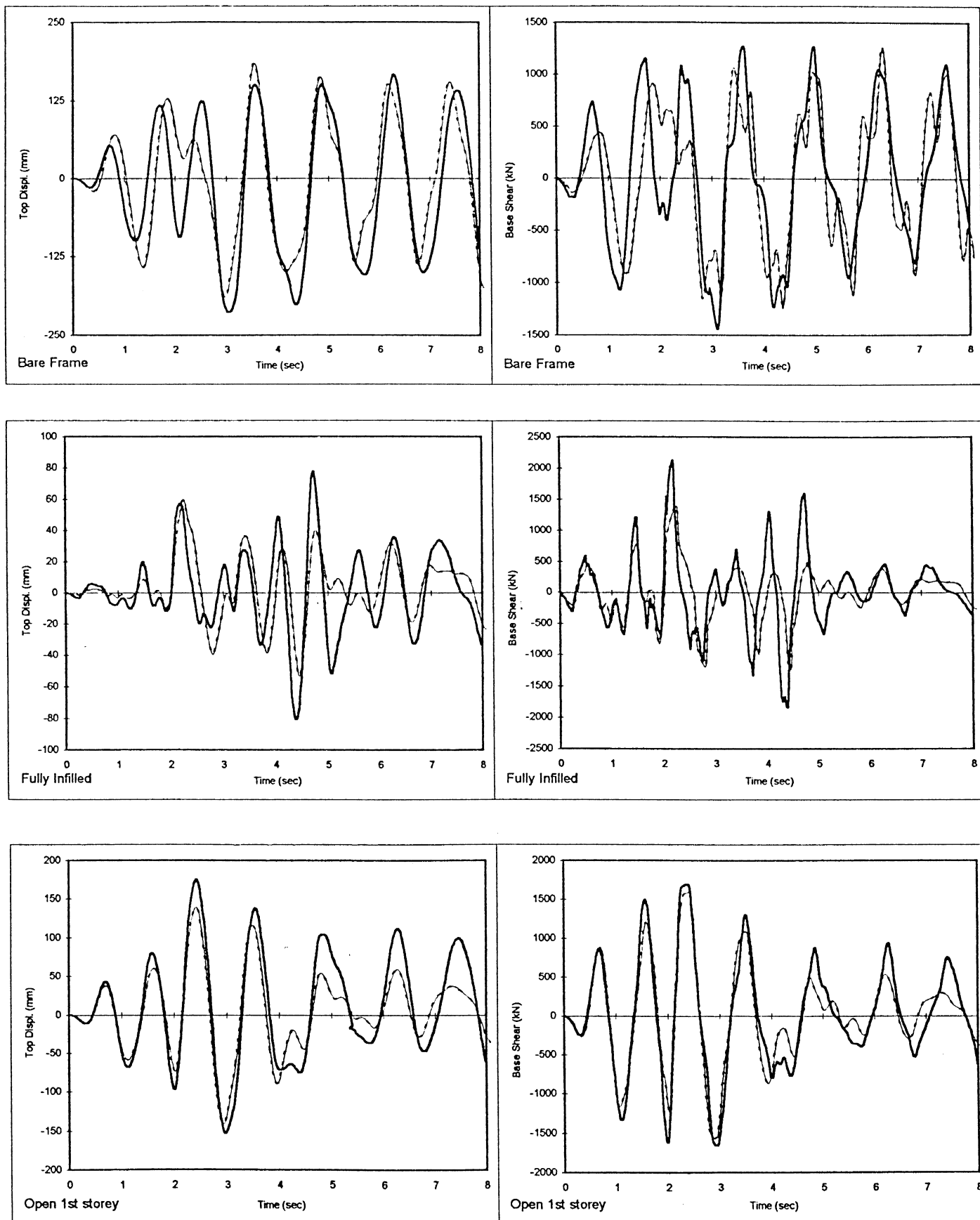
Τοιχοπλ.	Ενταση σεισμού	Γωνιακή παραμορφ. (%)			Δείκτης βλάβης (%)			Μέση/max τιμή ορόφου		
		Κορ.	1ος		Υποστυλώματα			Δοκοί		
					1ος	2ος	3ος	1ος	2ος	3ος
x0	x1	1.4	1.5	1.9	4/7	3/5	2/4	3/5	3/4	2/3
	x1.5	2.0	2.3	2.7	7/11	6/8	4/5	6/9	5/9	3/5
	x2	2.8	4.1	4.3	9/17	8/12	5/7	9/16	7/12	4/7
	x2.5	3.2	5.1	4.6	13/20	11/16	7/10	13/20	9/15	6/10
	x3	3.8	5.7	5.4	15/26	13/20	11/15	17/27	12/20	7/12
x0.5	x1	0.7	1.3	0.9	4/7	1/2	0/1	2/2	0/1	0/0
	x1.5	1.1	1.9	1.5	7/12	3/4	1/1	4/5	1/2	0/0
	x2	1.6	3.0	2.0	15/23	4/7	2/2	7/10	2/4	1/1
	x2.5	2.1	4.1	2.2	29/47	5/9	2/2	10/13	3/4	1/1
	x3	2.9	6.0	3.0	40/65	8/13	2/4	16/20	5/7	1/2
x1.0	x1	0.6	1.5	0.7	7/11	2/4	0/0	2/2	0/0	0/0
	x1.5	0.9	2.3	1.0	13/21	5/8	0/0	4/4	1/1	0/0
	x2	1.5	4.4	1.2	27/42	6/10	0/1	6/6	1/1	0/0
	x2.5	2.2	6.6	1.3	43/76	8/13	0/1	8/10	1/1	0/0
	x3	2.7	8.4	1.5	60/103	10/17	1/1	12/16	2/2	0/0
x2.0	x1	0.7	2.3	0.5	12/19	1/2	0/0	2/2	0/0	0/0
	x1.5	0.9	2.9	0.2	19/31	2/3	0/0	3/4	0/0	0/0
	x2	1.4	4.8	0.3	28/44	3/5	0/1	3/5	0/0	0/0
	x2.5	1.7	5.7	0.4	49/81	5/8	1/1	5/9	0/1	0/0
	x3	2.4	8.1	0.5	61/97	7/10	1/1	6/10	1/2	0/0

4.24

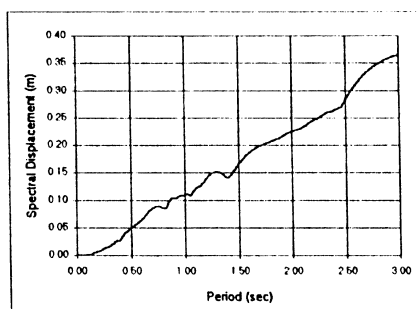
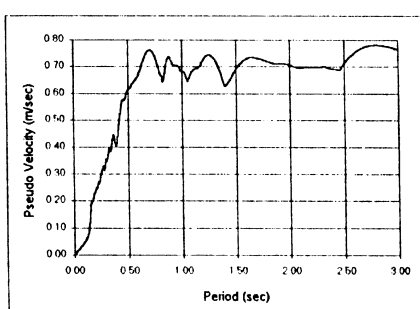
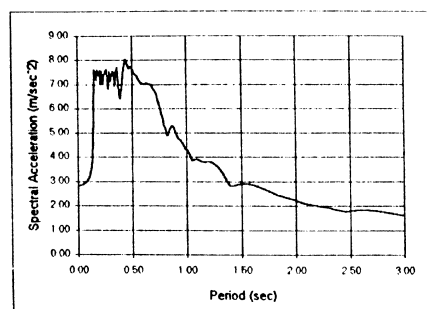


Σχ 4.1: Κτίριο ανάλυσεων, επιταχυνσιογράφημα και το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα.

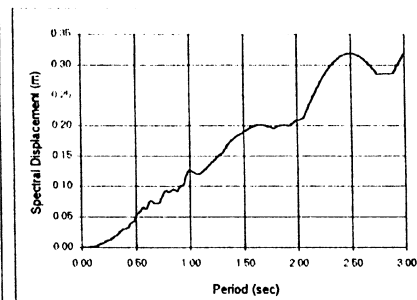
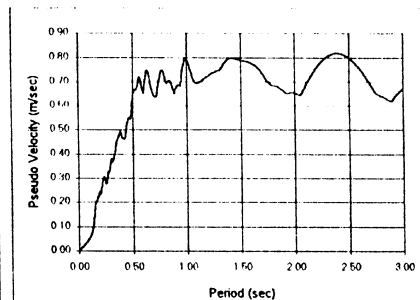
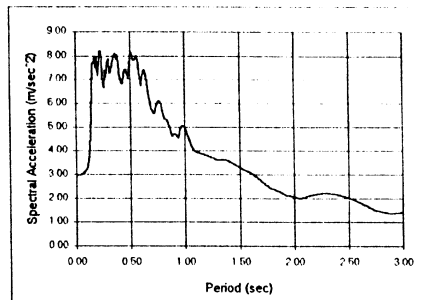
4.25



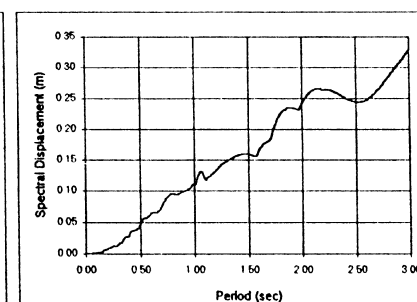
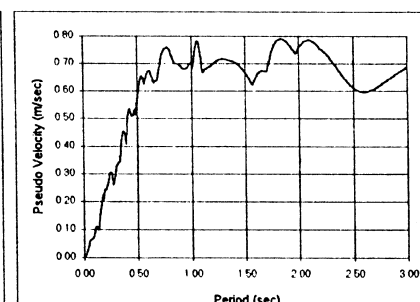
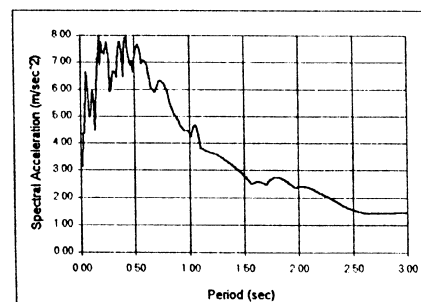
Σχ. 4.2: Αποτελέσματα ανάλυσης (διακεκομ.) και πειράματος (συνεχής) για το τετραόροφο κτίριο.



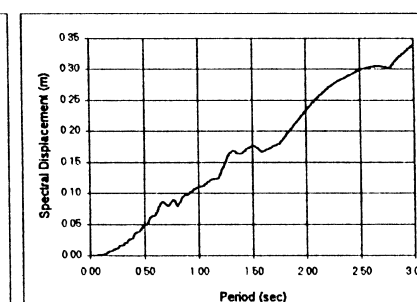
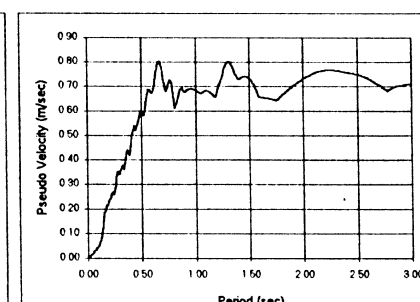
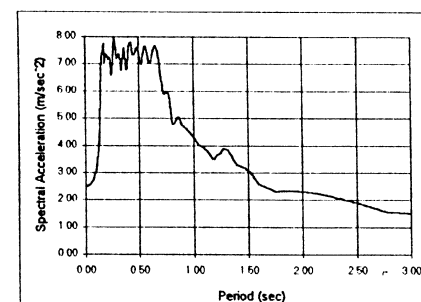
Acc. A



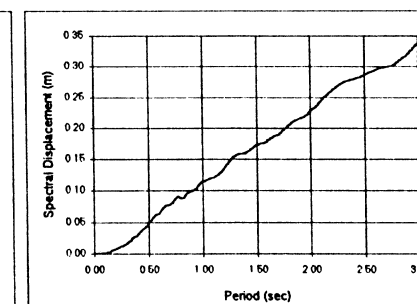
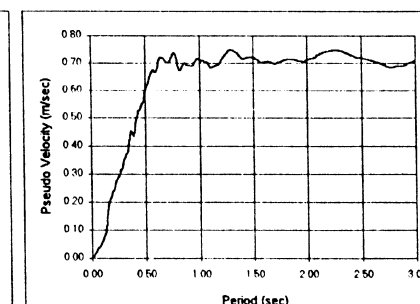
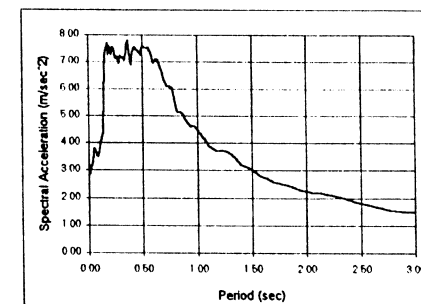
Acc. B



Acc. C



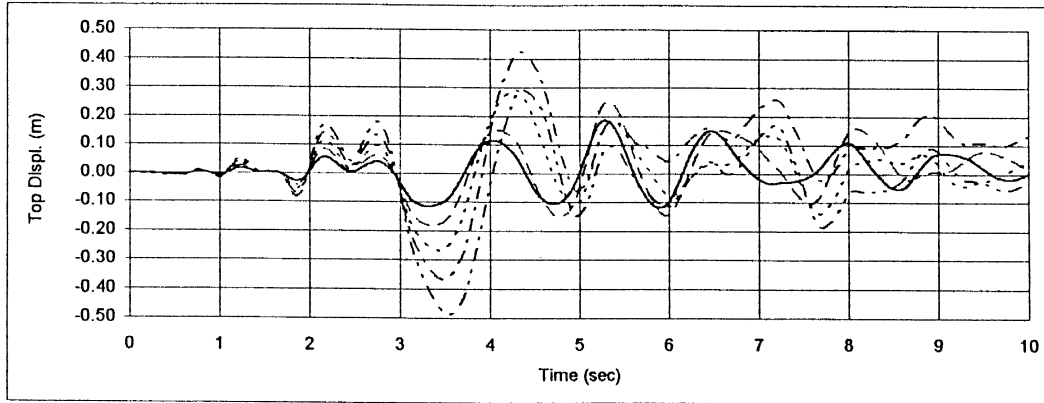
Acc. D



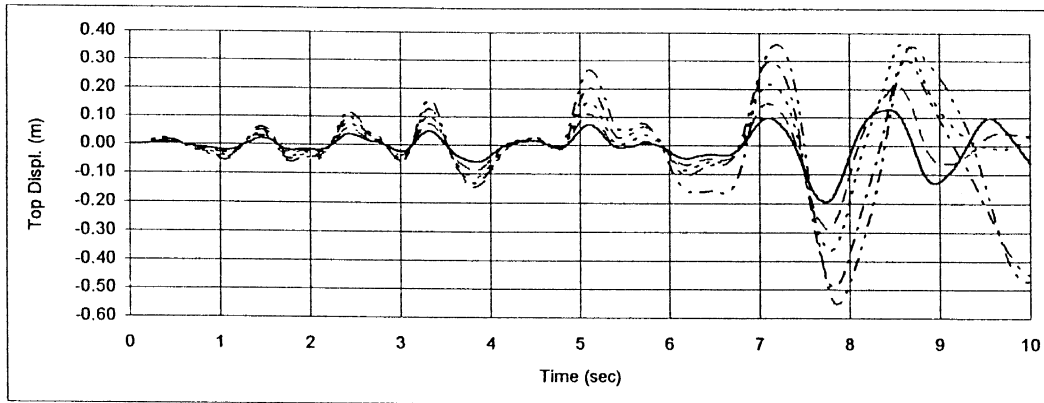
Mean A, B, C, D.

Σχ. 4.3: Φάσματα επιταχύνσεων ψευδοταχυτήτων και μετακινήσεων των 4 τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων και οι μέσοι όροι τους.

