



**ΑΝΩΤΑΤΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

**«ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΜΕΣΩ ΜΕΤΑΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΣΚΩΝ»**

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μελέτη

ΣΚΟΤΩΡΗΣ ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ (Α.Μ.: 43917)

ΤΣΩΝΗΣ ΣΩΤΗΡΙΟΣ (Α.Μ.: 42005)

Επιβλέπων

ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΑΘΗΝΑ ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Ζωτώρας Αναστάσιος, του
ΗΡΑΚΛΗ φοιτητής του Τμήματος Ποιητικών Μηχανικών

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού 6μήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

15/09/2017

ΛΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/α Σταύριος Τσίνας, του
Παυλίου φοιτητής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ιδρυμα του έχει απονείμει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού δμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δήλών



Ημερομηνία

15-09-17.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ένα μεγάλο ποσοστό των κατασκευών στη χώρα μας αποτελούν υφιστάμενα κτίρια, τα οποία έχουν κατασκευαστεί από τη δεκαετία του 1960 έως το τέλος της δεκαετίας του 1980. Αυτά τα κτίρια έχουν βασιστεί σε παλαιότερη τεχνογνωσία και έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με υποτυπώδης αντισεισμικούς κανονισμούς, οι οποίοι υποτιμούσαν το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερα χαρακτηριστικά στην κατασκευή τους αλλά και στην συμπεριφορά τους έναντι των δράσεων αυτών.

Στόχος της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων, ενισχυμένων μέσω μεταταγμένων κατακόρυφων δίσκων. Αυτή η τεχνική προσδίδει πολλά θετικά χαρακτηριστικά στη συμπεριφοράς της κατασκευής και αύξηση της αντοχής της σε σεισμικές καταπονήσεις. Όμως, προσκρούει στις ισχύουσες διατάξεις καθώς αυτές επιβάλλουν η θέση των τοιχωμάτων να είναι συνεχής καθ' όλο το ύψος της κατασκευής.

Στη συνέχεια γίνεται αναλυτική διερεύνηση των μετακινήσεων της οροφής και των εντατικών μεγεθών στα μέλη του κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα καθώς και των κτιρίων με τα μεταταγμένα τοιχώματα σε τυχαίες θέσεις. Πραγματοποιούνται δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τη χρήση του λογισμικού ETABS και αξιολογούνται τα αποτελέσματα.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον καθηγητή μας κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή κυρίως για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε και την υπομονή που έκανε για την υλοποίηση της πτυχιακής εργασίας. Όπως επίσης και για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση για την επίλυση διάφορων θεμάτων.

Θα θέλαμε επίσης να απευθύνουμε τις ευχαριστίες μας στους γονείς μας, οι οποίοι στήριξαν τις σπουδές μας με διάφορους τρόπους, φροντίζοντας για την καλύτερη δυνατή μόρφωσή μας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|-----------|
| ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ | 5 |
| ΣΧΗΜΑΤΑ | 7 |
| ΠΙΝΑΚΕΣ | 12 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 | 13 |
| ΕΙΣΑΓΩΓΗ..... | 13 |
| 1.1. Γενικά..... | 13 |
| 1.2. Ισχύοντες Κανονισμοί..... | 14 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | 16 |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ..... | 16 |
| 2.1. Βασικές Αρχές..... | 16 |
| 2.2. Στρατηγικές ενίσχυσης..... | 19 |
| 2.3. Μέθοδοι ενίσχυσης..... | 20 |
| 2.4. Κατασκευή τοιχωμάτων..... | 26 |
| 2.5. Θεμελίωση τοιχωμάτων..... | 28 |
| 2.6. Εμφάνωση πλαισίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 29 |
| 2.7. Αξιολόγηση της μεθόδου ενίσχυσης με μετατεταγμένα τοιχώματα..... | 33 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 | 35 |
| ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ..... | 35 |
| 3.1. Προσομοίωση..... | 35 |
| 3.2. Περιγραφή φορέα-Παραδοχές μελέτης..... | 36 |
| 3.3. Προσομοίωμα φορέα Ω.Σ στο χώρο..... | 40 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 | 42 |
| ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΜΕΤΑΤΑΞΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΣΚΩΝ..... | 42 |
| 4.1. Γενικά..... | 42 |
| 4.2 Μορφές διατάξεων..... | 42 |
| 4.3 Αποτελέσματα..... | 43 |
| 4.4. Αποτελέσματα σεισμού Αιγίου..... | 43 |
| 4.5. Αποτελέσματα σεισμού Καλαμάτας..... | 48 |
| 4.6. Αποτελέσματα σεισμού Κορίνθου..... | 53 |
| 4.7. Αποτελέσματα σεισμού Πάρνηθας..... | 58 |
| 4.8. Αποτελέσματα σεισμού Kobe..... | 63 |
| 4.9. Σύγκριση αποτελεσμάτων..... | 68 |

| | |
|---------------------------|---------------|
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | 72 |
| ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ | 72 |
| ΑΝΑΦΟΡΕΣ | 73 |

ΣΧΗΜΑΤΑ

| | |
|--|----|
| Σχήμα 2.1: Επίπεδος φορέας: Διερευνηθείσες διατάξεις ενισχυτικού τοιχώματος. Μετακινήσεις και εντάσεις λόγω στατικών σεισμικών φορτίων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)..... | 17 |
| Σχήμα 2.2: Συμπεριφορά χωροπλαισίου ενισχυμένου με κατακόρυφους μετατεταγμένους δίσκους. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)..... | 18 |
| Σχήμα 2.3: Στρατηγικές ενίσχυσης. (Δρίτσος, 2005)..... | 19 |
| Σχήμα 2.4: Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων. (Λίτσος, 2012)..... | 20 |
| Σχήμα 2.5: Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων (Λίτσος, 2012)..... | 21 |
| Σχήμα 2.6: Κατασκευή τοιχωμάτων-περυγίων. (Λίτσος, 2012)..... | 21 |
| Σχήμα 2.7: Σκαριφήματα ξυλοτύπων με τις θέσεις των μετατεταγμένων δίσκων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)..... | 22 |
| Σχήμα 2.8: Σκαρίφημα μετατεταγμένου τοιχώματος Ω.Σ εντός πλαισίου..... | 23 |
| Σχήμα 2.9: Σκαρίφημα μεταλλικού συνδέσμου τύπου Χ εντός πλαισίου..... | 23 |
| Σχήμα 2.10: Προσομοιώσεις μετατεταγμένων τοιχωμάτων & μετατεταγμένων μεταλλικών συνδέσμων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)..... | 24 |
| Σχήμα 2.11: Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων. (Λίτσος, 2012)..... | 24 |
| Σχήμα 2.12: (α) άμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με μάτιση με ράβδους πακτωμένες στο περιβάλλον πλαίσιο (β) έμμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με χρήση των βλήτρων ως αγκύριων. (Στρεπέλιας, 2012)..... | 26 |
| Σχήμα 2.13: Προσθήκη τοιχώματος και ενίσχυση υποστυλωμάτων. (Αίγιο 1995) (Λίτσος, 2012)..... | 27 |
| Σχήμα 2.14: Εμφάτνωση με πάχος μικρότερο αυτό της δοκού. (Δρίτσος, 2005)..... | 28 |
| Σχήμα 2.15: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.6): Ενδεικτική εμφάτνωση με πάχος ίσο ή μικρότερο του πλάτους της δοκού..... | 29 |
| Σχήμα 2.16: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.7): Τέμνουσα Φατνώματος..... | 30 |
| Σχήμα 2.17: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.8) Ενδεικτική εμφάτνωση με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού..... | 32 |
| Σχήμα 3.1: Ευλότυπος Ισογείου. (Ρεπαπής, 2007)..... | 37 |
| Σχήμα 3.2: Ευλότυπος 1 ^ο ορόφου.(Ρεπαπής, 2007)..... | 38 |
| Σχήμα 3.3: Ευλότυπος 2 ^ο ορόφου.(Ρεπαπής, 2007)..... | 38 |
| Σχήμα 3.4: Ευλότυπος 3 ^ο ορόφου.(Ρεπαπής, 2007)..... | 39 |
| Σχήμα 3.5: Ευλότυπος 4 ^ο ορόφου.(Ρεπαπής, 2007)..... | 39 |
| Σχήμα 3.6: 3D απεικόνιση φορέα Ω.Σ. στο λογισμικό Etabs..... | 40 |