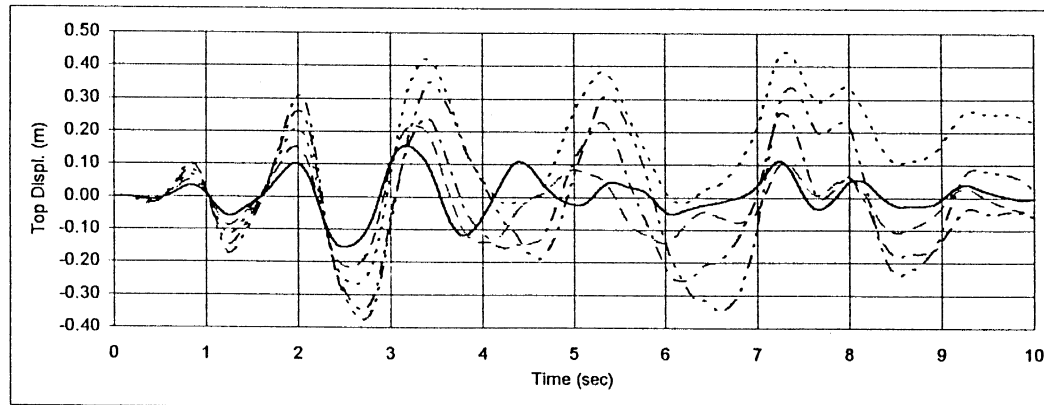
4.24



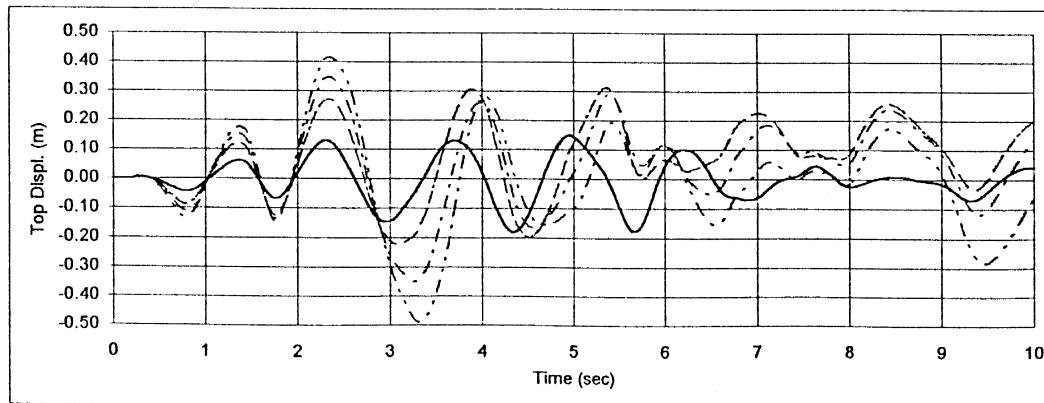
Acc. A



Acc. B



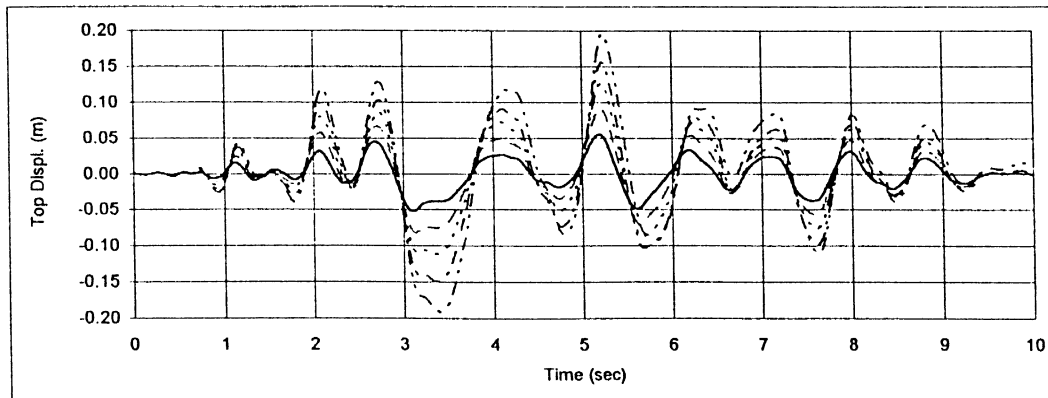
Acc. C



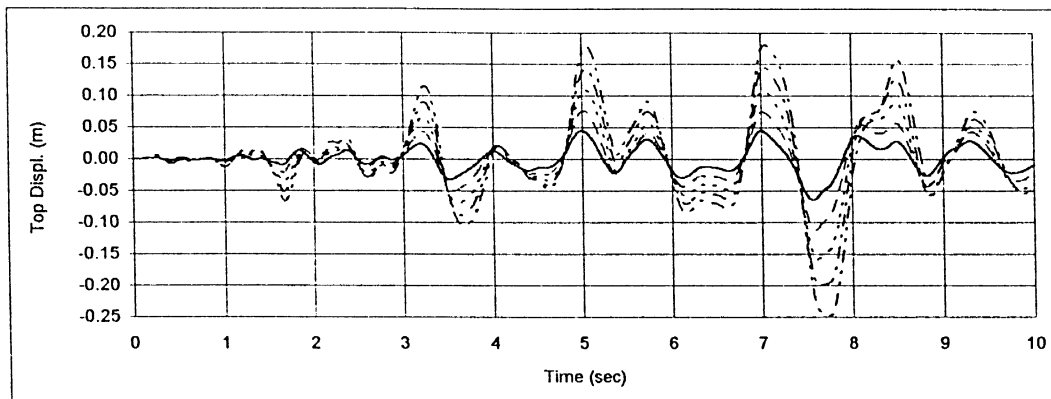
Acc. D

Σχ. 4.4(a): Μετακινσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Γυμνό πλαίσιο)

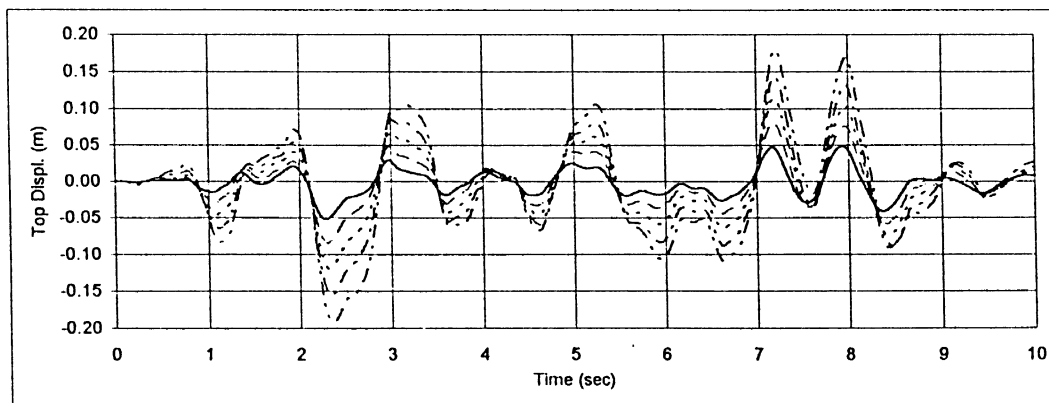
4,28



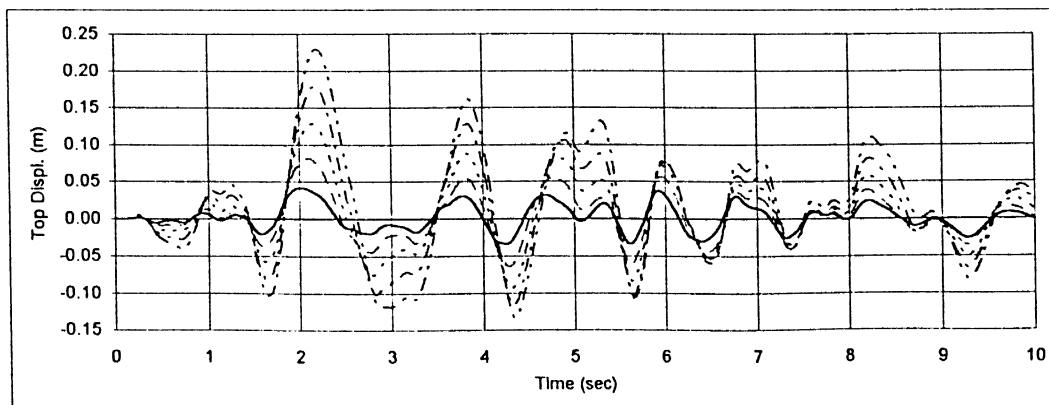
Acc. A



Acc. B



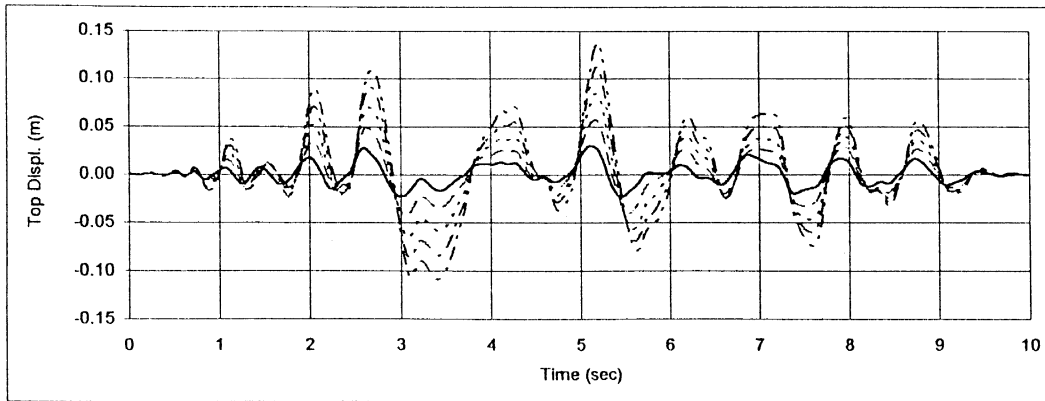
Acc. C



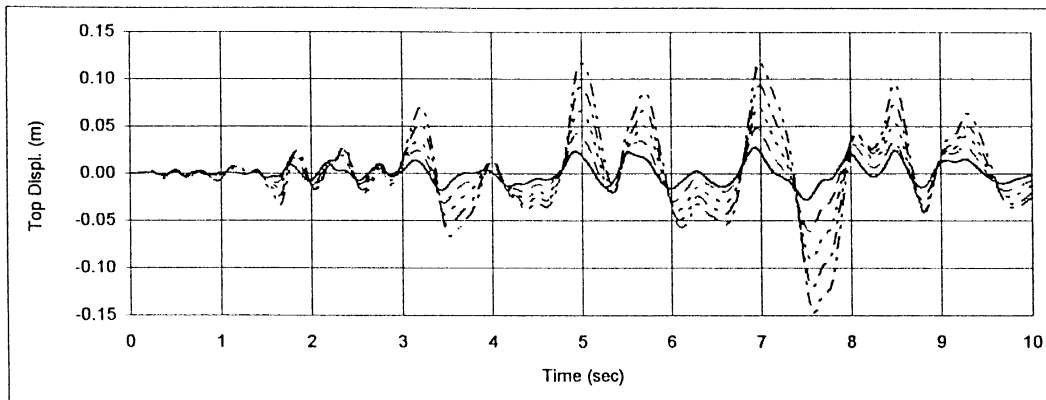
Acc. D

Σχ. 4.4(b): Μετακινσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο - 0.5 x αντ. τοιχ.)

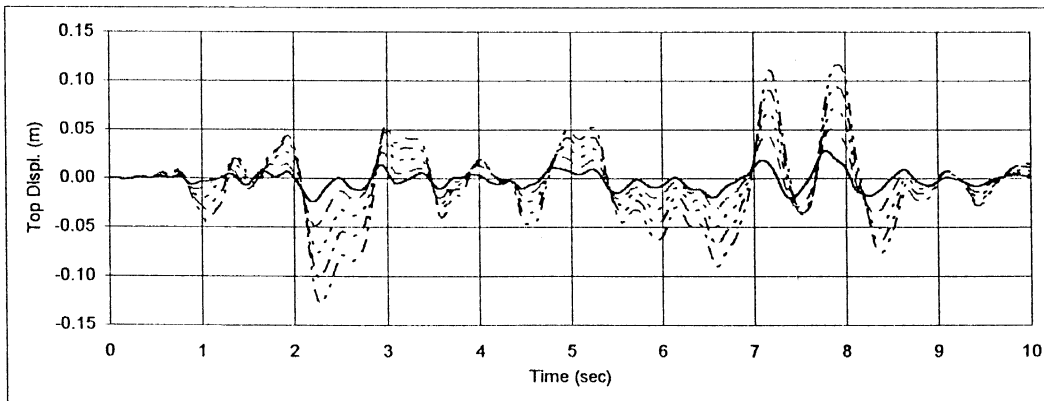
4.29



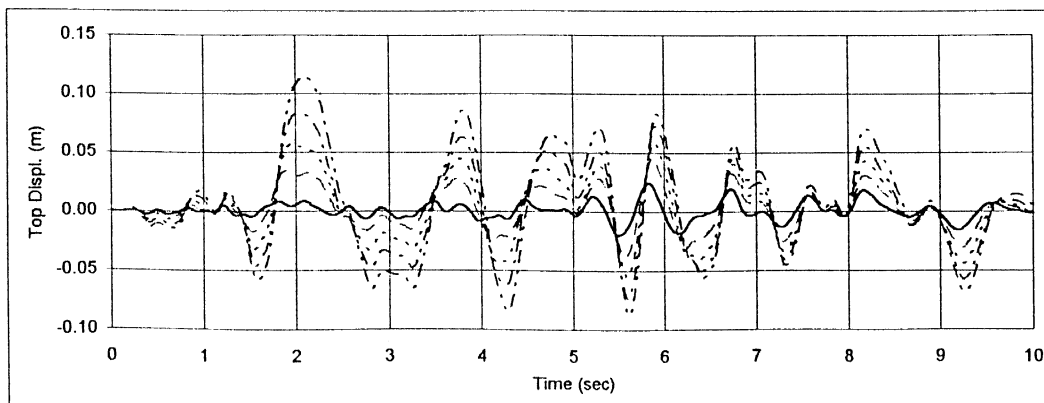
Acc. A



Acc. B



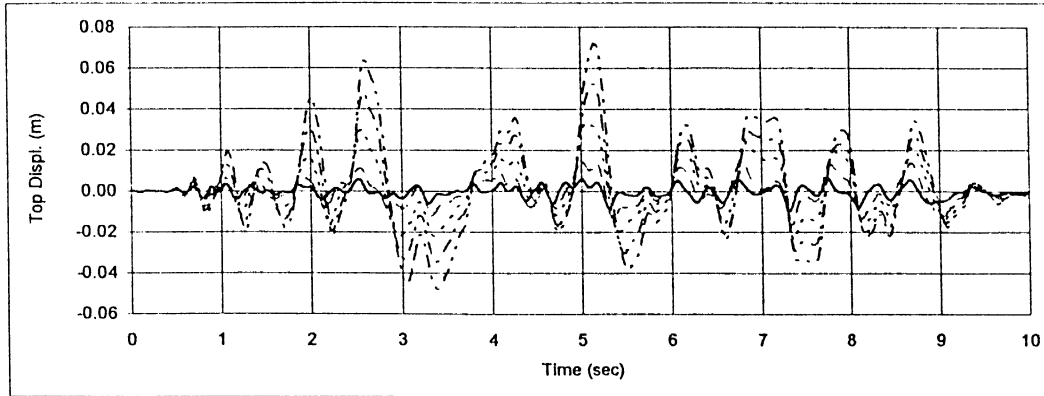
Acc. C



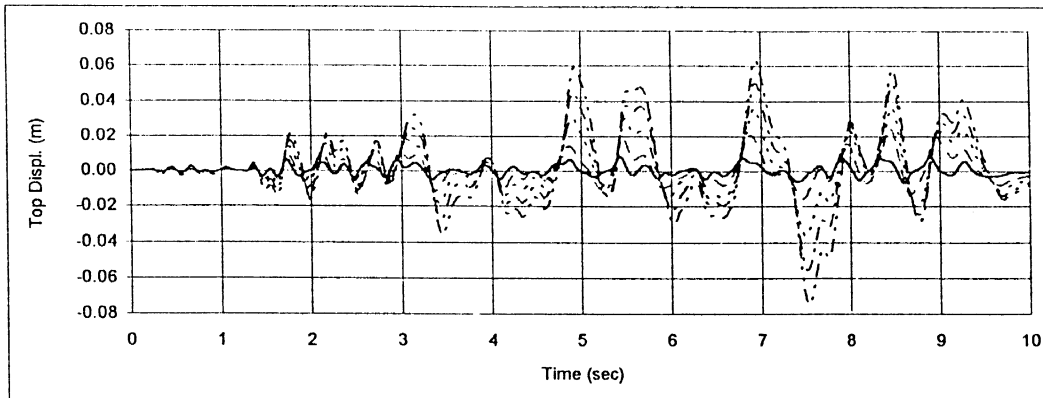
Acc. D

Σχ. 4.4(ε): Μετακινήσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο - 1.0 x αντ. τοιχ.)

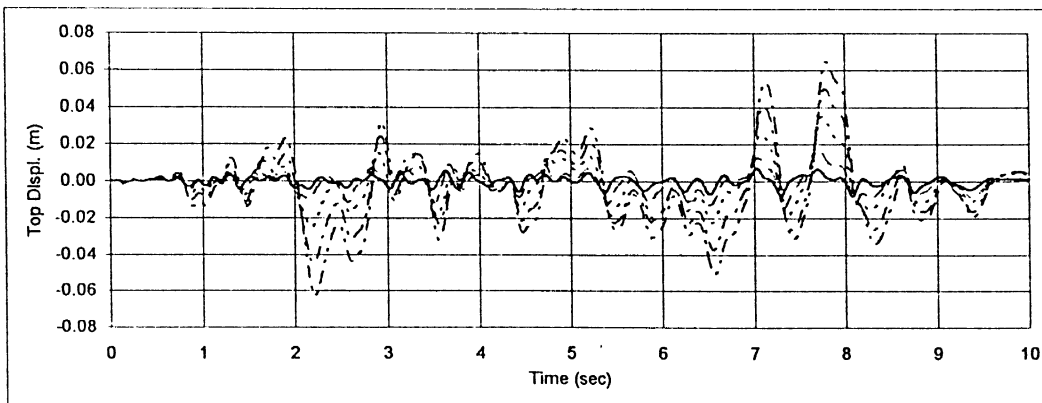
4.30



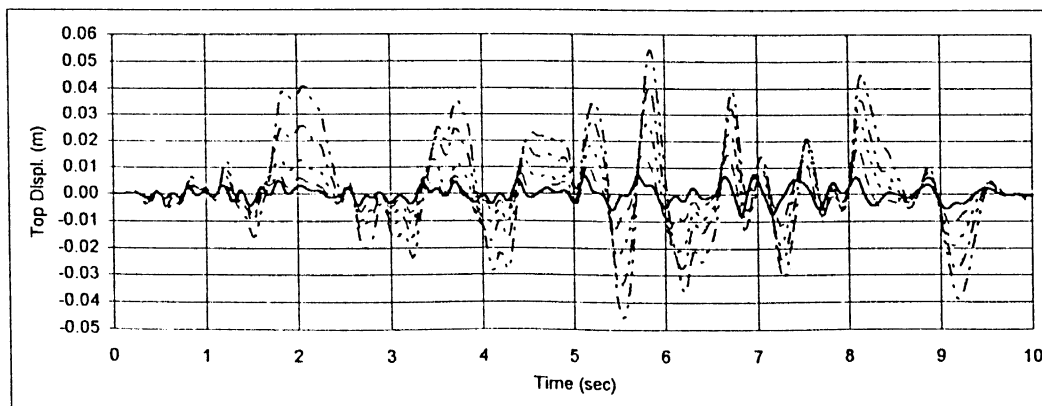
Acc. A



Acc. B



Acc. C

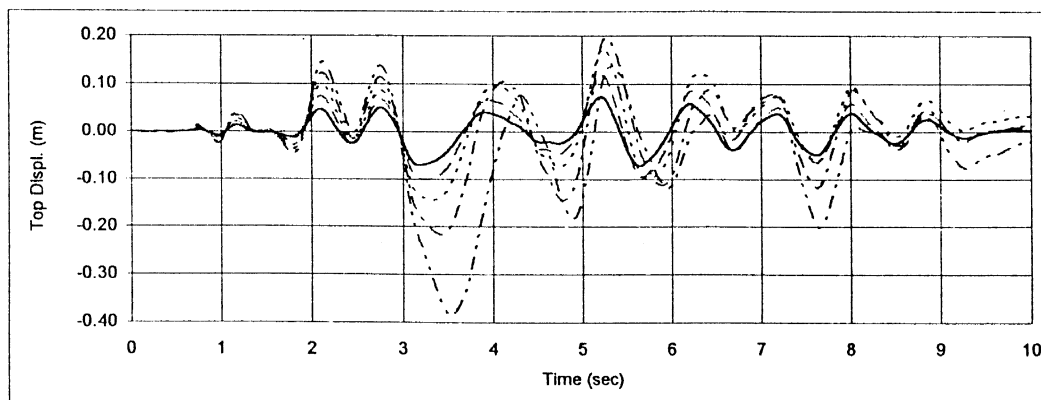


Acc. D

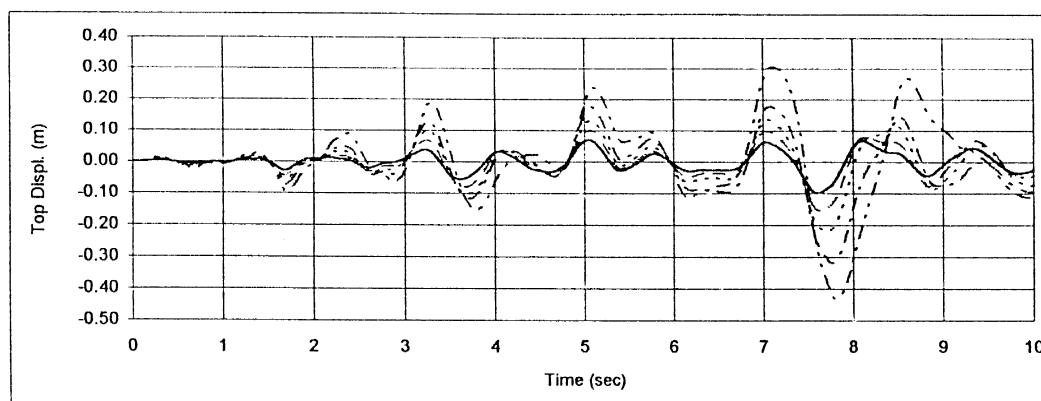
Σχ. 4.4(d): Μετακινσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο - 2.0 x αντ. τοιχ.)



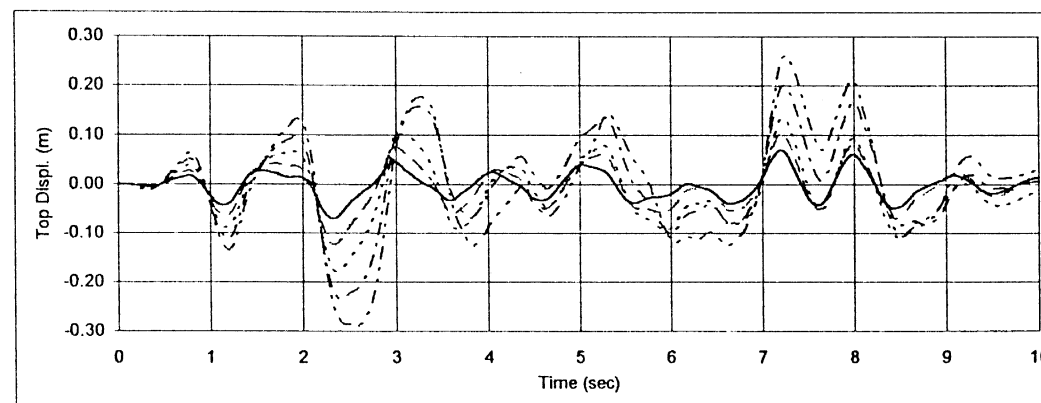
4.31



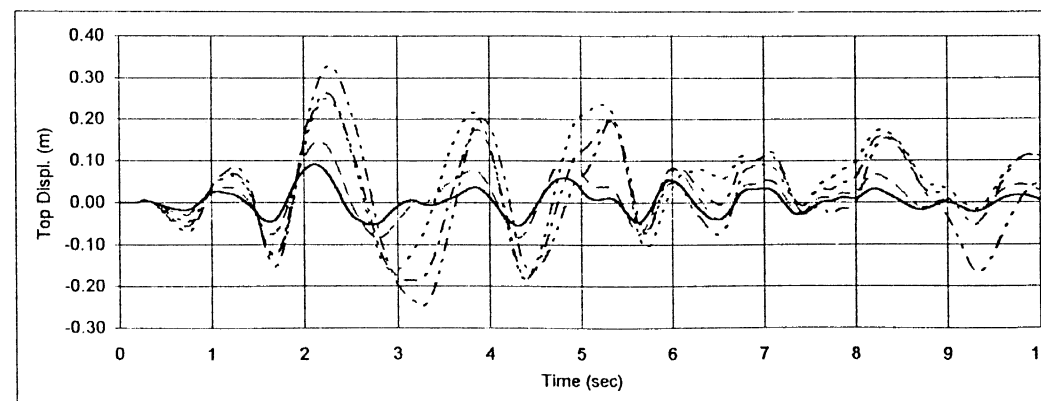
Acc. A



Acc. B



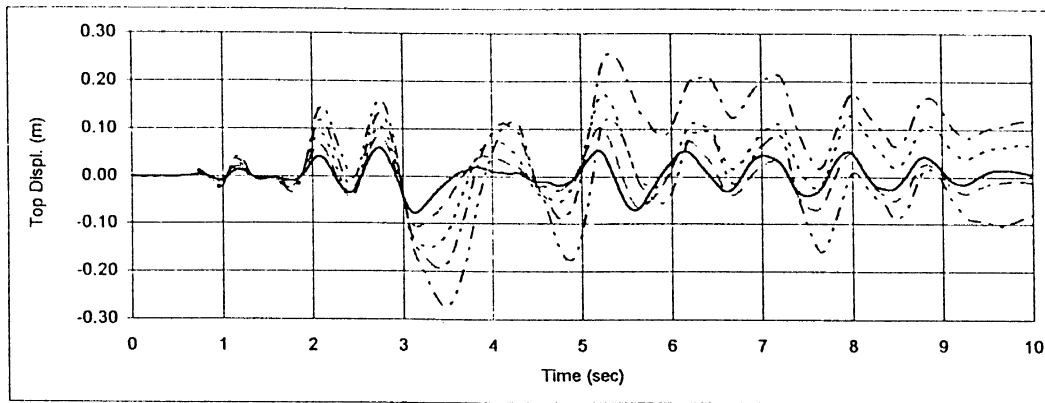
Acc. C



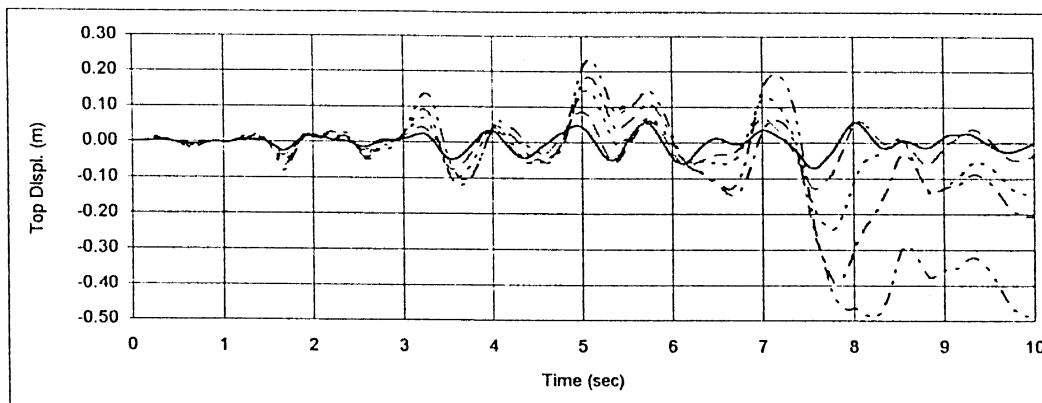
Acc. D

Σχ. 4.4(e): Μετακινσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Κτίριο τύπου Pilotis - 0.5 x αντ. τοιχ.)

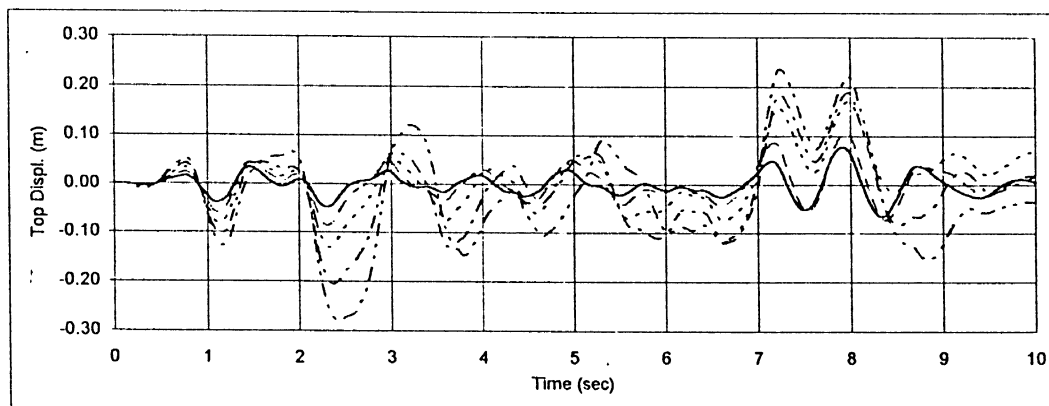
4.52



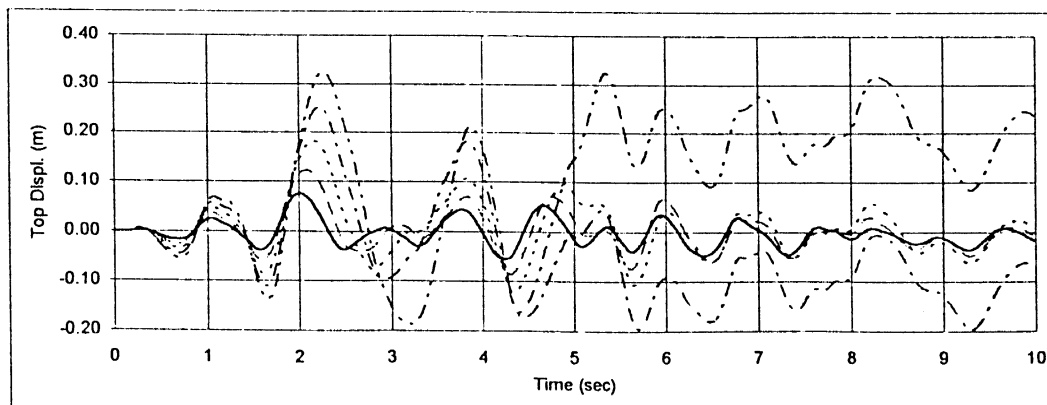
Acc. A



Acc. B



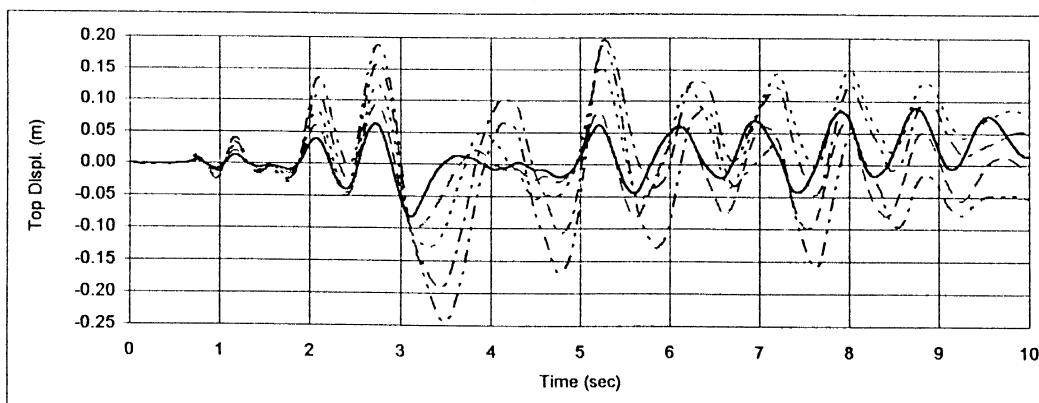
Acc. C



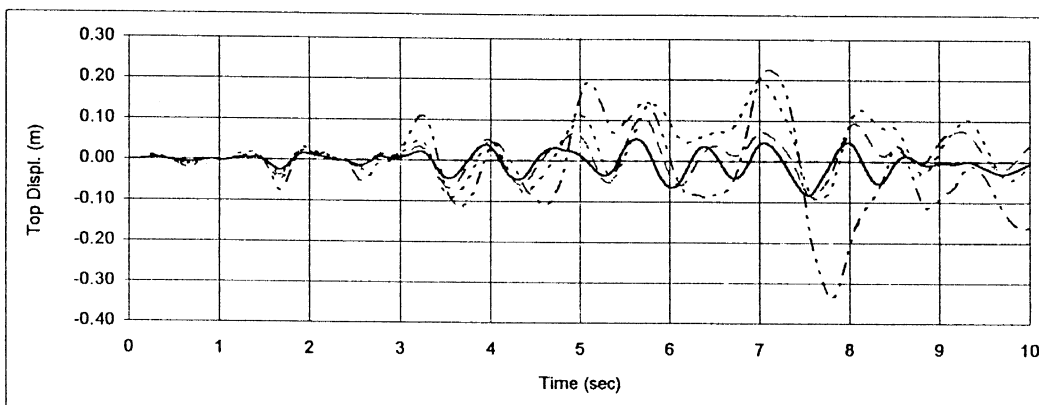
Acc. D

Σχ. 4.4(f): Μετακινσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Κτίριο τύπου Pilotis - 1.0 x αντ. τοιχ.)