| | |
|---|----|
| Σχήμα 3.7: Κάτοψη φορέα Ω.Σ. στο λογισμικό Etabs..... | 41 |
| Σχήμα 4.1: Ενισχυμένο πλαίσιο με συνεχή τοιχώματα και πλαίσια με διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων..... | 42 |
| Σχήμα 4.2: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)..... | 43 |
| Σχήμα 4.3: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)..... | 44 |
| Σχήμα 4.4: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)..... | 44 |
| Σχήμα 4.5: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)..... | 45 |
| Σχήμα 4.6: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)..... | 45 |
| Σχήμα 4.7: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό του Αιγίου (1985) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων..... | 46 |
| Σχήμα 4.8: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή του Αιγίου (1985)..... | 47 |
| Σχήμα 4.9: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986)..... | 48 |
| Σχήμα 4.10: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986)..... | 49 |
| Σχήμα 4.11: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986)..... | 49 |

| | |
|---|----|
| Σχήμα 4.12: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986)..... | 50 |
| Σχήμα 4.13: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986)..... | 50 |
| Σχήμα 4.14: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων..... | 51 |
| Σχήμα 4.15: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.3) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Καλαμάτας (1986)..... | 52 |
| Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό Κόρινθος (1981)..... | 53 |
| Σχήμα 4.17: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό Κόρινθος (1981)..... | 54 |
| Σχήμα 4.18: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό Κόρινθος (1981)..... | 54 |
| Σχήμα 4.19: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό Κόρινθος (1981)..... | 55 |
| Σχήμα 4.20: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό Κόρινθος (1981)..... | 55 |
| Σχήμα 4.21: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Κορίνθου (1981) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων..... | 56 |
| Σχήμα 4.22: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Κορίνθου (1981)..... | 57 |

| | |
|--|----|
| Σχήμα 4.23: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999)..... | 58 |
| Σχήμα 4.24: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999)..... | 59 |
| Σχήμα 4.25: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999)..... | 59 |
| Σχήμα 4.26: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999)..... | 60 |
| Σχήμα 4.27: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999)..... | 60 |
| Σχήμα 4.28: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων..... | 61 |
| Σχήμα 4.29: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Πάρνηθας (1999)..... | 62 |
| Σχήμα 4.30: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό Kobe (1995)..... | 63 |
| Σχήμα 4.31: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό Kobe (1995)..... | 64 |
| Σχήμα 4.32: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό Kobe (1995)..... | 64 |
| Σχήμα 4.33: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό Kobe (1995)..... | 65 |

| | |
|--|----|
| Σχήμα 4.34: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό Kobe (1995)..... | 65 |
| Σχήμα 4.35: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό Kobe (1995) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων..... | 66 |
| Σχήμα 4.36: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή Kobe (1995)..... | 67 |
| Σχήμα 4.37: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής των κτιρίων με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 69 |
| Σχήμα 4.38: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης ροπής στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της ροπής)..... | 70 |
| Σχήμα 4.39: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της τέμνουσας)..... | 70 |

ΠΙΝΑΚΕΣ

| | |
|--|----|
| Πίνακας 3.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων κτιρίου | 37 |
| Πίνακας 4.1: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 46 |
| Πίνακας 4.2: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 51 |
| Πίνακας 4.3: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 56 |
| Πίνακας 4.4: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 61 |
| Πίνακας 4.5: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 66 |
| Πίνακας 4.6: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής των κτιρίων με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1).(θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης)..... | 68 |
| Πίνακας 4.7: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης ροπής στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της ροπής)..... | 70 |
| Πίνακας 4.8: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της τέμνουσας)..... | 71 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Το μεγαλύτερο ποσοστό (άνω του 70%) των υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα στη χώρα μας όπως προαναφέρθηκε έχουν κατασκευαστεί με βάση κανονισμούς η φιλοσοφία των οποίων και το επίπεδο ασφάλειας που παρέχουν απέχει πολύ από εκείνο των σύγχρονων. Ιδιαίτερα τα πολυώροφα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 εμφανίζουν σοβαρές αδυναμίες στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Η μελέτη των κτιρίων αυτών πραγματοποιήθηκε με τη λογική των επιτρεπόμενων τάσεων και των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας καθώς οι σεισμικοί συντελεστές που λαμβάνονταν ήταν ιδιαίτερα χαμηλοί. Η ανάλυση υπό τα σεισμικά φορτία βασίζονταν σε απλοποιητικά μοντέλα (όπως η μέθοδος του μονώροφου) και ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών στα μέλη γινόταν με απλοποιητικές παραδοχές, χωρίς να υπάρχει η δυνατότητα χωρικής ανάλυσης. Έτσι τα κτίρια αυτά έχουν σχεδιαστεί για σεισμικές δράσεις που ανταποκρίνονται περίπου στο 50%-60% των αντίστοιχων δράσεων των νέων κτιρίων.

Το γεγονός αυτό κρίνει αναγκαία στις περισσότερες περιπτώσεις την ενίσχυση της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθούν εκτεταμένες βλάβες σε ενδεχόμενο ισχυρό σεισμό. Στην αναζήτηση της βέλτιστης λύσης μπορούμε να κινηθούμε προς δύο κατευθύνσεις. Η πρώτη είναι η ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια αντοχής του και η δεύτερη είναι η ενίσχυση μεμονωμένων στοιχείων της κατασκευής προκειμένου να τους προσδώσουμε αντοχή η άλλα ελλειπόντα χαρακτηριστικά (π.χ. πλαστιμότητα). Στις περιπτώσεις όπου ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ωστόσο η τοποθέτηση συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων δεν είναι πάντα εφικτή, είτε λόγω λειτουργικών προβλημάτων, όπως είναι για παράδειγμα οι διαφορετικές χρήσεις και αρχιτεκτονικές διατάξεις στους διαφόρους ορόφους, είτε λόγω τεχνικών δυσκολιών που κυρίως έχουν να κάνουν με τη δυσκολία κατασκευής θεμελιώσεων ικανών να παραλάβουν τις μεγάλες ροπές βάσης των συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων. Οι δυσκολίες αυτές προέρχονται κυρίως από τη στενότητα χώρου στα υφιστάμενα κτίρια αλλά και την αδυναμία πρόσβασης στις θέσεις έδρασης των τοιχωμάτων αυτών. Αυτό έχει πολύ συχνά ως αποτέλεσμα οι μελετητές να καταφεύγουν στην κλασική ενίσχυση των υποστλωμάτων του κτιρίου μέσω μανδύων ωπλισμένου σκυροδέματος, τεχνική που ενισχύει

μεν τα επιμέρους δομικά στοιχεία, χωρίς όμως να βελτιώνει τη μορφολογία του φέροντος οργανισμού ελαττώνοντας έτσι δραματικά τη δυνατότητα καθοριστικής ανύψωσης του επιπέδου αντισεισμικής επίδοσης του κτιρίου. Η τοποθέτηση μη συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων ωπλισμένου σκυροδέματος ή αλλιώς μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων, αποτελεί μία εναλλακτική λύση ενίσχυσης που ξεπερνά τα παραπάνω προβλήματα και μπορεί να θεωρηθεί ιδανική λύση για τέτοιου είδους περιπτώσεις.