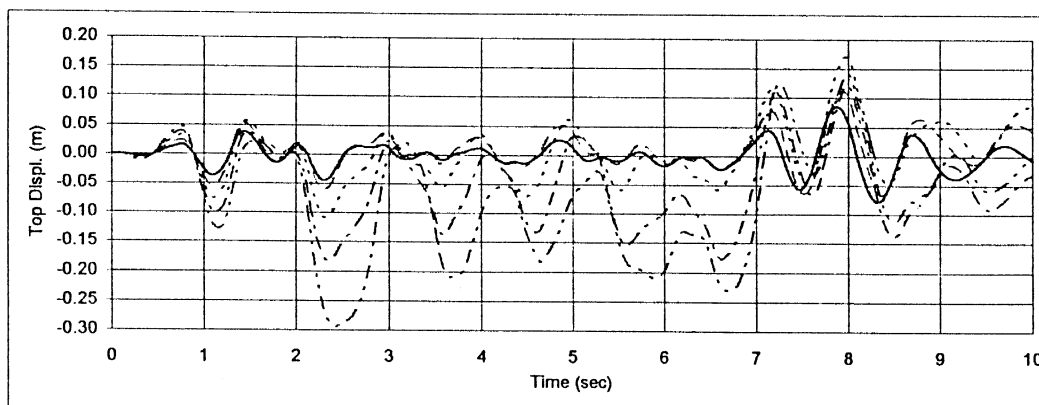
4.33



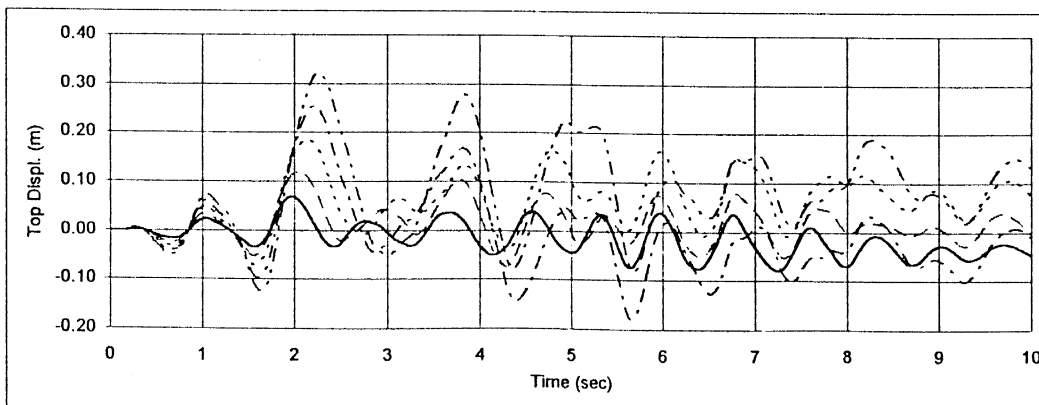
Acc. A



Acc. B



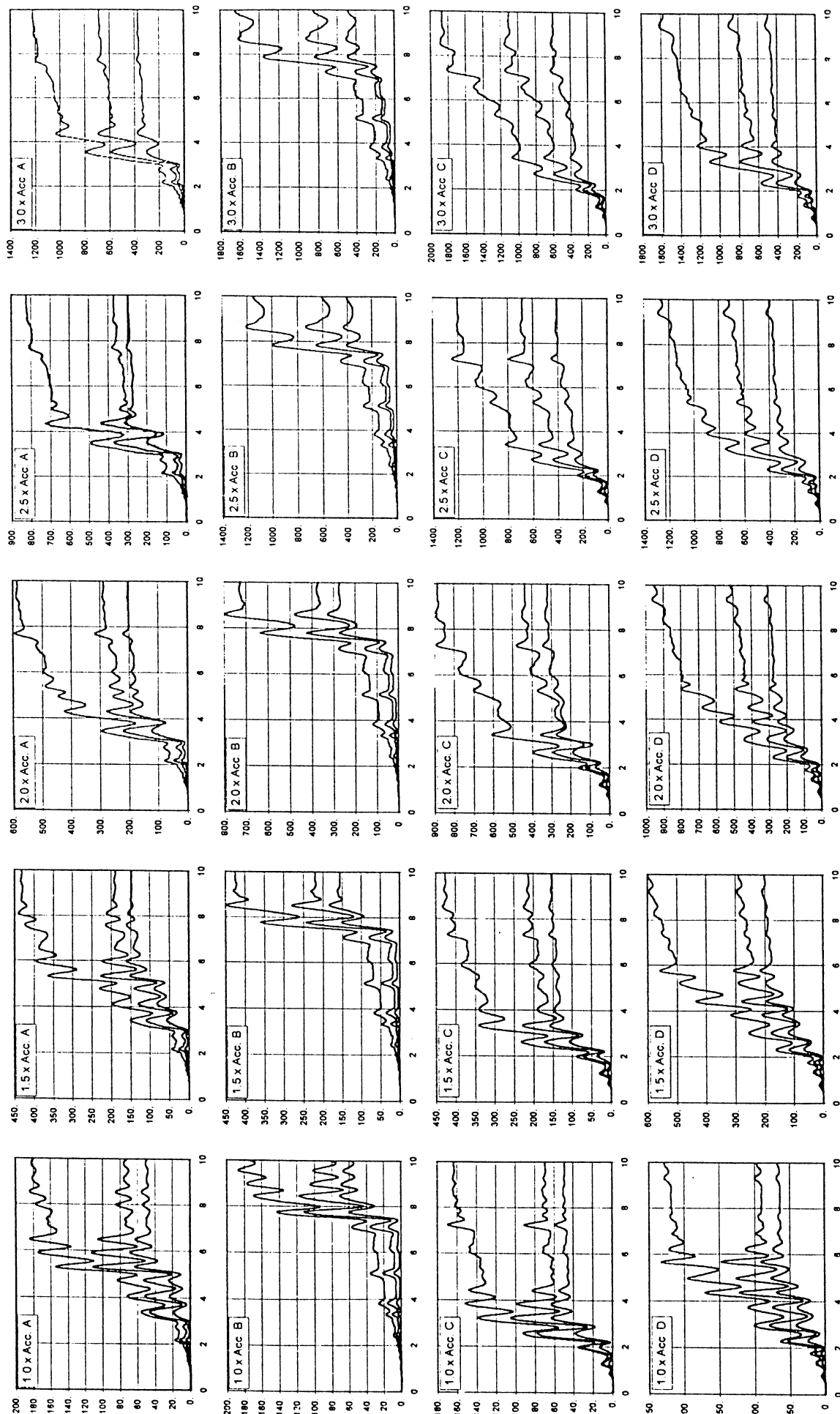
Acc. C



Acc. D

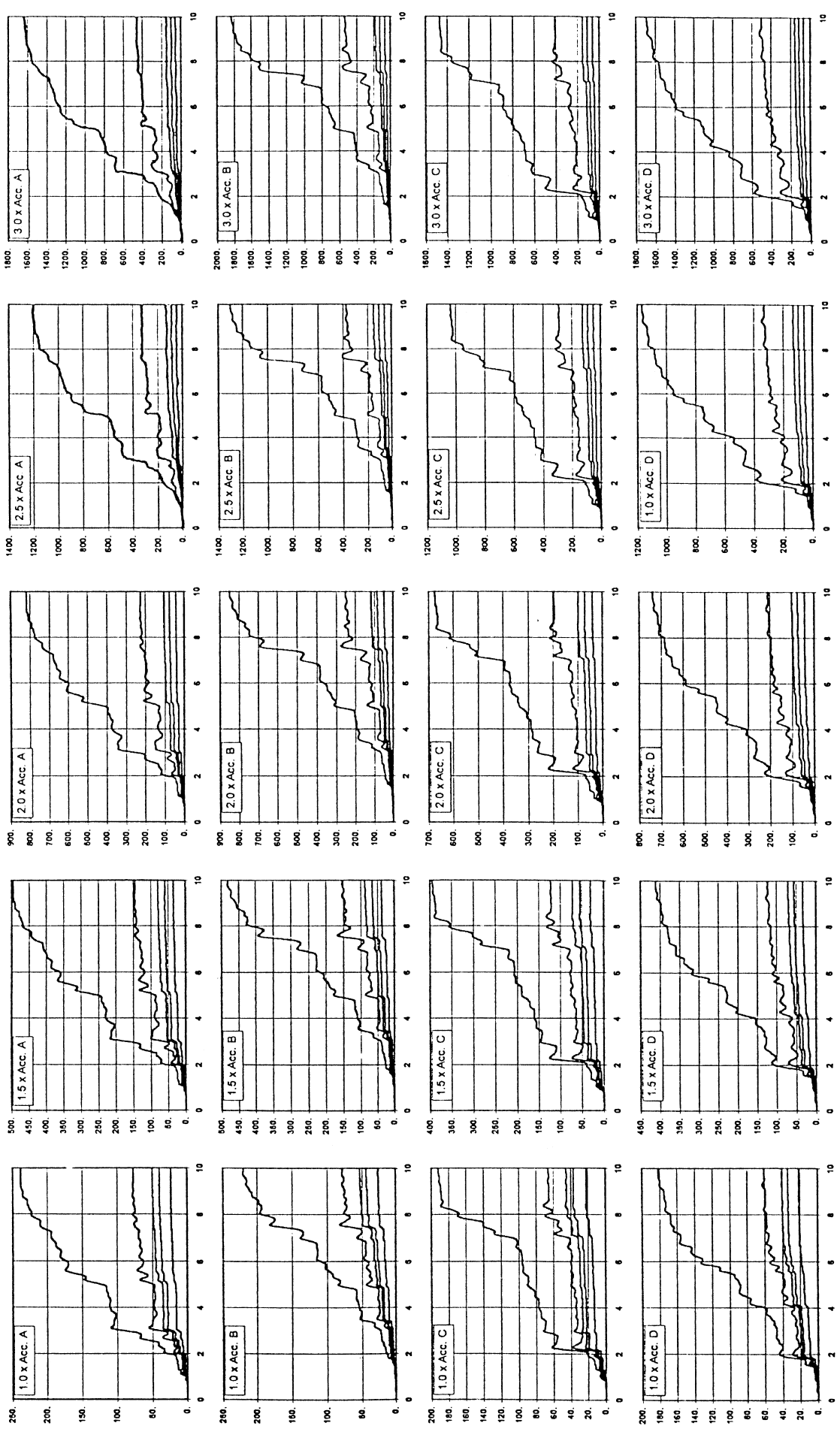
Σχ. 4.4(g): Μετακινήσιογράφημα στη κορυφή του κτιρίου (Κτίριο τύπου Pilotis - 2.0 x αντ. τοιχ.)

## Γυμνό πλαίσιο



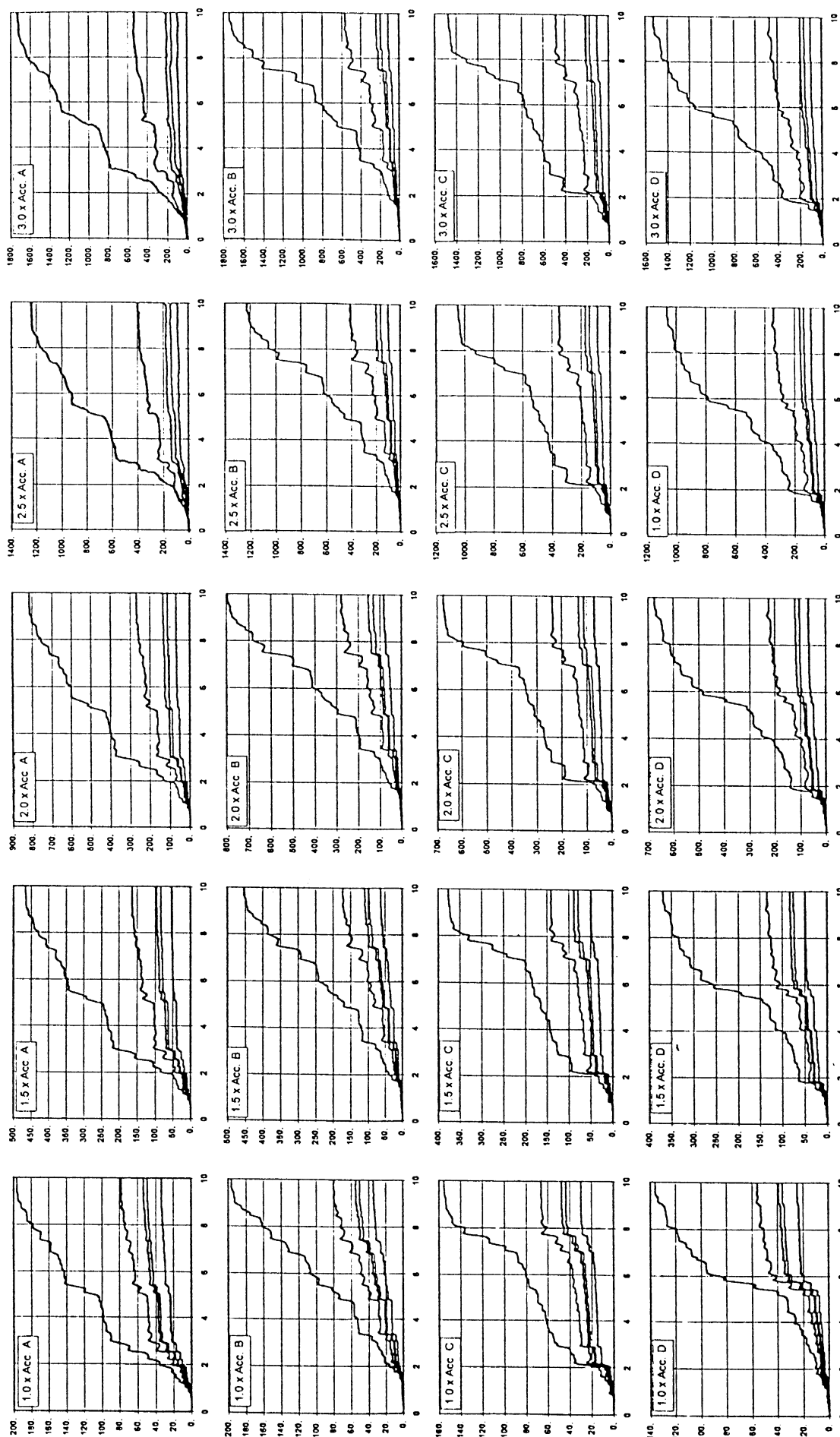
Σχ. 4.5(α): Διαγράμματα ενέργειας (kNm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στα υποστοιβάματα, 3η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στις δοκούς.

Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο - 0.5 x αντ. τοιχ.



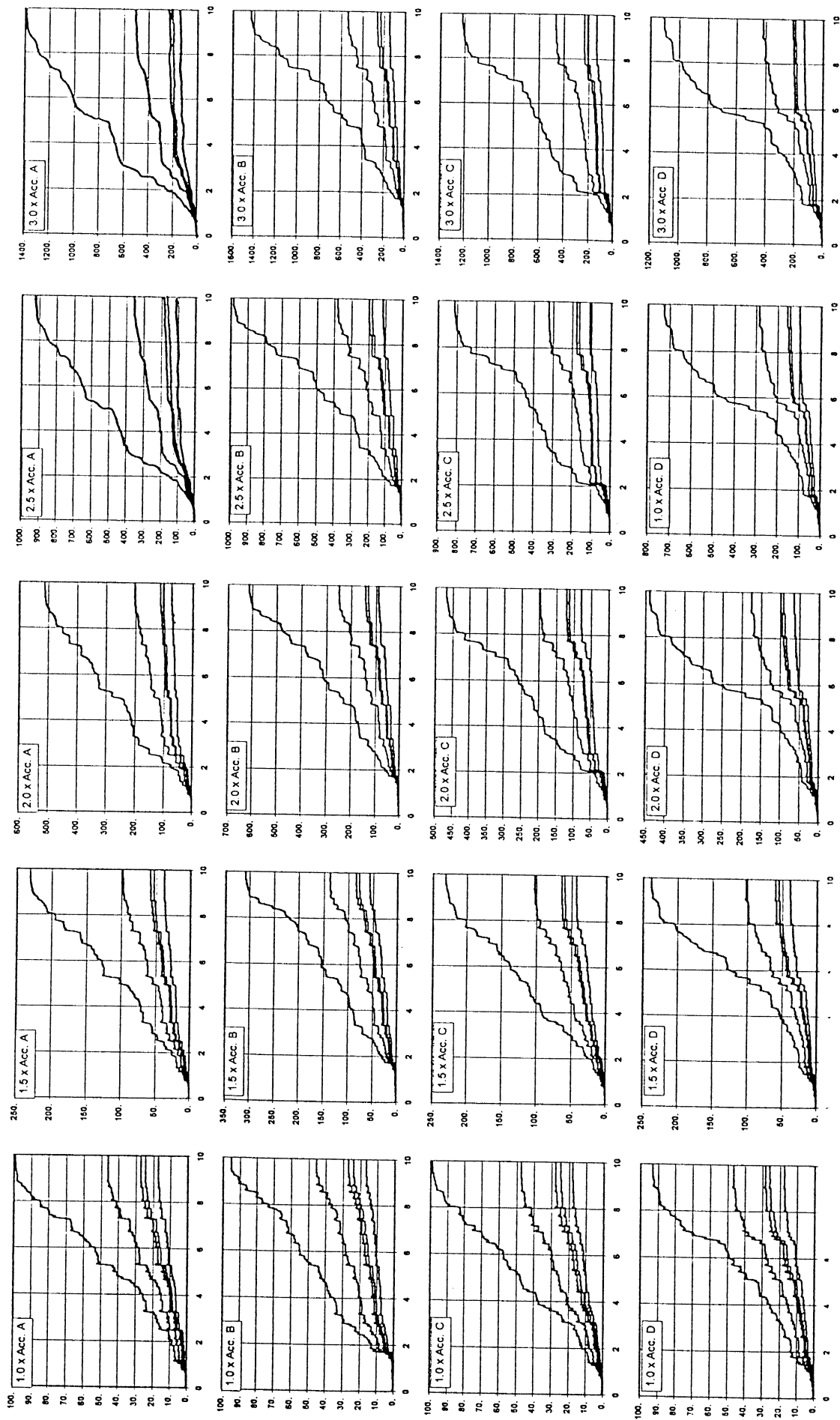
Σχ. 4.5(b): Διαγράμματα ενέργειας (kNm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο, διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης και 4ης & 5ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους των δυο τελευταίων ορόφων και του 2ου ορόφου αντίστοιχα, 5η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους του 1ου ορόφου.

# Πλήρως τοιχοπηρωμένο πλαίσιο - 1.0 x αντ. τοιχ.



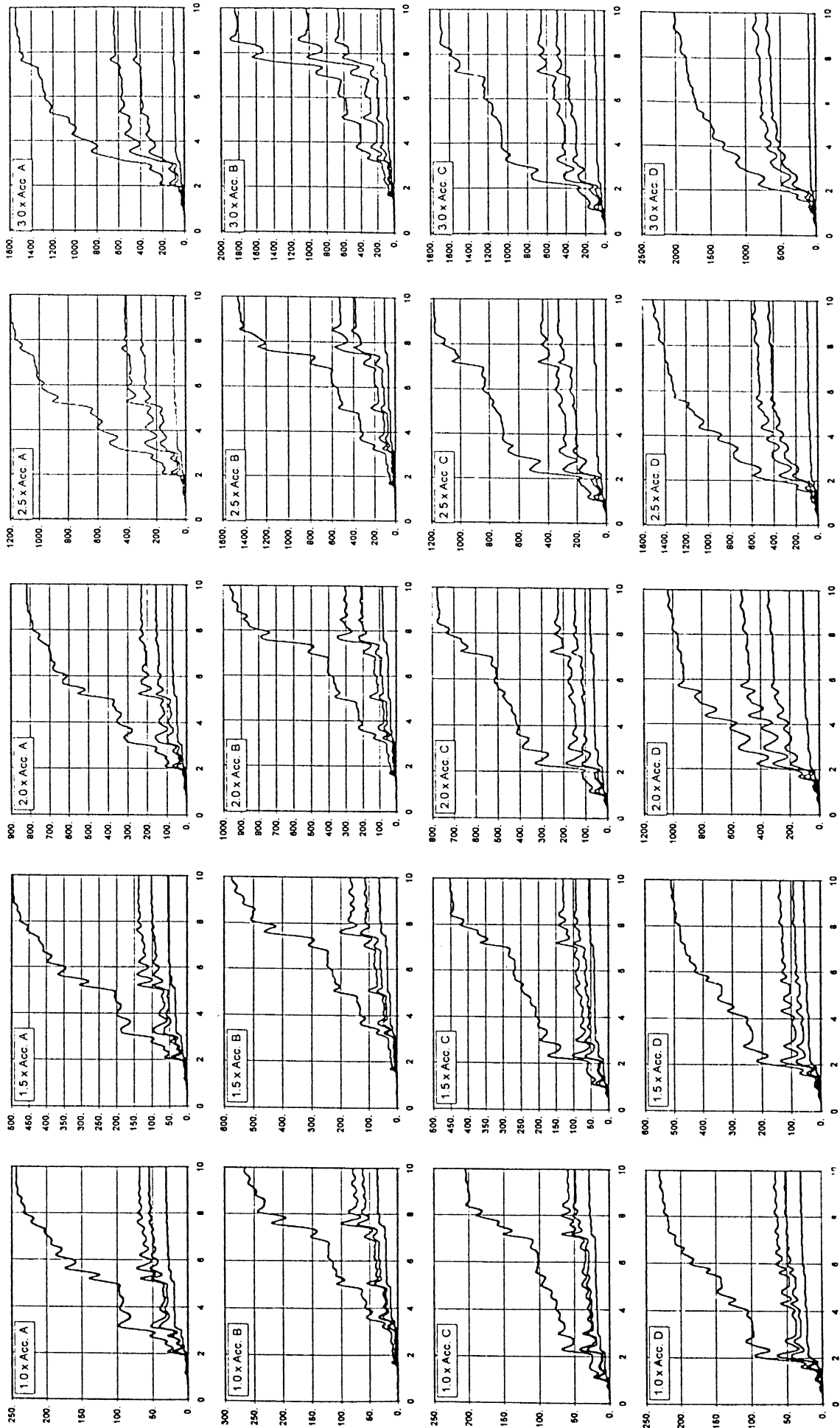
Σχ. 4.5(c): Διαγράμματα ενέργειας (kJm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο, διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης και 4ης & 5ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους των δυο τελευταίων ορόφων και του 2ου ορόφου αντίστοιχα, 5η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους του 1ου ορόφου.

# Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο - 2.0 x αντ. τοιχ.



Σχ. 4.5(δ): Διαγράμματα ενέργειας (kJ/m²) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο, διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης και 4ης & 5ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους και του 2ου ορόφου αντίστοιχα, 5η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους του 1ου ορόφου.