1.2. Ισχύοντες Κανονισμοί

Πριν το 1959 στην Ελλάδα τα κτίρια κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς και μόνο σε ορισμένες πολύ σεισμογενείς περιοχές της χώρας είχε αναπτυχθεί κάποια εμπειρική παράδοση αντισεισμικής τεχνολογίας. Πρόκειται για κάποια αντισεισμικά μέτρα, τα οποία έπειτα υιοθέτησαν την δυναμική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη και τη συμπεριφορά των υλικών και δομικών στοιχείων κατά τη διάρκεια του σεισμού και έτσι δημιουργήθηκε ο Κανονισμός 1959. Θεωρείται ανεπαρκής κανονισμός, συνεπώς η θέσπισή του δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό.

Ο Κανονισμός 1959 αφορούσε κυρίως μονώροφες κατασκευές παρά πολυώροφες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου, το οποίο αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθ. Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίσθηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η όλη μεθοδολογία, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος λοιπόν, για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης [Αντωνόπουλος, 2008].

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, όπως αναφέρεται και στη διδακτορική διατριβή του Κοσμόπουλου [2005], τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα. Τα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν πολύ σπάνια ένα ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς ήταν σχεδόν πλήρης η απουσία πλήρων πλαισίων. Οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονταν σύμφωνα με την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις μεταξύ των δοκών ήταν έμμεσες. Πολλές φορές ακόμα και η όπλιση των πλακών γινόταν ως προς τη μία οριζόντια διεύθυνση και στηριζόταν σε δοκούς παράλληλες στη άλλη διεύθυνση.

Αποτέλεσμα ήταν, το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι.

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984, η αποκλειστική εφαρμογή των οποίων άρχισε το 1985. Εισηγάγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση ως αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι πολύ χαμηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδο ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης.

Με τη βελτίωση του NEAK το 2000, προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα.

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010].

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει ότι οι μετά το 1984 κατασκευές είχαν πολύ καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν μεταξύ του 1959 και 1984, οι οποίες με τη σειρά τους συμπεριφέρθηκαν καλύτερα από αυτές προ του 1959.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

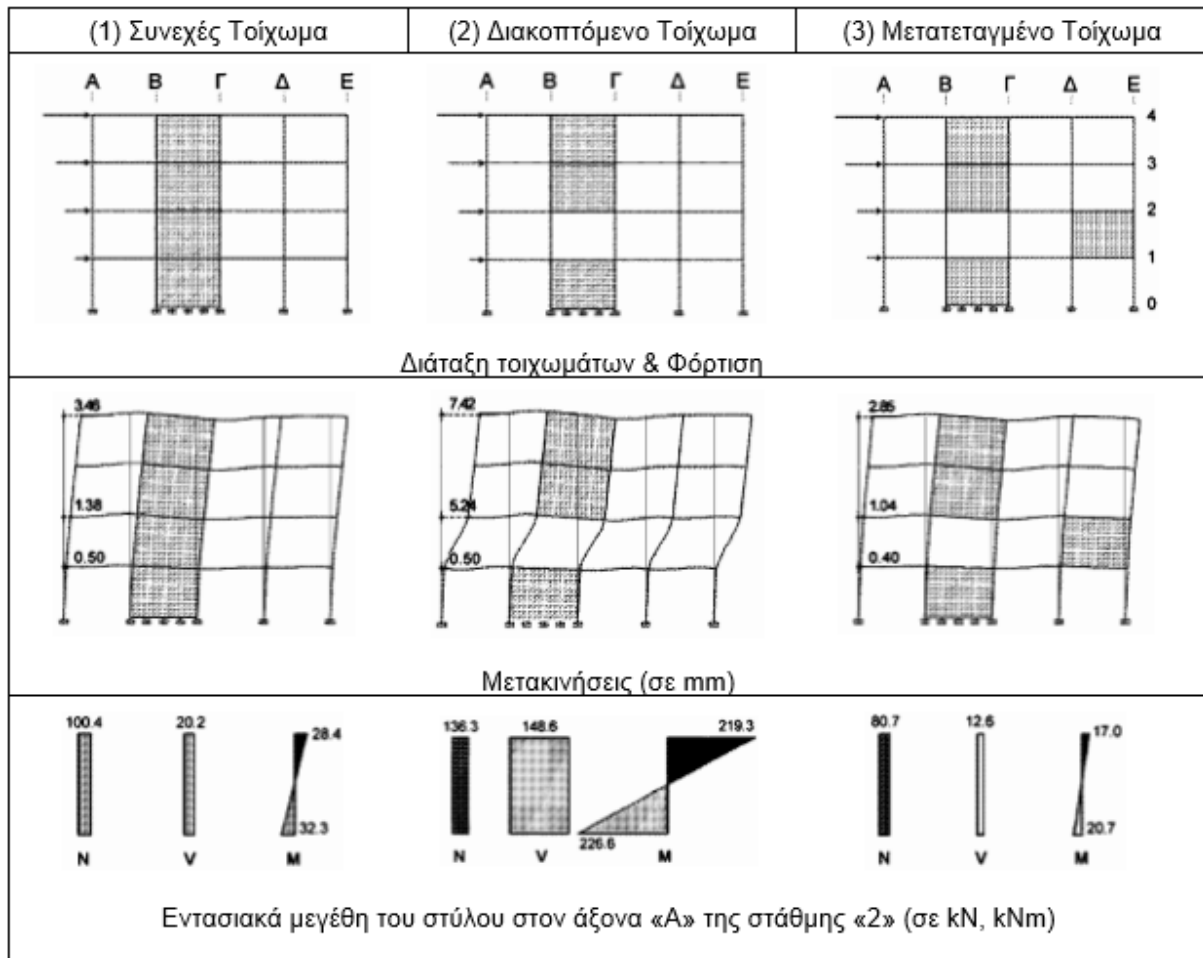
Βιβλιογραφική διερεύνηση

2.1 Βασικές αρχές

Οι βασικές αρχές της τεχνικής των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων παρουσιάζονται αναλυτικά από τους Μπάμπουκα κ.α. (2008) στο 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας. Η τεχνική αυτή έρχεται σε αντίθεση με τη μέχρι σήμερα ισχύουσα πρακτική, σύμφωνα με την οποία η καθ' ύψος συνέχεια των αντισεισμικών τοιχωμάτων θεωρείται ως απαρέγκλιτη απαίτηση, ασχέτως αν πρόκειται για την ενίσχυση ενός υφιστάμενου ή για τον σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου. Βασικός στόχος της απαίτησης αυτής είναι μεταξύ άλλων η αποφυγή δημιουργίας εύκαμπτου (μαλακού) ορόφου και η εξομάλυνση της καθ' ύψος μεταβολής των οριζοντίων μετατοπίσεων των ορόφων. Προκειμένου να ελεγχθεί κατά πόσο ο στόχος αυτός θίγεται από την τοποθέτηση μετατεταγμένων δίσκων, οι Μπάμπουκας κ.α. (2008) εξέτασε ως παράδειγμα ένα επίπεδο μικτό πλαίσιο με ένα φατνωματικό τοίχωμα σε τρεις διαφορετικές παραλλαγές διάταξής του (1) «συνεχής διάταξη», (2) «διακοπτόμενη (καθ' ύψος) διάταξη» και (3) «μετατεταγμένη διάταξη» (βλ. Σχ. 2.1).

Πρόκειται για ένα πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος τεσσάρων φατνωμάτων και τεσσάρων ορόφων (σταθμών) με διατομές δοκών 25x50cm και υποστυλωμάτων 50x50 cm. Οι δοκοί του πλαισίου θεωρούνται ατενείς (διαφραγματική λειτουργία). Στο φάτνωμα Β-Γ τοποθετείται τοίχωμα πάχους 20cm. Στην πρώτη εξεταζόμενη περίπτωση το τοίχωμα είναι συνεχές καθ' ύψος, στη δεύτερη διακόπτεται στη στάθμη 2, ενώ στην τρίτη περίπτωση το τοίχωμα της στάθμης 2 έχει μεταταχθεί από το φάτνωμα Β-Γ στο φάτνωμα Δ-Ε (βλ. Σχ. 2.1). Η φόρτιση του πλαισίου είναι οριζόντια και τριγωνική καθ' ύψος, εφαρμόζεται ως γραμμικά κατανομημένο κεντροβαρικό φορτίο στις οριζόντιες δοκούς των ορόφων 1 έως 4 ($F_1=100.0$ KN, $F_2=200.0$ KN, $F_3=300.0$ KN, $F_4=400.0$ KN). Ορισμένα χαρακτηριστικά αποτελέσματα της στατικής επίλυσης των τριών αυτών φορέων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1. (Μπάμπουκας κ.α., 2008). Σημειώνεται ότι η προσομοίωση των τοιχωμάτων έγινε χάριν μεγαλύτερης ακρίβειας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (και όχι με ισοδύναμα πλαίσια). Μεταξύ της συνεχούς (1) και της διακεκομμένης (2) διάταξης παρατηρήθηκε μια εξαιρετικά μεγάλη αύξηση των οριζοντίων μετακινήσεων +114.5% και των εντατικών μεγεθών της στάθμης 2. Π.χ. για τον στύλο Α: μεταβολή της ροπής κατά +672.2% και της τέμνουσας κατά +635.6%. Το γεγονός αυτό ήταν βέβαια αναμενόμενο λόγω της απότομης μείωσης της δυσκαμψίας της στάθμης αυτής στη διακοπτόμενη διάταξη

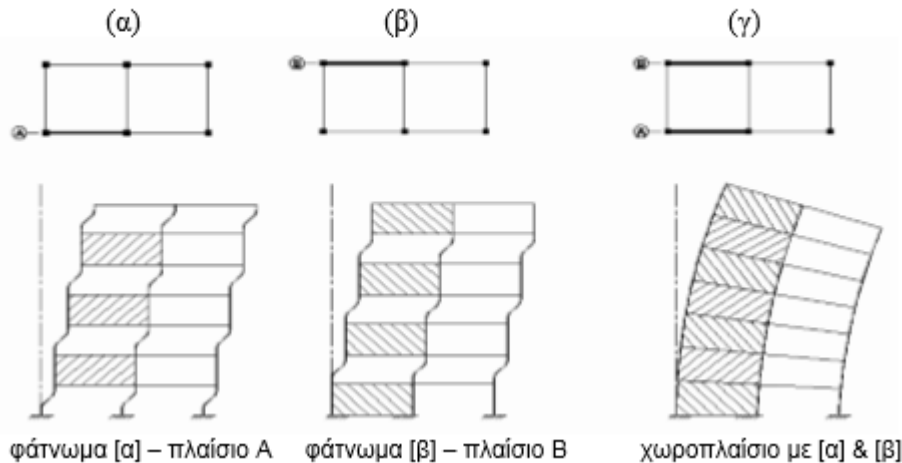
(δημιουργία εύκαμπτου-μαλακού ορόφου λόγω αφαίρεσης του τοιχώματος στον δεύτερο όροφο). (Ζαμπογιάννης, 2016)



Σχήμα 2.1: Επίπεδος φορέας: Διερευνηθείσες διατάξεις ενισχυτικού τοιχώματος. Μετακινήσεις και εντάσεις λόγω στατικών σεισμικών φορτίων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

Όπως παρουσίασαν στην εργασία τους οι Μπάμπουκας κ.α. (2008), είναι αξιοσημείωτο ότι παρόμοια αύξηση των μετακινήσεων δεν υφίσταται στην περίπτωση του μετατεταγμένου τοιχώματος του δεύτερου ορόφου, διότι ναί μεν έχει αφαιρεθεί στη στάθμη 2 το τοίχωμα από το φάτνωμα Β-Γ, αλλά η συνολική δυσκαμψία της στάθμης έχει διατηρηθεί, καθότι το ίδιο τοίχωμα επανατοποθετήθηκε στο φάτνωμα Δ-Ε. Αντίθετα, οι μετακινήσεις της διάταξης (3) εμφανίζουν μείωση της τάξης του -17.6% έναντι της συνεχούς διάταξης (1). Αντίστοιχη μείωση παρουσιάζουν και τα εντασιακά μεγέθη τέμνουσας (-37.6%) και ροπής (-40.1%). Επίσης παρατηρήθηκε ότι οι αξονικές δυνάμεις των δύο στύλων στους άξονες Β και Γ στην περίπτωση του διακοπτόμενου τοιχώματος (2) και των δύο στύλων του ισογείου στους άξονες Δ και Ε στην περίπτωση του μετατεταγμένου τοιχώματος (3) παίρνουν μεγάλες τιμές, κάτι που είναι αναμενόμενο αφού επί των στύλων αυτών "στηρίζεται" το συνεχιζόμενο στους παραπάνω ορόφους τοίχωμα. Εντούτοις, ενώ στην περίπτωση του διακοπτόμενου τοιχώματος

(2) στους δύο αυτούς στύλους αναπτύσσονται ταυτόχρονα και πολύ μεγάλες ροπές, οι ροπές των στύλων του ισογείου στην περίπτωση του μετατεταγμένου τοιχώματος (3) παραμένουν σε πολύ χαμηλά επίπεδα. Η ερμηνεία της στατικής αυτής συμπεριφοράς φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα.