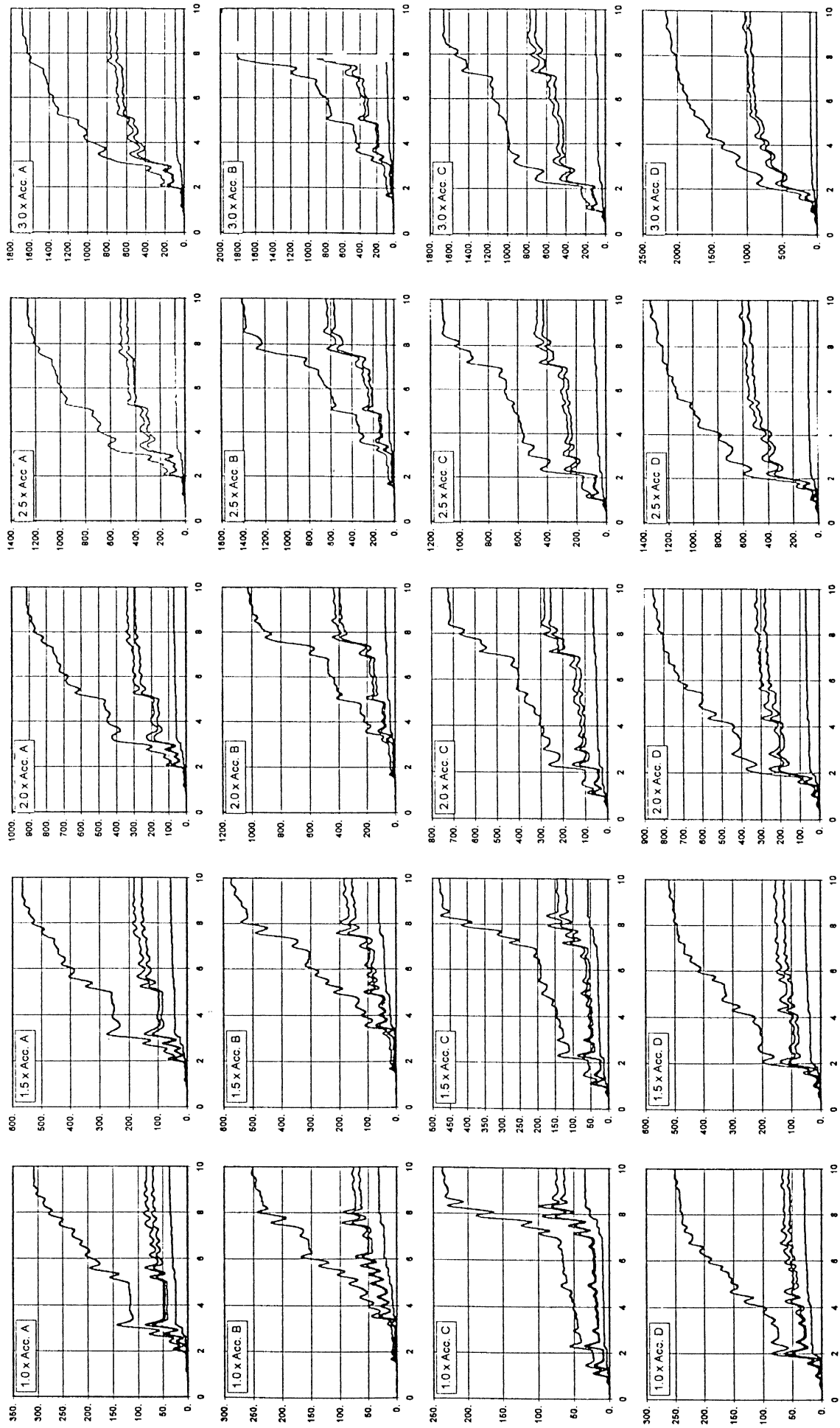
Κτίριο τύπου Pilotis - 0.5 x αντ. τοίχ.



Σχ. 4.5(ε): Διαγράμματα ενέργειας (kNm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο (εκτός υποστρωμάτων 1ου ορόφου), διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στα υποστρώματα του 1ου ορόφου, 4η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους

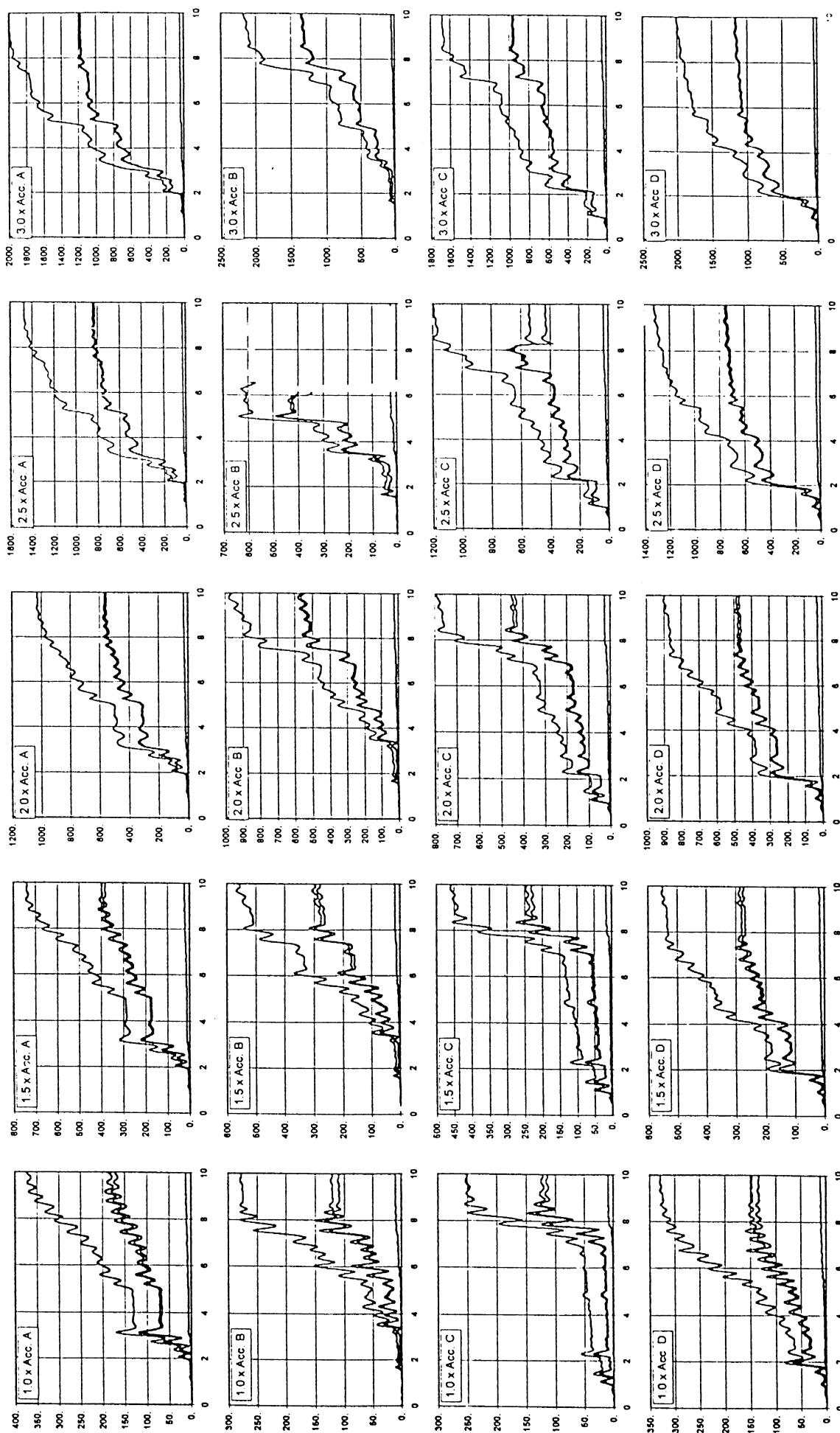


# Κτίριο τύπου Pilotis - 1.0 x αντ. τοιχ.

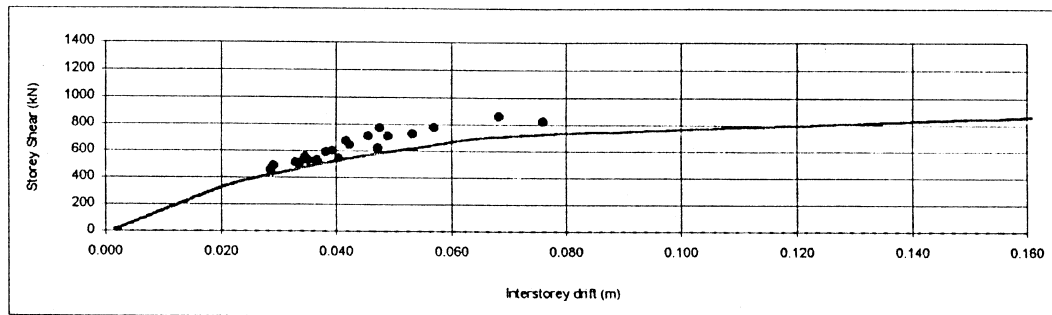
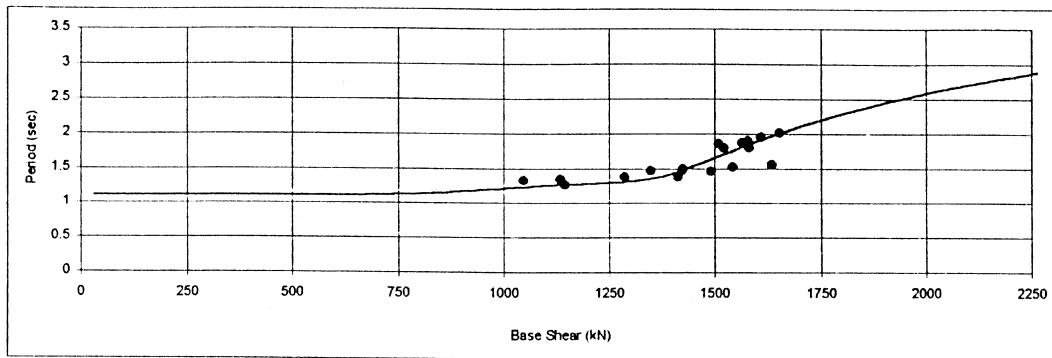


Σχ. 4.5(f): Διαγράμματα ενέργειας (kJm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο (εκτός υποστρωμάτων 1ου ορόφου), διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στα υποστρώματα του 1ου ορόφου, 4η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους.

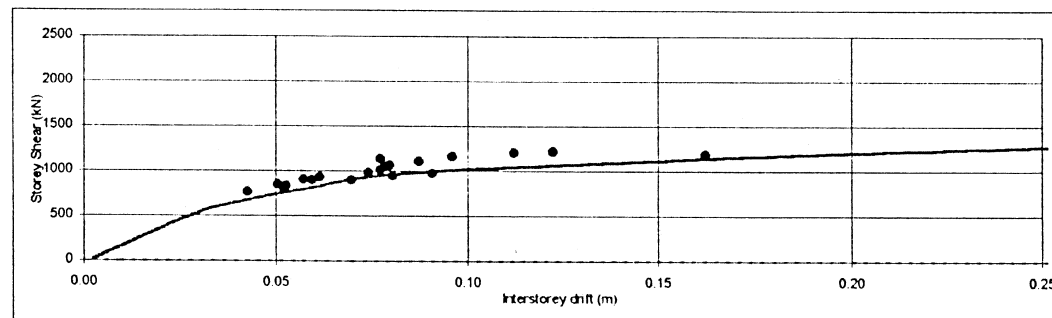
# Κτίριο τύπου Pilotis - 2.0 x αντ. τοιχ.



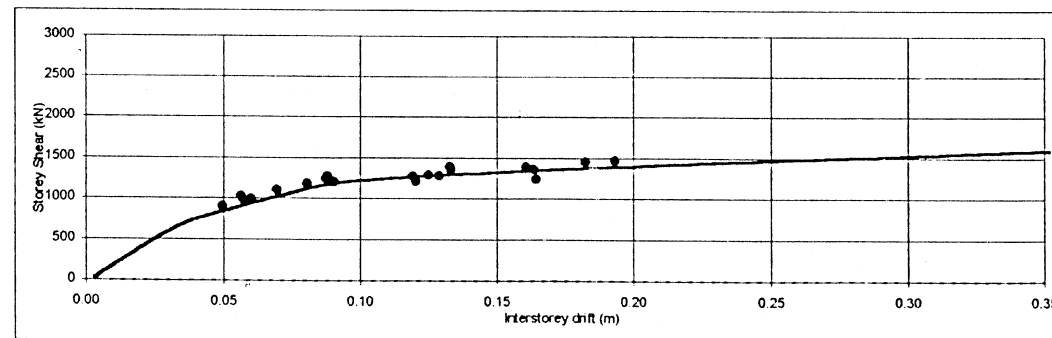
Σχ. 4.5(g): Διαγράμματα ενέργειας (kNm) χρόνου (sec). Ανώτατη καμπύλη = Συνολική εισερχόμενη ενέργεια, διαφορά μεταξύ 2ης & 3ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στο πλαίσιο (εκτός υποστρωμάτων 1ου ορόφου), διαφορά μεταξύ 3ης & 4ης καμπύλης από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στα υποστρώματα του 1ου ορόφου, 4η καμπύλη από πάνω = συνολική ενέργεια απορροφούμενη στους τοίχους.



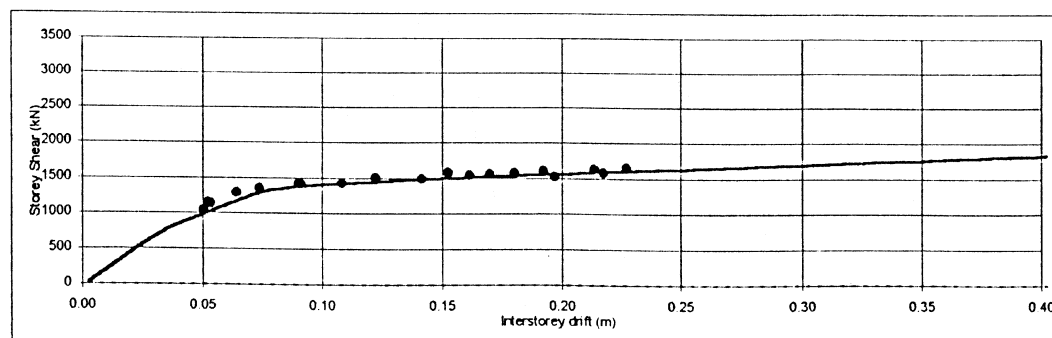
4th storey



3rd storey

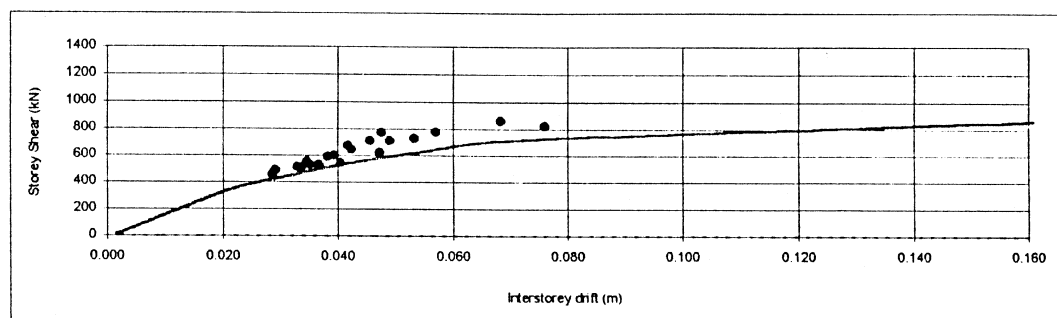
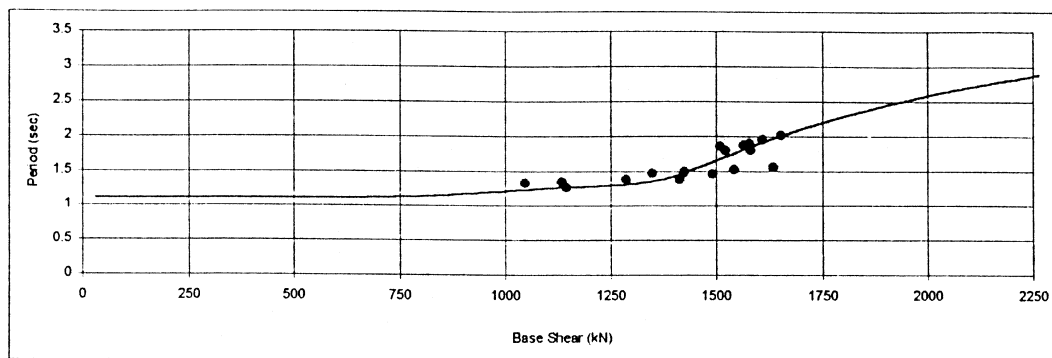


2nd storey

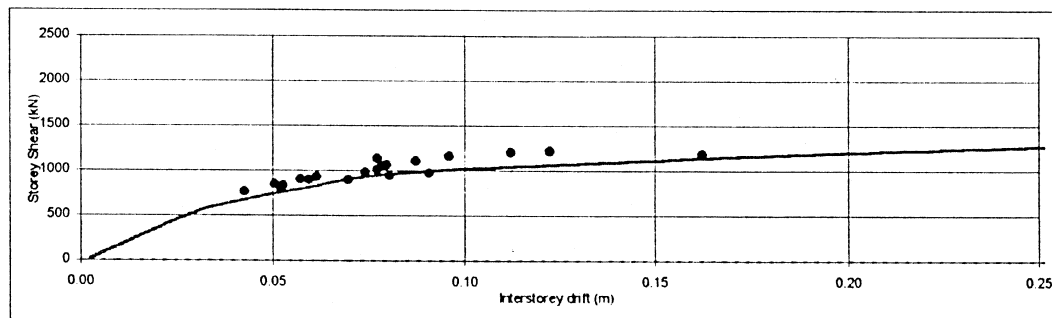


1st storey

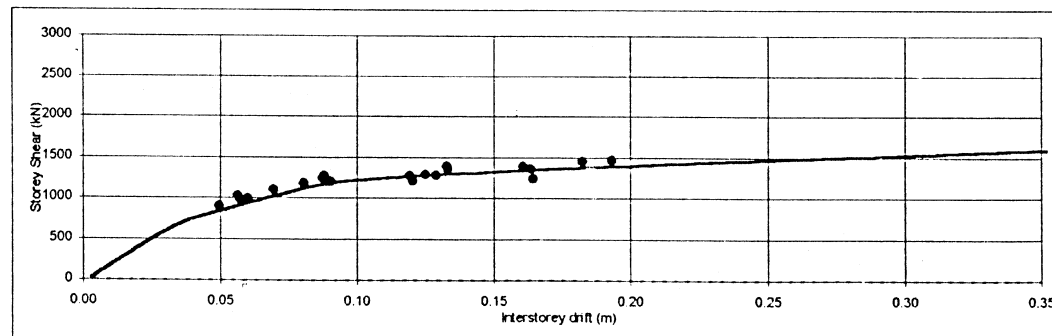
Σχ. 4.6(a): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