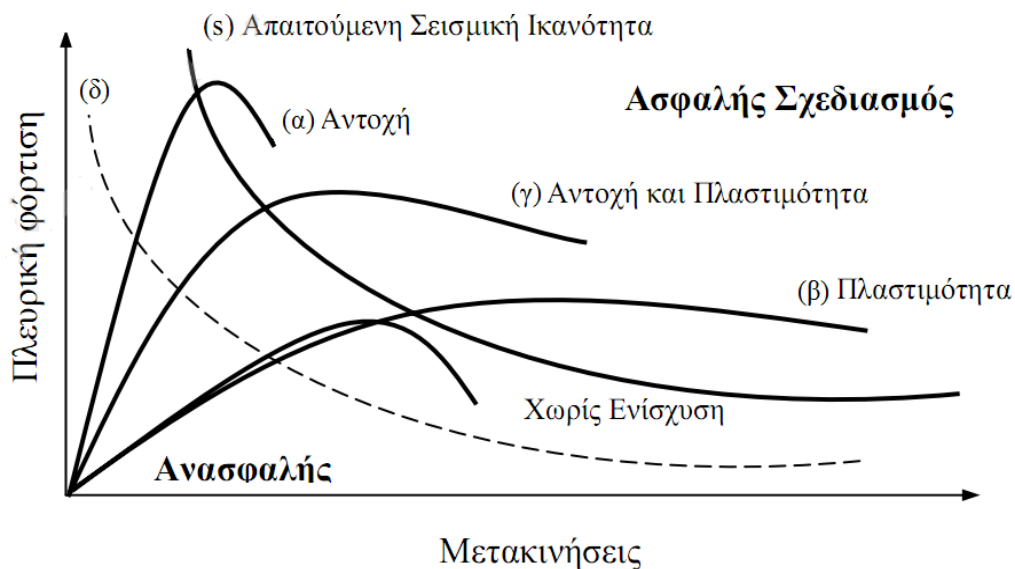
Σχήμα 2.2: Συμπεριφορά χωροπλαισίου ενισχυμένου με κατακόρυφους μετατεταγμένους δίσκους. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

Θεώρησαν ότι ένα χωροπλάισιο ενισχύεται με μετατεταγμένη διάταξη εμφανωμένων δίσκων σε δύο διαφορετικά φατνώματα [α] και [β] και με εναλλασσόμενη καθ' ύψος τοποθέτηση των δίσκων αυτών. Τα φατνώματα [α] και [β] μπορεί να ανήκουν στο ίδιο πολύστυλο επίπεδο πλαίσιο (όντας γειτονικά ή μη γειτονικά) ή να ανήκουν σε διαφορετικά επίπεδα πλαίσια A και B (γειτονικά ή μη) του χωρικού φορέα. Κάθε φάτνωμα [α] ή [β], θεωρούμενο ως ανεξάρτητο και μεμονωμένο, παραφορτώνεται υπό οριζόντια φορτία με τη μορφή που φαίνεται στα υποσχήματα (α) και (β), δηλαδή εμφανίζει την κλασική («διατμητικού» τύπου) συμπεριφορά πλαισίων με άκαμπτα ζυγώματα επί εύκαμπτων στύλων. Όταν όμως, τα δύο επίπεδα πλαίσια A και B αποτελούν τμήματα του ίδιου χωρικού πλαισιακού κτιριακού φορέα, όπως φαίνεται στο υποσχήμα (γ), η λειτουργία του οριζοντίου διαφράγματος των πλακών των ορόφων του κτιρίου εμποδίζει τις διατμητικού τύπου σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων, επιβάλλοντας έτσι συμβατότητα των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' όλο το μήκος (εύρος) του χωροπλαισίου. Ως αποτέλεσμα αυτού προκύπτει μια ομαλή καθ' ύψος καμπτικού τύπου παραμόρφωση των στύλων σε όλα τα φατνώματα.

2.2. Στρατηγικές ενίσχυσης

Μετά το στάδιο της αποτίμησης εξετάζεται αν ο φορέας χρειάζεται ενίσχυση. Σε γενικές γραμμές αν θεωρηθεί ότι η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης που μπορεί να αναπτυχθεί σε μια κατασκευή αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης (Δρίτσος, 1995), τότε μπορεί να αναπαρασταθεί με μια καμπύλη, υπερβολικής μορφής, την απαιτούμενη σεισμική ικανότητά της. Η περιοχή πάνω από την καμπύλη (Σχ. 2.3) αναπαριστά τον ασφαλή σχεδιασμό και η περιοχή κάτω από την καμπύλη απεικονίζει τον ανασφαλή σχεδιασμό. Άρα όταν γίνεται προσπάθεια ενίσχυσης μιας κατασκευής μπορούν να ακολουθηθούν οι παρακάτω στρατηγικές:

- α) Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα.
- β) Αναίρεση πρώιμων ψαθυρών τρόπων αστοχίας και αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα.
- γ) Αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας.
- δ) Μείωση εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή (π.χ μέσω σεισμικής μόνωσης).

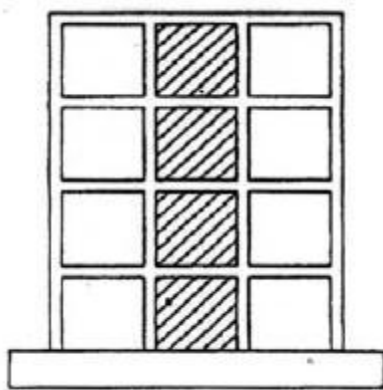


Σχήμα 2.3: Στρατηγικές ενίσχυσης. (Δρίτσος, 2005)

2.3. Μέθοδοι ενίσχυσης

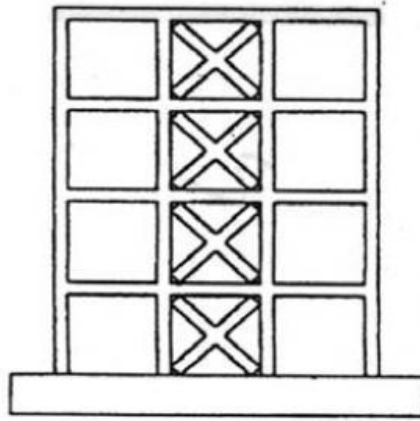
Για να ενισχυθεί μια υφιστάμενη κατασκευή ακολουθώντας μια από τις παραπάνω στρατηγικές, υπάρχουν διάφορες μέθοδοι και τεχνικές οι οποίες βασίζονται κυρίως στην προσθήκη νέων στοιχείων που θα βελτιώσουν τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής και όχι μόνο τη συμπεριφορά κάποιων μελών της. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τη βέλτιστη τεχνοοικονομική λύση πολλές φορές μπορεί να χρειαστεί συνδυασμός των μεθόδων και των τεχνικών αυτών. Οι κυριότερες και πιο διαδεδομένες τεχνικές παρουσιάζονται παρακάτω.

α) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίου (εμφάτνωση): Με την προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφιστάμενων πλαισίων αυξάνεται η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής.



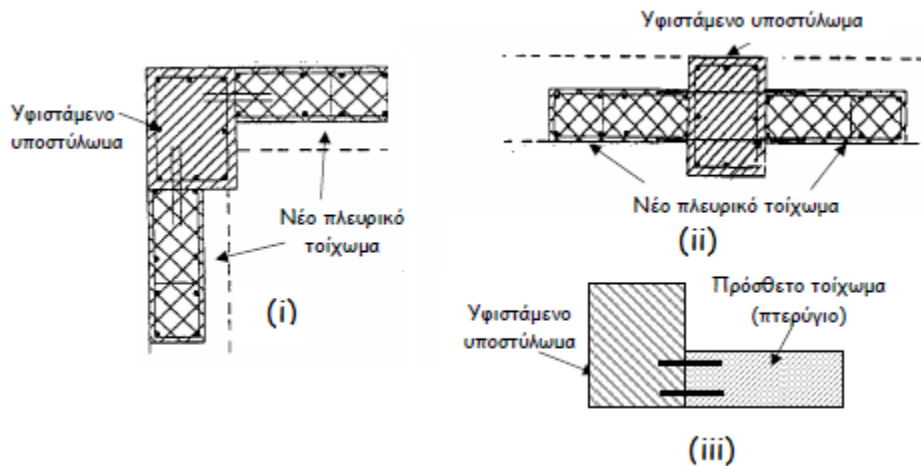
Σχήμα 2.4: Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων. (Λίτσος, 2012)

β) Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων (εμφάτνωση): Στη μέθοδο αυτή κατασκευάζονται χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι εντός του πλαισίου με αποτέλεσμα την ικανοποιητική αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και τη σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Οι σύνδεσμοι μπορούν να έχουν και μορφές τύπου Λ V και Υ ενώ μπορούν να τοποθετηθούν και εξωτερικά του πλαισίου για λόγους κατασκευαστικής διευκόλυνσης, ιδιαίτερα σε περίπτωση που τα πλαίσια είναι τοιχοπληρωμένα. Σημαντικά πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι το μικρό ίδιο βάρος των πρόσθετων μελών και η ταχύτητα στη φάση κατασκευής. (Λίτσος, 2012)



Σχήμα 2.5: Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων. (Λίτσος, 2012)

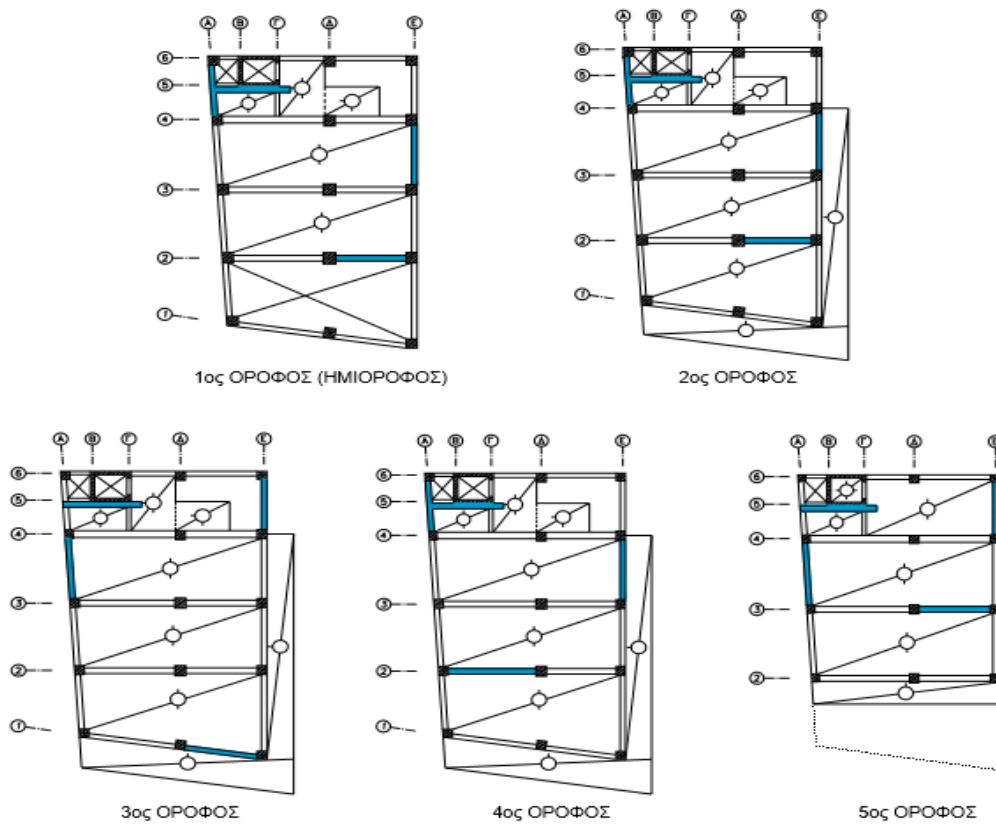
γ) **Κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα:** Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και αυξάνεται η πλαστιμότητά της. Τα νέα τοιχώματα αποτελούν συνέχεια των υφιστάμενων υποστυλωμάτων και συνδέονται με αυτά. (Λίτσος, 2012)



Σχήμα 2.6: Κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων. (Λίτσος, 2012)

δ) **Ενίσχυση μέσω μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων:** Λύση, η οποία να αποκαθιστά την αντισεισμική επάρκεια του κτιρίου εξαλείφοντας τη βασική πηγή της αδυναμίας αυτής χωρίς συγχρόνως να δημιουργεί αξεπέραστα εμπόδια στην καθημερινή λειτουργία του κτιρίου, είναι η λύση που αναφέρεται στην παρούσα εργασία. Οι Μπάμπουκας κ.α. (2008) μελέτησαν την συμπεριφορά πολυώροφων κτιρίων ενισχυμένων με μετατεταγμένα τοιχώματα. Στα παρακάτω σχήματα προβάλλονται κάποιες θέσεις τοποθέτησης των κατακόρυφων δίσκων στους ορόφους ενός κτιρίου που εξέτασαν. Οι θέσεις

είναι ίδιες τόσο για τα τοιχώματα Ω/Σ όσο και για τους μεταλλικούς συνδέσμους. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

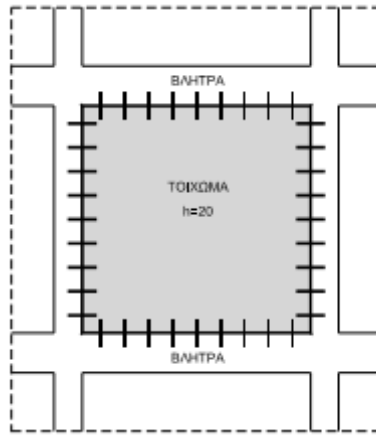


Σχήμα 2.7: Σκαριφήματα ξυλοτόπων με τις θέσεις των μετατεταγμένων δίσκων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

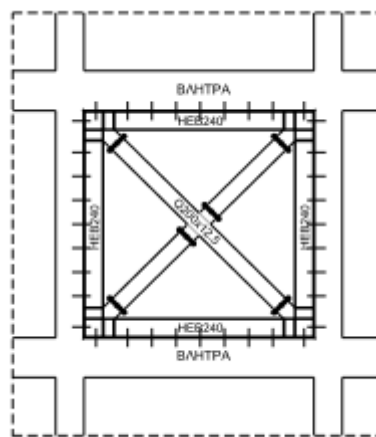
Οι μετατεταγμένοι κατακόρυφοι δίσκοι μπορεί να αποτελούνται είτε:

(α) Από τοιχώματα ωπλισμένου σκυροδέματος τοποθετημένα στα φαντώματα των πλαισίων μεταξύ των οριζοντίων δοκών και των κατακόρυφων στύλων και επαρκώς ωπλισμένα και αγκυρωμένα στο πλαισιακό φάντωμα, είτε:

(β) Από μεταλλικούς δικτυωτούς συνδέσμους, οι οποίοι συντίθενται από ένα ορθογωνικό πλαίσιο οριζοντίων και κατακόρυφων μεταλλικών δοκών παράλληλα και σε επαφή με τις άνω και κάτω δοκούς καθώς και με τα υποστυλώματα (δεξιά-αριστερά) του πλαισιακού φαντώματος και βέβαια με κατάλληλη και επαρκή αγκύρωση (βλήτρωση). Εσωτερικά ο μεταλλικός σύνδεσμος μπορεί να είναι τύπου Χ ή Λ. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