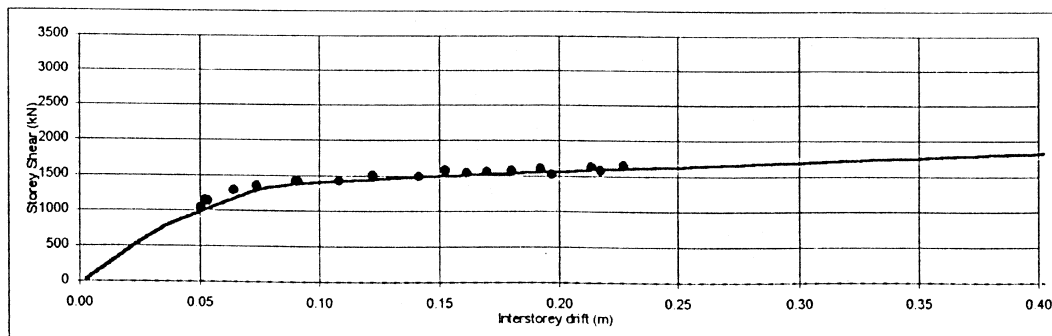
4th storey



3rd storey

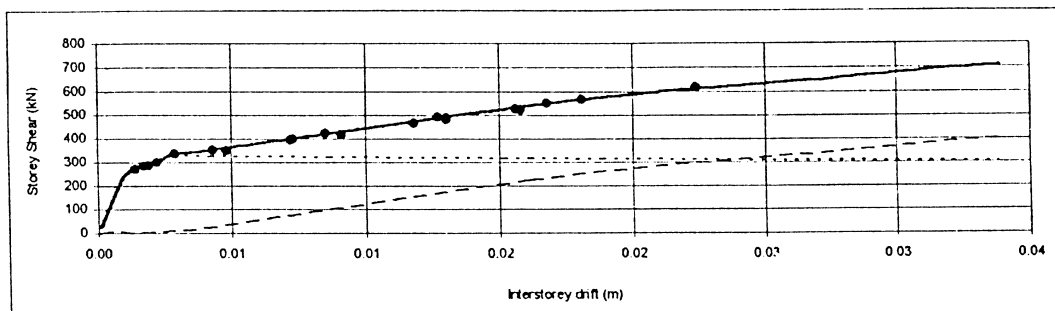
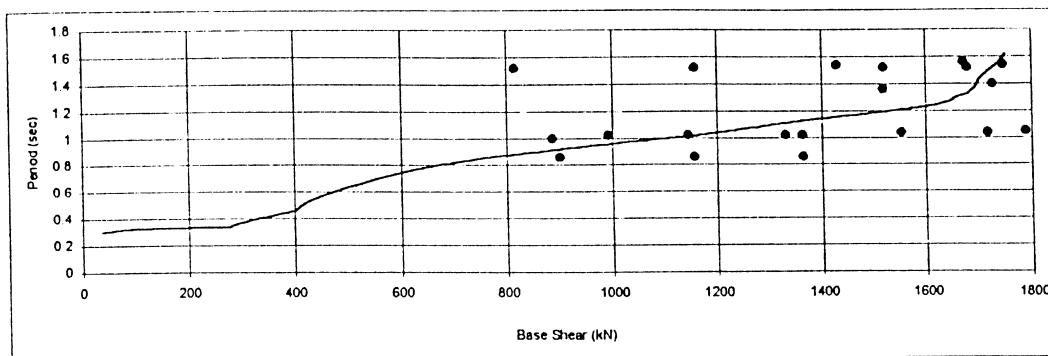


2nd storey

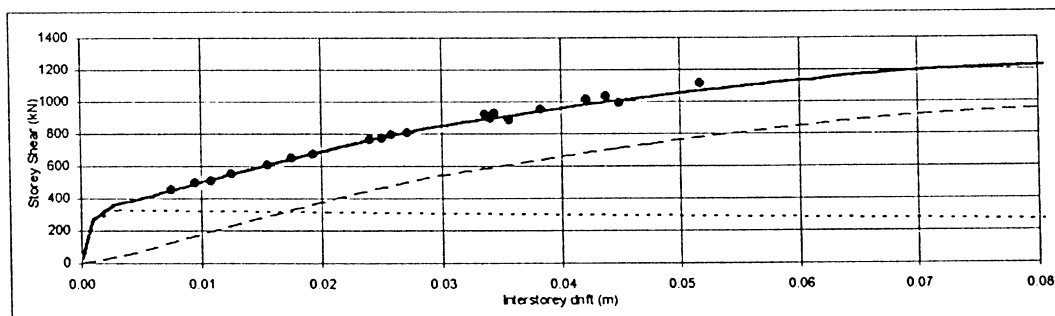


1st storey

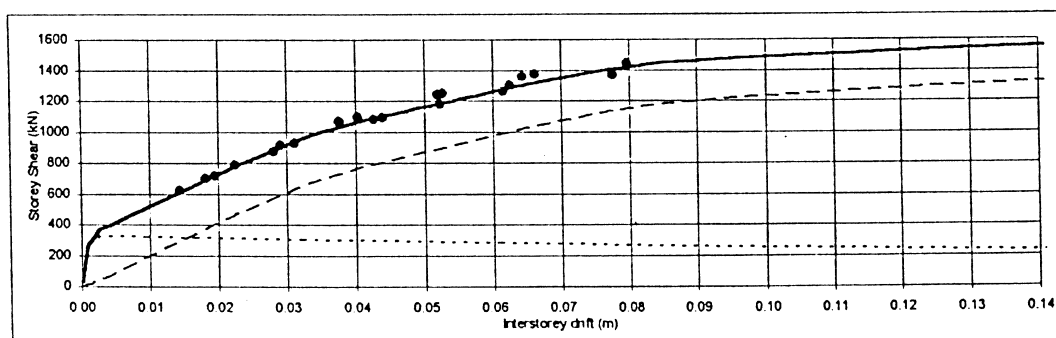
Σχ. 4.6(a): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



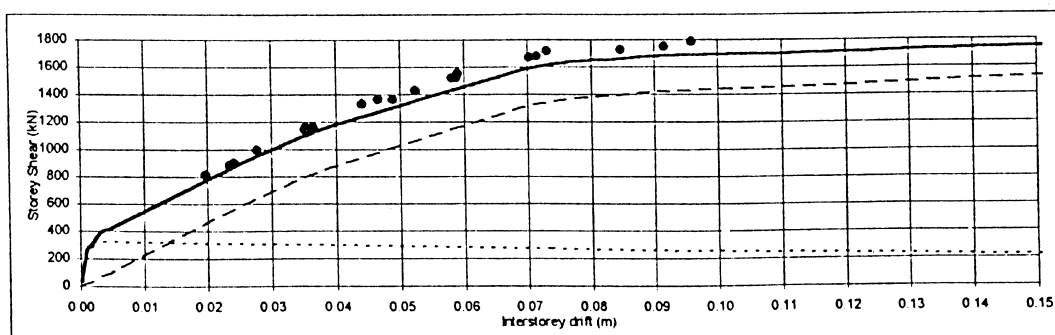
4th storey



3rd storey

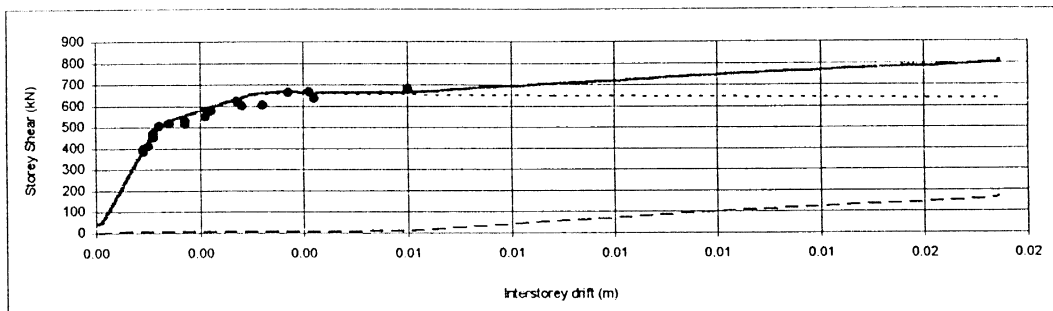
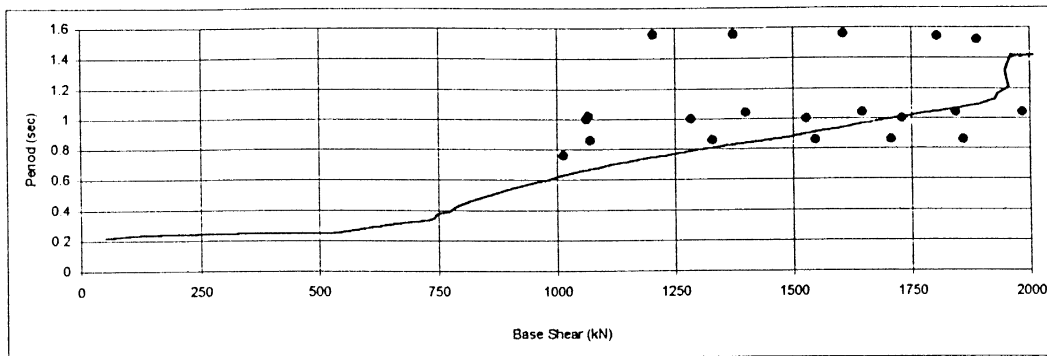


2nd storey

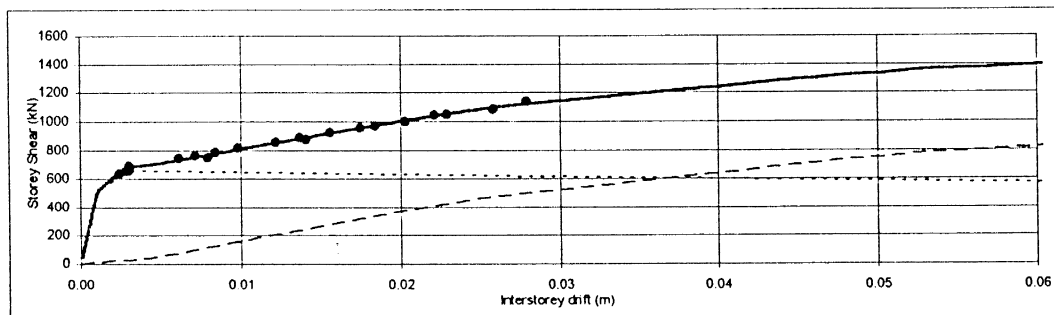


1st storey

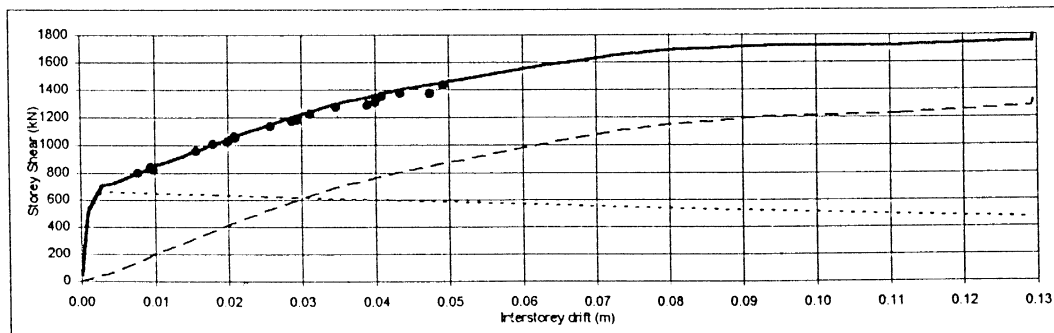
Σχ. 4.6(b): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ.: πλαίσιο, στιγματ.: τοίχοι) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



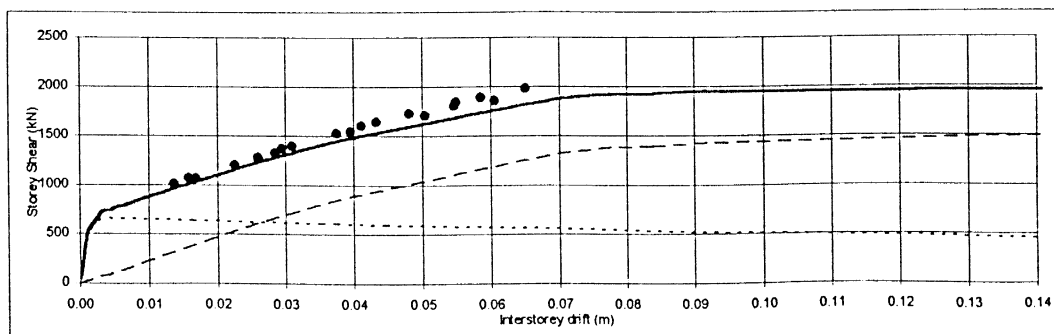
4th storey



3rd storey

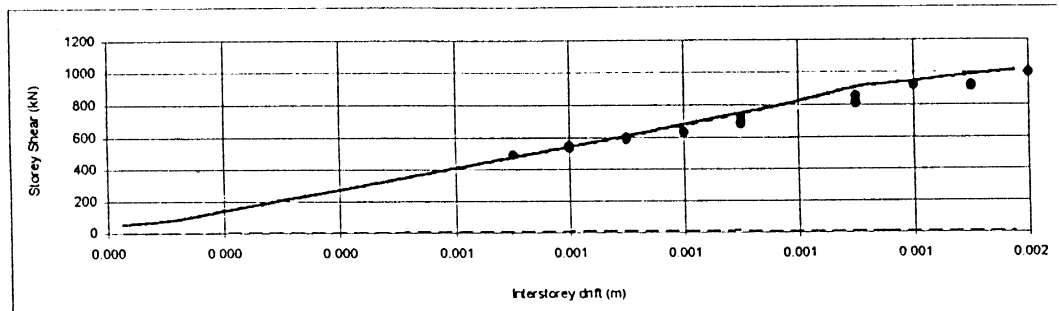
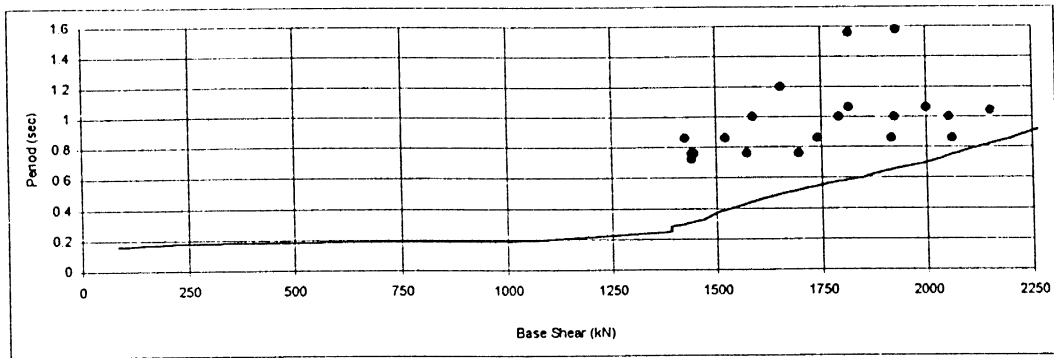


2nd storey

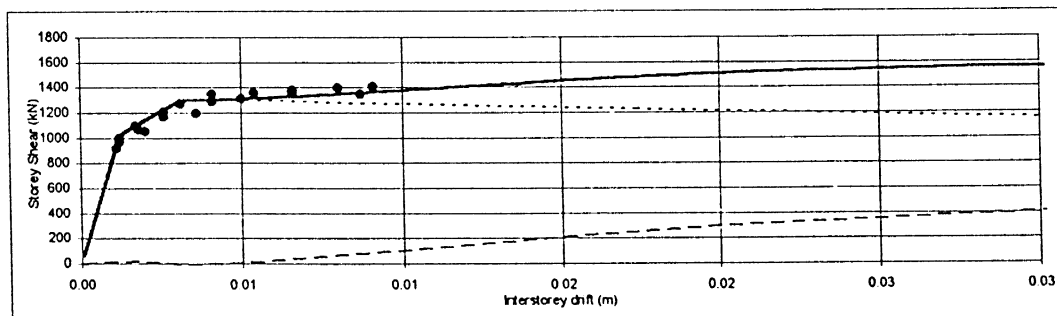


1st storey

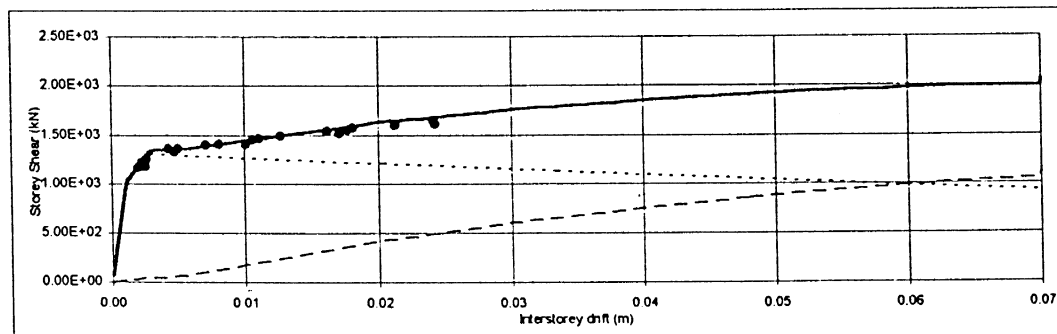
Σχ. 4.6(c): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ.:πλάισιο, στιγματ.:τοιχοί) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