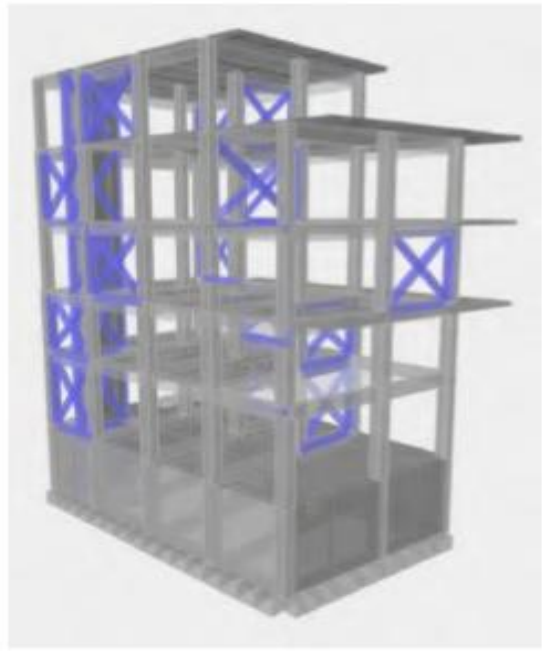
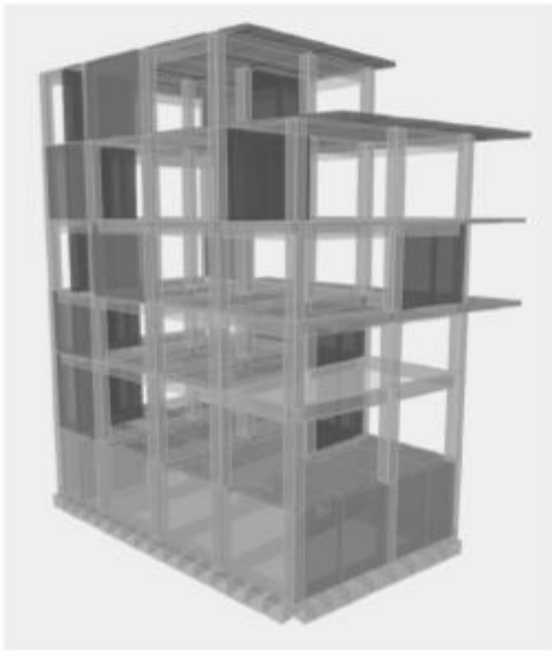


Σχήμα 2.8(α): Σκαρίφημα μετατεταγμένου τοιχώματος Ω.Σ εντός πλαισίου.



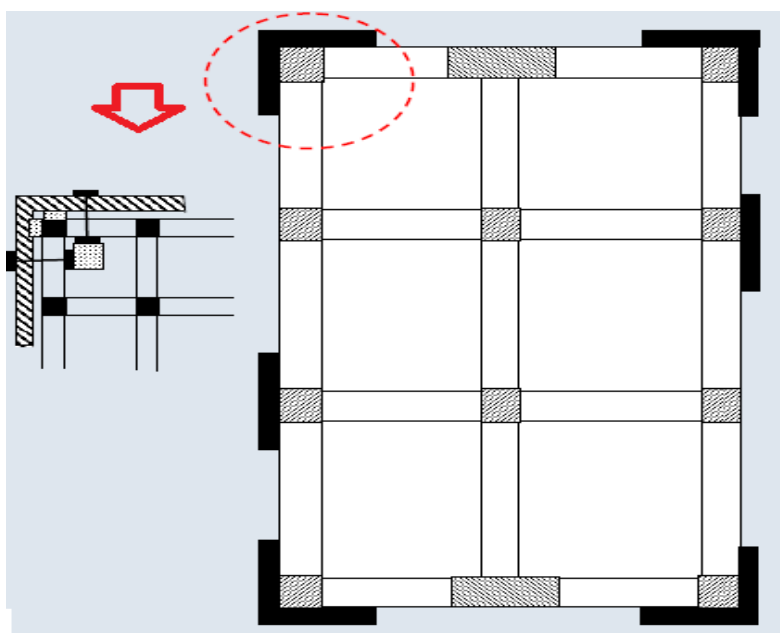
Σχήμα 2.9(β) Σκαρίφημα μεταλλικού συνδέσμου τύπου X εντός πλαισίου.

Ήδη όπως αναφέραμε και προηγουμένως, οι θέσεις των κατακόρυφων δίσκων μπορούν να διαφέρουν από όροφο σε όροφο καθώς και να μην είναι συνεχείς καθ' ύψος της κατασκευής αλλά σε τυχαίες ασύμμετρες θέσεις. Πρέπει όμως ο κάθε όροφος να διαθέτει τουλάχιστον δύο κατακόρυφους δίσκους ανά διεύθυνση ενίσχυσης του κτιρίου. Είναι επιθυμητό η απόσταση μεταξύ των δίσκων ανά διεύθυνση ενίσχυσης να είναι όσο το δυνατόν μεγαλύτερη.



Σχήμα 2.10: Προσομοιώσεις μετατεταγμένων τοιχωμάτων & μετατεταγμένων μεταλλικών συνδέσεων. (Μπάμπουκας κ.α., 2008)

ε) Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων: Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει τη δημιουργία νέων τοιχωμάτων που συνδέονται εξωτερικά με το φέροντα οργανισμό και αυξάνουν θεαματικά την αντοχή και τη δυσκαμψία του φορέα. Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων πρέπει να συνδέεται με τη θεμελίωση της υφιστάμενης κατασκευής. (Λίτσος, 2012)

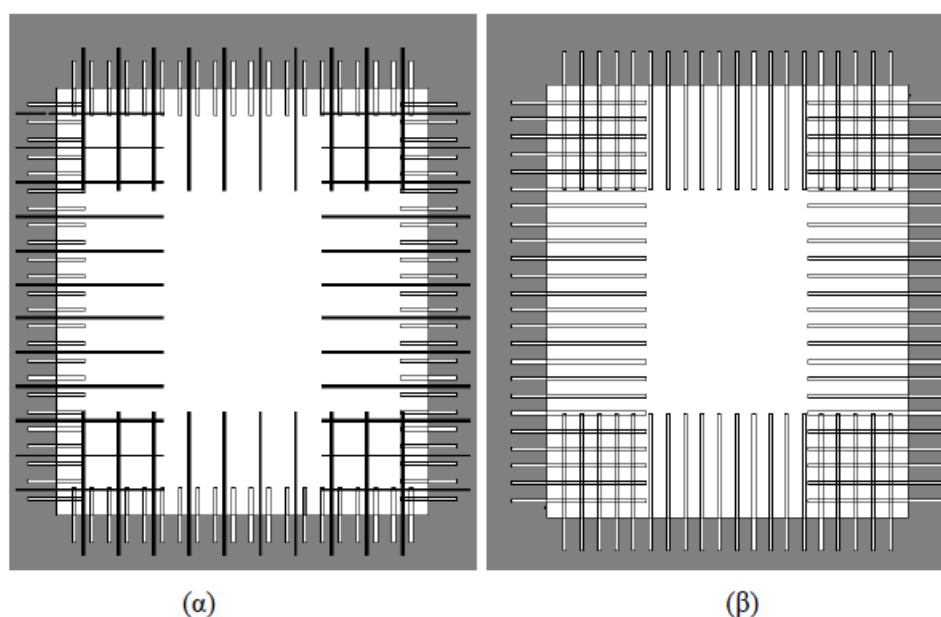


Σχήμα 2.11 Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων. (Λίτσος, 2012)

ζ) Επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων : Η μέθοδος αυτή αποσκοπεί στην αποφυγή πρόωρων αστοχιών και στην αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα. Συνήθως χρειάζεται να ενισχύσουμε τα υποστυλώματα των υφιστάμενων κατασκευών, τα οποία δεν διαθέτουν αρκετή πλαστιμότητα και ικανοποιητική αντοχή σε διάτμηση. Για το σκοπό αυτό κατασκευάζονται μανδύες από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή από νέα σύνθετα υλικά όπως τα πολυμερή, ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν ακόμα και μεταλλικοί κλωβοί. (Λίτσος, 2012)

2.4. Κατασκευή τοιχωμάτων

Τα εμφανιζόμενα τοιχώματα μπορεί να κατασκευαστούν επιτόπου από έγχυτο εκτοξευόμενο ή αυτοσυμπηκνόμενο σκυρόδεμα. Μείζονος σημασίας είναι η σύνδεσή τους με το περιβάλλον πλαίσιο, η οποία γίνεται μέσω κατάλληλα διατεταγμένων βλήτρων, με την βοήθεια των οποίων εξασφαλίζεται η μεταφορά του φορτίου από το πλαίσιο στο τοίχωμα. Οι οπλισμοί του πλαισίου μπορούν να αγκυρώνονται και αυτοί εντός του πλαισίου, να ματίζονται με ράβδους πακτωμένες στο περιβάλλον πλαίσιο (Σχ. 2.12.α) ή να συνδέονται με χρήση των βλήτρων ως αγκύρια (Σχ. 2.12.β)



Σχήμα 2.12: (α) Άμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με μάτιση με ράβδους πακτωμένες στο περιβάλλον πλαίσιο, (β) έμμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με χρήση των βλήτρων ως αγκύριων. (Στρεπέλιας, 2012).