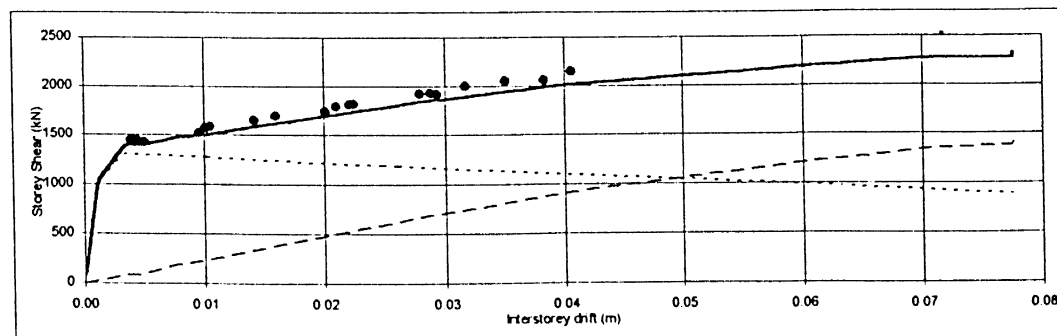
4th storey



3rd storey

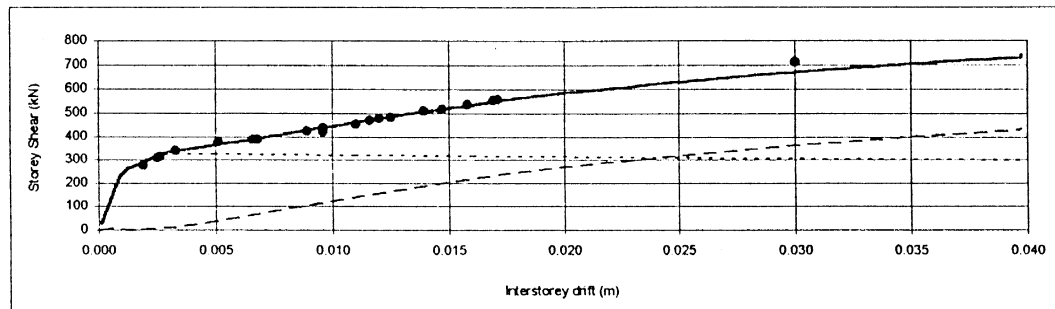
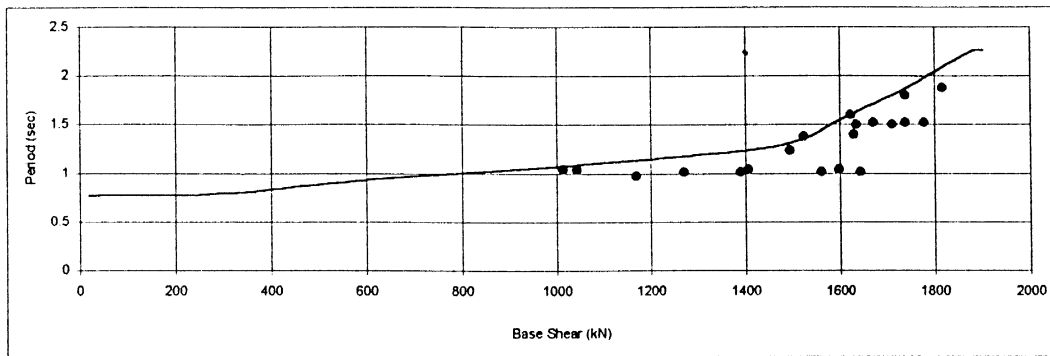


2nd storey

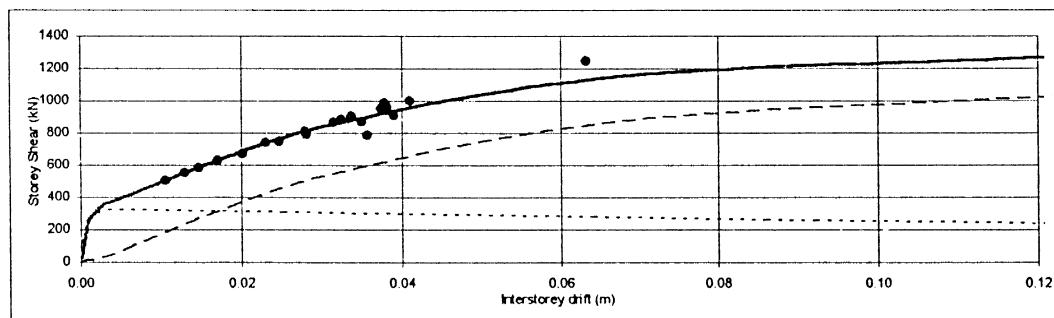


1st storey

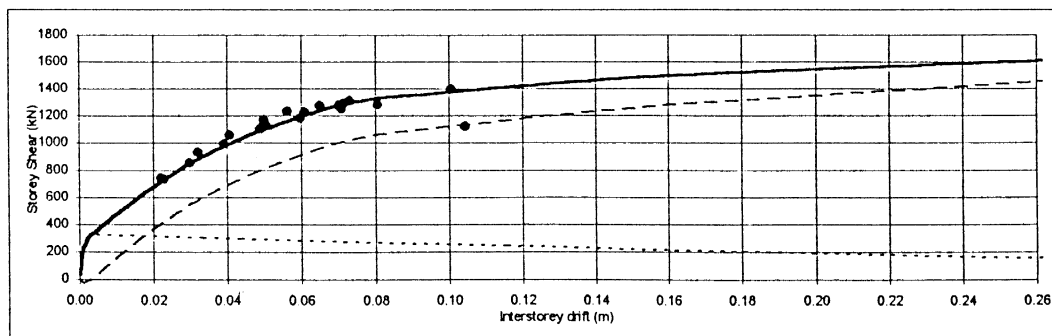
Σχ. 4.6(d). Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ. πλαίσιο, στιγματ. τοίχοι) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



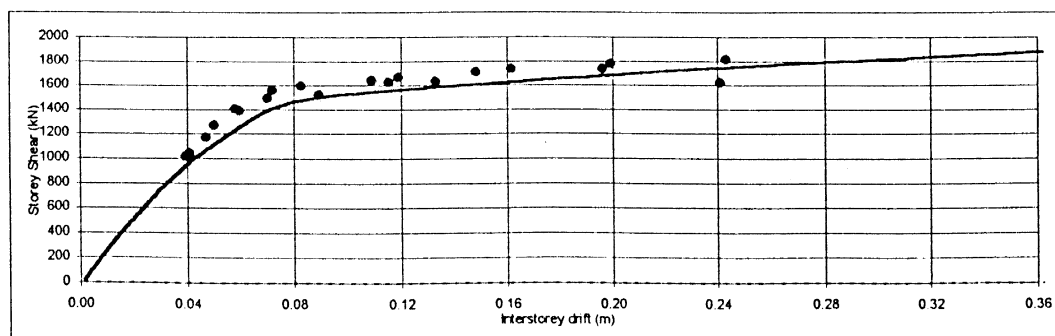
4th storey



3rd storey



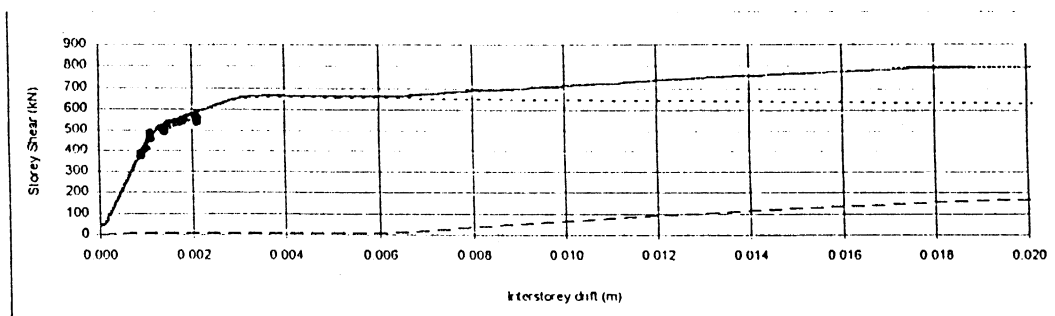
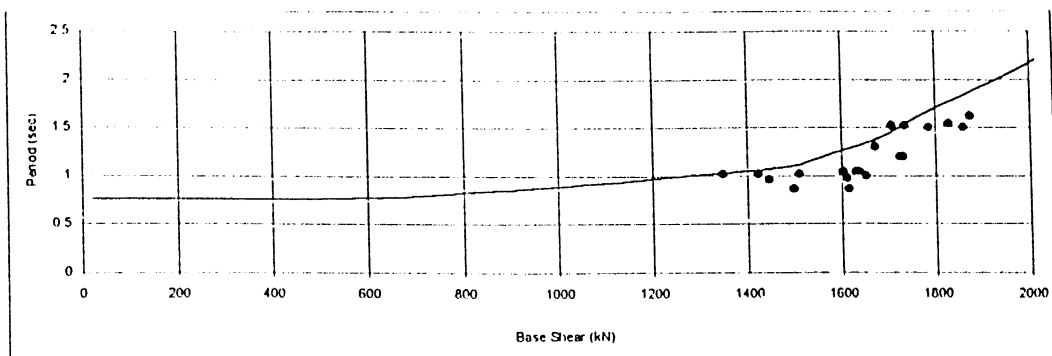
2nd storey



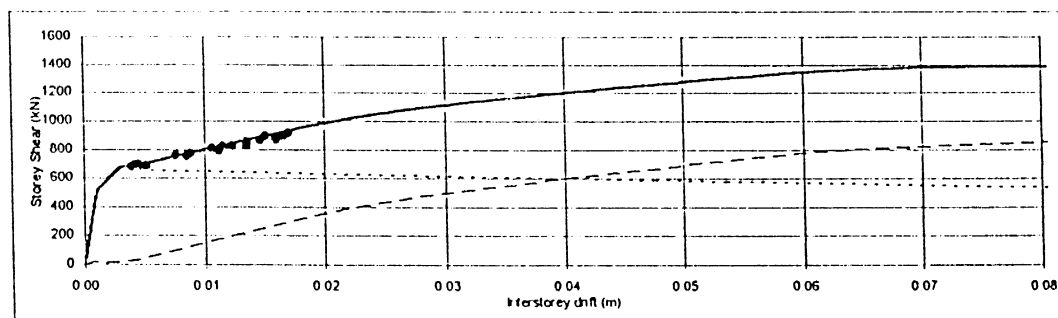
1st storey

Σχ. 4.6(e): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ. πλαίσιο, στιγματ. τοίχοι) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.

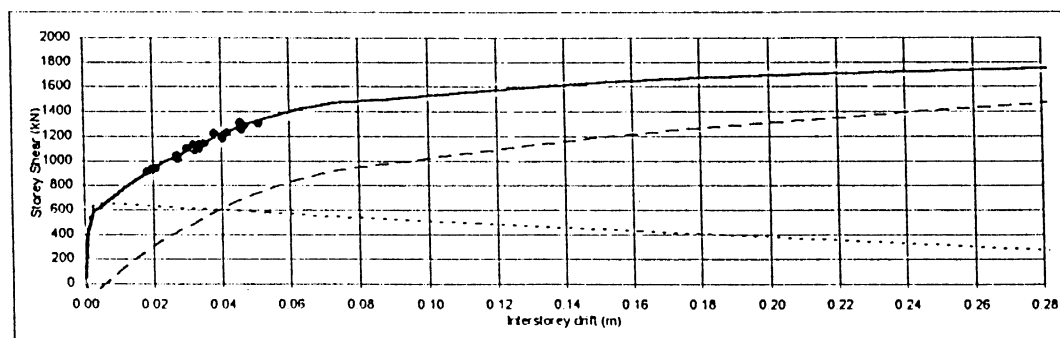




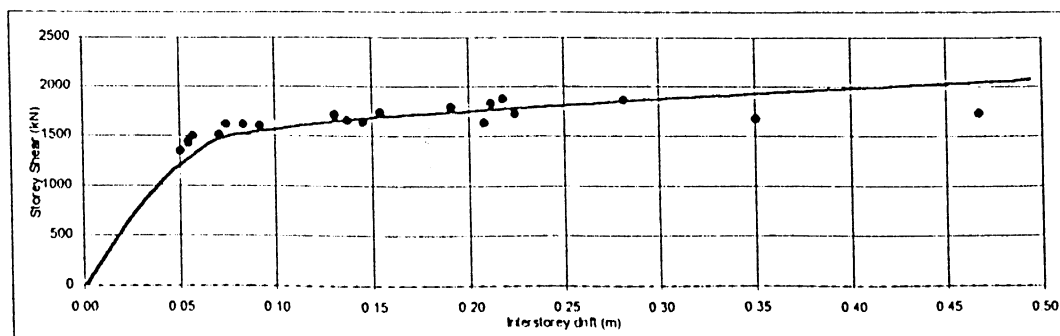
4th storey



3rd storey

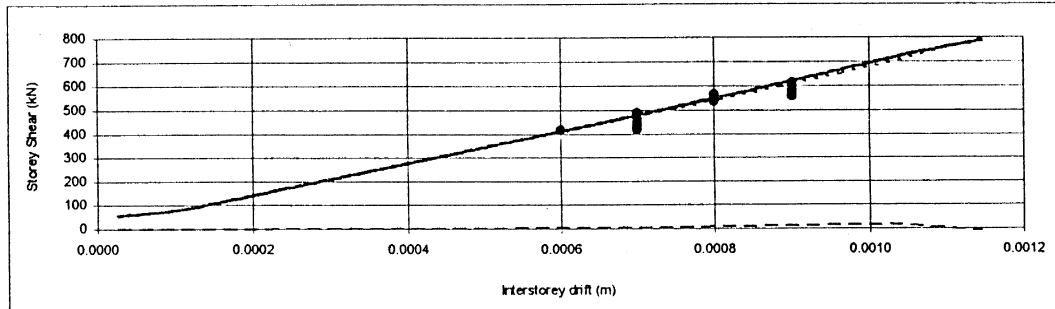
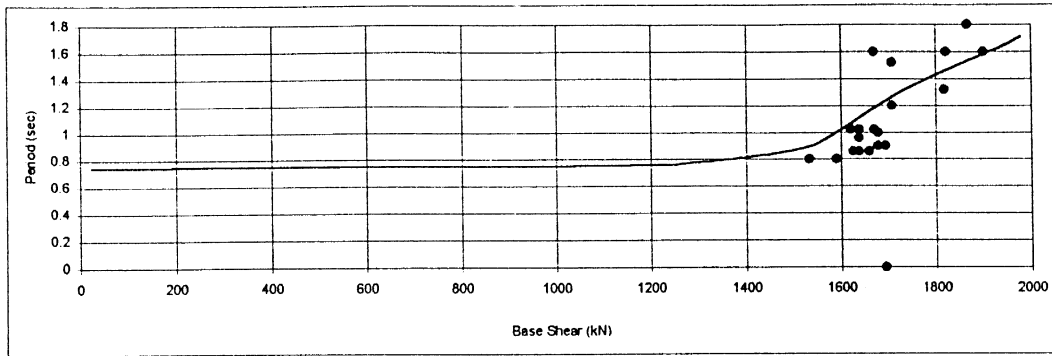


2nd storey

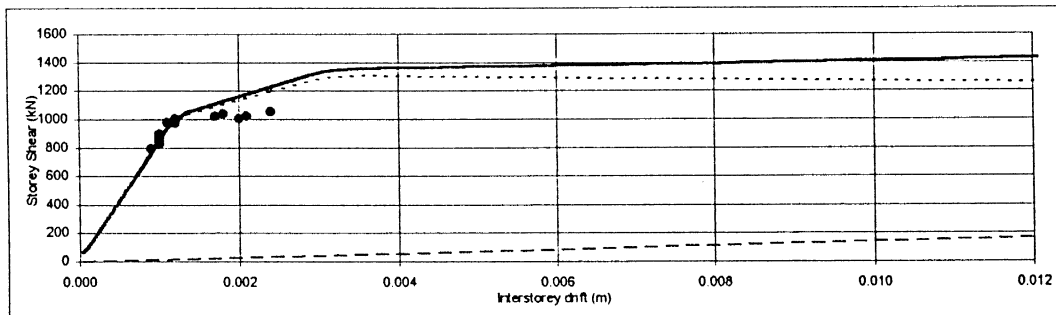


1st storey

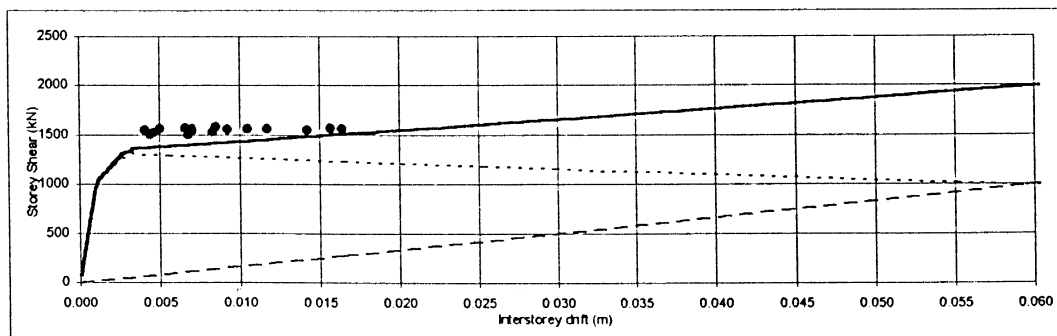
Σχ. 4.6(η): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ.:πλαίσιο, στιγματ.:τοιχοί) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.



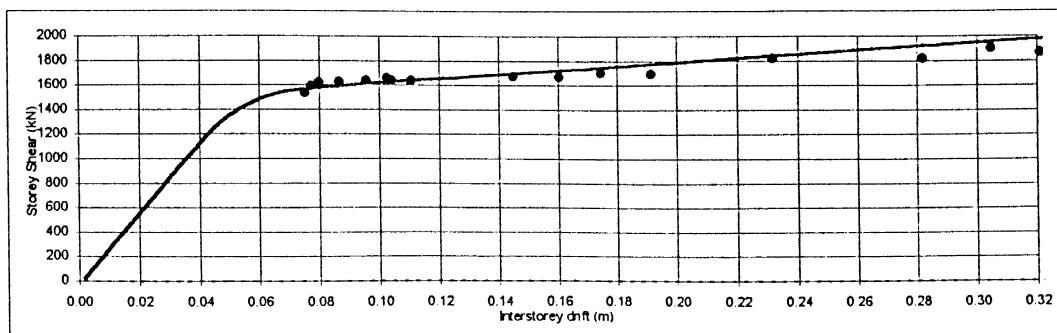
4th storey



3rd storey



2nd storey



1st storey

Σχ. 4.6(g): Ενεργή περίοδος και σχέση τεμνουσών - σχετ. μεταθέσεων ορόφων (διακεκομ.πλαίσιο, στιγματ.τοιχώρι) από στατική ανάλυση για οριζόντια φόρτιση και σύγκριση με μέγιστες τιμές από δυναμικές αναλύσεις.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Προτού αναφερθούν τα συμπεράσματα του Μέρους Β της έρευνας, αξίζει να αναφερθεί ότι, παρά το πολύ μεγάλο ενδιαφέρον που ανέπτυξε η διεθνής επιστημονική κοινότητα, ιδίως μάλιστα αυτή των Η.Π.Α., για το θέμα της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη συνολική σεισμική απόκριση των κατασκευών, η παρούσα έρευνα φαίνεται να είναι η πρώτη διεθνώς ευρεία και συστηματική αναλυτική διερεύνηση της επιρροής αυτής.

Τα αποτελέσματα του παρόντος τμήματος επιβεβαιώνουν και ενισχύουν τις περισσότερες από τις κρατούσες απόψεις για την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική σεισμική συμπεριφορά, απόψεις που έχουν αναπτυχθεί με βάση την εικόνα της συμπεριφοράς σε σεισμούς του παρελθόντος και τα διάσπαρτα αποτελέσματα της μέχρι σήμερα, ως επί το πλείστον αποσπασματικής, έρευνας. Εντούτοις, υπάρχουν σημεία στα οποία τα παρόντα αποτελέσματα αμφισβητούν σοβαρά ορισμένες από τις κρατούσες απόψεις, και ενδεχομένως οδηγούν σε απόρριψή τους. Συγκεκριμένα, συμπεραίνεται ότι η παρουσία ομοιόμορφα κατανεμημένων καθ' ύψος τοιχοπληρώσεων είναι ευεργετική για τη συνολική συμπεριφορά από κάθε άποψη, ενώ η απουσία τους σ' έναν όροφο είναι δυσμενής, επίσης από κάθε άποψη. Μάλιστα, όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, τόσο ευμενέστερη ή δυσμενέστερη είναι η επιρροή τους, αντίστοιχα. Αντίθετα απ' ότι συνήθως πιστεύεται, το συνολικό μέγεθος των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται και της σεισμικής ενέργειας που εισέρχεται στο κτίριο κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, δεν αυξάνεται με την παρουσία ομοιόμορφα κατανεμημένων τοιχοπληρώσεων λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του κτιρίου, αλλά γενικά μειώνεται, επειδή η ρηγμάτωση και η αποκόλληση των τοιχοπληρώσεων γίνεται νωρίς, ξαναδίνοντας στο κτίριο τα δυναμικά χαρακτηριστικά του γυμνού πλαισίου. Επομένως δεν έχει νόημα η περιπλοκή της διαδικασίας υπολογισμού και η οικονομική επιβάρυνση της ίδιας της κατασκευής που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8 για τα κανονικά τοιχοπληρωμένα κτίρια, με το να απαιτεί τον υπολογισμό της ελαστικής ιδιοπεριόδου χωριστά για το ελαστικό κτίριο και χωριστά για το τοιχοπληρωμένο και τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων από το ελαστικό φάσμα με βάση το μέσο όρο αυτών των δύο περιόδων. Η ελαστική περίοδος της γυμνής κατασκευής στο Στάδιο Ι

(αρρηγμάτωση), είναι ήδη σημαντικά μικρότερη από την ενεργό ιδιοπερίοδο της μη-γραμμικής απόκρισης του τοιχοπληρωμένου κτιρίου, ώστε να δώσει τελικά επαρκή υπεραντοχή στο κτίριο λόγω συντηρητικής εκτίμησης των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων. Επομένως, η σύσταση που προκύπτει από την παρούσα έρευνα αναφορικά με το σεισμικό σχεδιασμό ομοιόμορφα τοιχοπληρωμένων κτιρίων, είναι να εξακολουθήσουν να αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις στους υπολογισμούς και να παραμείνει η θεώρησή τους σαν μίας εξαιρετικά πολύτιμης εφεδρείας αντοχής για πολύ μεγάλους σεισμούς και σαν το μέσο το οποίο με τη δυσκαμψία του μειώνει τις βλάβες στα μη-φέροντα στοιχεία σε σεισμούς μέτριας έντασης.

Αντίθετα με τα παραπάνω, τα κτίρια τύπου Pilotis είναι συνολικά επιβαρυνμένα σε σύγκριση με τα γυμνά, από απόψεως εξωτερικών σεισμικών απαιτήσεων. Εκείνο όμως που τα διαφοροποιεί από τα ομοιόμορφα τοιχοπληρωμένα κτίρια και από τα γυμνά πλαίσια είναι η εσωτερική κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικών παραμορφώσεων και των βλαβών στα επιμέρους στοιχεία, φέροντα και μη: Στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια η υστερητική απορρόφηση ενέργειας και οι βλάβες εντοπίζονται κυρίως στους τοίχους, ενώ τα φέροντα στοιχεία παραμένουν, ως επί το πλείστον, ελαστικά. Αντίθετα, στα κτίρια τύπου Pilotis υπάρχει εντονότατος εντοπισμός απορρόφησης ενέργειας και βλαβών στα υποστυλώματα του ισόγειου, τα οποία και αστοχούν νωρίς, για εντάσεις σεισμού εντός των συνήθων ορίων υπεραντοχής που διαθέτουν τα γυμνά πλαίσια. Τα συμπεράσματα αυτά φαίνεται να είναι μάλλον ανεξάρτητα της σχετικής δυσκαμψίας τοίχων-φέροντα οργανισμού, τουλάχιστον για τους συνήθεις, σε πλαίσιακού τύπου κτίρια, συνδυασμούς δυσκαμψιών. Επιπλέον, φαίνεται ότι τα δυσάρεστα αποτελέσματα της απουσίας ορόφων σ'έναν (κατώτερο) όροφο δεν μπορούν να αποφευχθούν απλώς με ενίσχυση των κατακορύφων στοιχείων του εν λόγω ορόφου στο στάδιο του σχεδιασμού. Το μετρο αυτό, το οποίο υιοθετείται από πολλούς σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, φαίνεται ότι μπορεί μόνο να μειώσει ή να καθυστερήσει τις δυσμενείς συνέπειες. Εντούτοις είναι τόσο μεγάλη η τρωτότητα των κτιρίων τύπου Pilotis, και τόσο μεγάλη και η αδυναμία μας να τη μειώσουμε με υπολογιστικά μέσα, που η καλλίτερη σύσταση για τη λύση του προβλήματος φαίνεται να είναι η κατάργησή του. Μέτρα κατάργησης του προβλήματος στις νέες κατασκευές είναι: α) η ισχυρή σύσταση, ή ακόμη και η επιβολή, σε κτίρια τύπου Pilotis, δισυδικού δομικού συστήματος πλαισίων-τοιχωμάτων, το οποίο να είναι αρκετά δύσκαμπτο και ισχυρό ώστε να μην γίνεται αισθητή η απουσία των τοιχοπληρώσεων σ'έναν όροφο (οπώς ακριβώς κάνει ο Ν.Ε.Α.Κ.), και β) αυστηρή επιτήρηση στο στάδιο της κατασκευής και αργότερα, ώστε να εξασφαλισθεί ότι θα κατασκευασθούν από την αρχή όλες οι τοιχοπληρώσεις που προβλέπονται στη μελέτη και ότι δεν θα αφαιρεθούν κάποιες απ' αυτές μελλοντικά. Σε υπάρχοντα κτίρια τύπου Pilotis,

### 5.3

αξίζει να εξετασθεί το ενδεχόμενο τοποθέτησης τοιχοπληρώσεων ή ενίσχυσης στο μαλακό ισόγειο όροφο, τουλάχιστον στα παλαιότερα και πιο τρωτά κτίρια.

Είναι προφανές ότι δημιουργία μαλακού ορόφου, που σημαίνει και συγκέντρωση σ' αυτόν της απορρόφησης σεισμικής ενέργειας και των ανελαστικών παραμορφώσεων, μπορεί να προκύψει και σε κτίρια με πολύ κανονική διάταξη των τοιχοπληρώσεων, λόγω ενδεχόμενης συγκέντρωσης των βλαβών στις τοιχοπληρώσεις ενός ορόφου, που θα έχει σαν αποτέλεσμα την κατάρρευσή τους. Στην κατάρρευση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να συμβάλλουν και οι εκτός επιπέδου τους αδρανειακές δυνάμεις, που αναπτύσσονται από τη μάζα των ιδίων των τοίχων, λόγω της εγκάρσιας σ' αυτούς συνιστώσας της τρισδιάστατης σεισμικής δράσης. Τα αποτελέσματα της παρούσας έρευνας υποβαθμίζουν την πιθανότητα εκτός του επιπέδου κατάρρευσης των τοίχων. Μόνον δρομικοί τοίχοι μεγάλης λυγηρότητας (πάνω από 25) και χαμηλής αντοχής στη διεύθυνση της μικρότερης διάστασης του φανώματος (συνήθως στην κατακόρυφη), φαίνεται να έχουν πρόβλημα κατάρρευσης εκτός του επιπέδου τους. Πρέπει πάντως να τονισθεί ότι τοίχοι από διάτρητους πλίνθους με κατακόρυφες τρύπες (που συνηθίζονται στην Ιταλία και σε χώρες της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης, όχι όμως στην Ελλάδα ή στην Πορτογαλία), φαίνεται να είναι πολύ λιγότερο τρωτοί στην εκτός επιπέδου διεύθυνση.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

Adham S.A., "Impact Infilled Masonry Walls on the Response of Buildings in Moderate Seismic Zones", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Altin S., Ersoy U. and Tankut T., "Hysteretic Response of Reinforced-Concrete Infilled Frames", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 118, No. 8, 1992.

Angel R. and Abrams D.P., "Out-of-Plane Strength Evaluation of URM Infills Panels" NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Angel R., Abrams D., Shapiro D., Uzarski J. and Webster M., "Behaviour of Reinforced Concrete Frames With Masonry Infills", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.589, Illinois 1994.

Axley J.W., "Modelling the Stiffness Contribution of Infill Panels to Framed Structures by a Constraint Approach", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Bashandy T., Rubiano N., and Klingner R., "Evaluation and Analytical Verification of Infilled Frame Test Data", P.M. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 95-1, Department of Civil Engineering, Univ. of Texas at Austin, March 1995.

Bertero V. and Carter S., "Infills in Seismic Resistant Building", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 6, 1983.

Ciongradi C., "Estimation of Framework - Infill Wall Interaction for Multi-storey Buildings Subjected to Code Seismic Loadings", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Dawe J.L and Seah C.K., "Analysis of Concrete Masonry Infilled Steel Frames Subjected to In-Plane Loads", 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, 1989.

Durrani A.J. and Luo Y.H., "Seismic Retrofit of Flat-Slab Buildings with Masonry Infills", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco 1994.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Adham S.A., "Impact Infilled Masonry Walls on the Response of Buildings in Moderate Seismic Zones", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Altin S., Ersoy U. and Tankut T., "Hysteretic Response of Reinforced-Concrete Infilled Frames", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 118, No. 8, 1992.

Angel R. and Abrams D.P., "Out-of-Plane Strength Evaluation of URM Infills Panels" NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Angel R., Abrams D., Shapiro D., Uzarski J. and Webster M., "Behaviour of Reinforced Concrete Frames With Masonry Infills", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.589, Illinois 1994.

Axley J.W., "Modelling the Stiffness Contribution of Infill Panels to Framed Structures by a Constraint Approach", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Bashandy T., Rubiano N., and Klingner R., "Evaluation and Analytical Verification of Infilled Frame Test Data", P.M. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 95-1, Department of Civil Engineering, Univ. of Texas at Austin, March 1995.

Bertero V. and Carter S., "Infills in Seismic Resistant Building", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 6, 1983.

Ciongradi C., "Estimation of Framework - Infill Wall Interaction for Multi-storey Buildings Subjected to Code Seismic Loadings", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Dawe J.L and Seah C.K., "Analysis of Concrete Masonry Infilled Steel Frames Subjected to In-Plane Loads", 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, 1989.

Durrani A.J. and Luo Y.H., "Seismic Retrofit of Flat-Slab Buildings with Masonry Infills", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco 1994.

## B.2

Economou S.N. and Fardis M.N., "Probabilistic Description and Simulation of Extreme Bidirectional Excitation in a Structure's Lifetime", 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Aug. 1994.

Fardis M.N., "Damage Measures and Failure Criteria for Reinforced Concrete Members", 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Aug. 1994.

Flanagan R.D., Tenbus M.A. and Benneti R.M., "Numerical Modelling of Clay Tile Infills", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco 1994.

Gergely P., White R.N. and Mosalam K.M., "Evaluation and Modelling of Infilled Frames", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Higashi Y., Endo T., Ohkubo M. and Shimizu Y., "Experimental Study on Strengthening Reinforced Concrete Structure by Adding Shear Wall", 7th WCEE Istanbul, Vol. 7, 1980.

Hill J.A., "Out-of-Plane Response of Unreinforced Masonry Infill Frames Panels" NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Kahn L.F. and Hanson R.D., "Infilled Walls for Earthquake Strengthening", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 105, No. ST2, 1976.

Kariotis J., Guh T.J., Hart G.C., Hill J.A. and Youssef N.F.G., "Simulation of the Recorded Response of Unreinforced (URM) Infill Building", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Klingner R.E. and Bertero V.V., "Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction", EERC, Berkeley, California, 1976.

Klingner R.E. and Bertero V.V., "Earthquake Resistance of Infilled Frames", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 104, No. ST6, 1978.

Langenbach R., "Public Policy vs. Seismic Design: Cost and Performance Criteria for Seismic Rehabilitation of URM Infill Frame Buildings", NCEER Workshop on: "Seismic Response of



### B.3

Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Liau T.C., "An Effective Structural System Against Earthquakes - Infilled Frames" 7th WCEE, Vol. 4, 1980.

Liau T.C. and K.H. Kwan, "Unified Plastic Analysis for Infilled Frames", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.7, 1985.

Litton, R.W., "A Contribution to the Analysis of Concrete Structures under Cyclic Loading", Thesis submitted to the Department of Civil Engineering of the University of California at Berkeley, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, Berkeley, Ca., May 1975.

Makino M., Kawano A., Kurobane Y., Saisho M. and Yoshinaka K., "An Investigation for the Design of Framed Structures with Infill Walls", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Mallick D.V., "Infilled Frame construction in Seismic Regions", 7th WCEE, Vol. 4, Istanbul, 1980.

Mander J.B., Aycardi L.E. and Kim D.K., "Physical and Analytical Modelling of Brick Infilled Steel Frames", NCEEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

McDowell E.L., McKee K.E. and Sevin E., "Arching Action Theory of Masonry Walls", Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. ST2, March 1956, pp. 915-1 to 915-18.

McDowell E.L., McKee K.E. and Sevin E., "Discussion of Arching Action Theory of Masonry Walls", Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. ST5, September 1956, pp. 1067-27 to 1067-40.

Mehrabi A.B. and Shing P.B., "Performance of Masonry-Infilled R/C Frames Under In-Plane

#### B.4

Lateral Loads: Analytical Modelling", NCEER Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Moghaddam H.A. and Dowling P.J., "The State of the Art in Infilled Frames", ESEE Research Report No 87-2, London, 1987.

Mondkar D.P. and Powell G.H., "ANSR-I, General Purpose Program for Analysis of Structural Response", Earthq. Engrg Res. Center, Rep. No. UCB/EERC 75/37, Univ. of California, Berkeley, Ca., 1975

Parducci A. and Mezzi M., "Repeated Horizontal Displacements of Infilled Frames Having Different Stiffness and Connection Systems - Experimental Analysis", 7th WCEE, Vol. 7, Istanbul, 1980.

Park Y.J. and Ang A.M.-S., "Mechanistic Seismic Damage Model of Reinforced Concrete", J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, Apr. 1985, pp. 722-739.

Park Y.J., Ang A. H.-S. and Wen, Y.K., "Damage - Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, 1987.

Pires F.M.G., "Influencia das Paredes de Alvbenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betao Armado Su eitas a Accoes Horizontais , LNEC, Lisboa, 1990.

Shapiro D., Uzarski J., Webster M., Angel R. and Abrams D., "Estimating Out-Of-Plane Strength of Cracked Masonry Infills", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.588, Illinois 1994.

Schuller M., Mehrabi A.B., Noland J.L. and Shing P.B., "Performance of Masonry-Infilled R/C Frames Under In-Plane Lateral Loads: Experiments", NCEER Workshop on : "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Stafford Smith B., "Behaviour of Square Infilled Frames", ASCE, Journal of Structural Division, vol. 2, 1966.

## B.5

Stafford Smith B. and Carter C., "A Method of Analysis for Infilled Frames", Proc. ICE, vol. 44, 1969.

Stylianidis K.C., "Experimental Investigation of the Behaviour of the Single-Story Infilled RC Frames Under Cyclic Quasi-Static Horizontal-Loading (Parametric Analysis)", Ph.D. thesis, Thessaloniki, 1985.

Sugano S. and Fujimura M., "Aseismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings", 7th WCEE, Istanbul, Vol. 4, 1980.

Takeda T., Sozen M.A. and Nielsen N.N., "R/C Response to Simulated Earthquakes", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, ST12, Dec. 1970, pp. 2557-2573.

Tassios T.P., "Masonry Infill and R/C Walls Under Cyclic Actions", CIB Symposium on Wall Structures, Warsaw, 1984.

Τάσιος Θ.Π., "Η Μηχανική της Τοιχοποιίας", Αθήνα, 1984.

Valiasis, T. and Stylianidis, K. "Masonry Infilled RC Frames under Horizontal Loading. Experimental Results", European Earthquake Engineering, Vol. 3, 1989, pp. 10-20.

Youssef N., "The Influence of Modelling Assumptions on the Predicted Behaviour of Unreinforced Masonry Infill Structures", NCEE Workshop on: "Seismic Response of Masonry Infills", San Francisco, 1994.

Zarnic R., "Experimental Based Inelastic Models of Masonry Infilled R/C Frames" (prepared for the) 5th U.S. NCEE, 1994.

Zarnic R. and Tomazevic M., "Study of the Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Seismic Loading, Part II", Report No. ZRMK/IKPI-85/02, Ljubljana, 1985.