Εκτός από τα τοιχώματα που κατασκευάζονται επί τόπου μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προκατασκευασμένα τοιχώματα. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε συμπαγή ωπλισμένο σκυρόδεμα, είτε τύπου "σάντουιτς" με εξωτερικούς φλοιούς από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα και εσωτερικό γέμισμα από κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες. Η τεχνική της προσθήκης προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (panels) εντός πλαισίων της κατασκευής είναι οικονομικότερη λύση συγκρινόμενη με αυτήν της προσθήκης νέων τοιχωμάτων από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όμως η προσφορά τους στην συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα είναι μικρότερη.

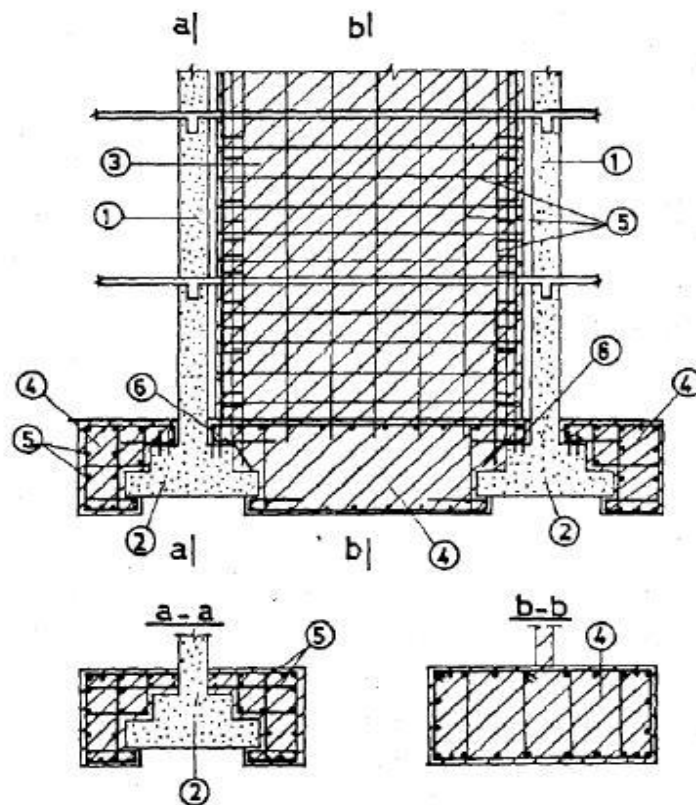
Στις περιπτώσεις όπου είναι επιθυμητό μία περισσότερο πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Στην συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου αναμένεται ιδιαίτερα αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου τις περισσότερες φορές ενισχύονται τα γειτονικά υποστυλώματα με μανδύα, ώστε να ενσωματωθούν στα άκρα του νέου τοιχώματος. (Σχήμα 2.13) (Λίτσος, 2012).



Σχήμα 2.13: Προσθήκη τοιχώματος και ενίσχυση υποστυλωμάτων. (Αίγιο 1995) (Λίτσος, 2012)

2.5. Θεμελίωση τοιχωμάτων

Η θεμελίωση των τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση ακόμα και στην περίπτωση όπου τα τοιχώματα δεν συνδέονται με τα υποστυλώματα του πλαισίου. Έτσι λοιπόν πρέπει να μελετηθούν με προσοχή κατά τον σχεδιασμό της ενίσχυσης με τα εμφανιζόμενα τοιχώματα. Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Οι αξονικές δυνάμεις των νέων τοιχωμάτων είναι μικρές καθώς ασκούνται σε αυτά μόνο τα ίδια βάρη και ένα μέρος των κινητών φορτίων. Έτσι οι μεγάλες ροπές τείνουν να ανασηκώσουν το τοίχωμα, κάτι που θα μειώσει την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Η ενίσχυση λοιπόν της θεμελίωσης είναι απαραίτητη και πολλές φορές εκτεταμένη, γεγονός βέβαια το οποίο αυξάνει το κόστος της επέμβασης και αποτελεί μειονέκτημα της εν λόγω μεθόδου. (Δρίτσος, 2005)



1. Υφιστάμενα υποστυλώματα, 2. Υφιστάμενα θεμέλια, 3. Νέο τοίχωμα, 4. Νέο ωπλισμένο σκυρόδεμα, 5. Πρόσθετοι οπλισμοί, 6. Πρόσθετα στοιχεία για την αγκύρωση των νέων οπλισμών.

Σχήμα 2.14: Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφισταμένου πλαισίου. (Δρίτσος 2005).

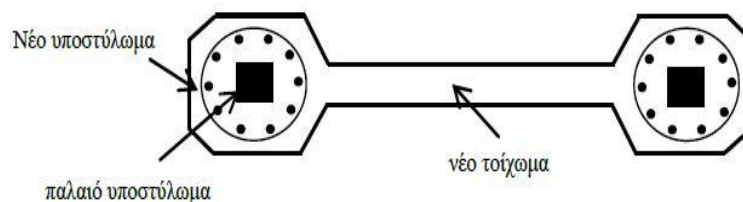
2.6. Εμφάντωση πλαισίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η τοιχοματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων (με ωπλισμένο σκυρόδεμα) απαιτεί εξασφάλιση της σύνδεσης του εμφαντούμενου τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο, ώστε να διασφαλίζεται και η καθ' ύψος καμπτική συνέχεια του δημιουργούμενου νέου πολυώροφου τοιχώματος. Για το λόγο αυτό, προτείνεται η οριζόντια επιμήκυνση του φατνώματος έτσι ώστε να περιβάλλει τα υφιστάμενα υποστυλώματα με τη μορφή μανδύων, μέσα στους οποίους τοποθετείται ο διαμήκης οπλισμός έναντι κάμψης καθώς και η αναγκαία περίσφιξη για την εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. διακρίνει δύο περιπτώσεις εμφαντώσεων:

- ❖ Εμφαντώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της δοκού.
- ❖ Εμφαντώσεις με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού.

2.6.1. Εμφαντώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της δοκού:



Σχήμα 2.15: Ενδεικτική εμφάντωση με πάχος ίσο ή μικρότερο του πλάτους της δοκού. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.6)

Σε περίπτωση που δεν γίνεται λεπτομερής ανάλυση, η ασκούμενη στο φάτνωμα τέμνουσα επιτρέπεται να υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση [ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (8.27)]:

$$F_S = V_S - \frac{2V_{RC}}{\gamma_{sd}} \quad (2.1)$$

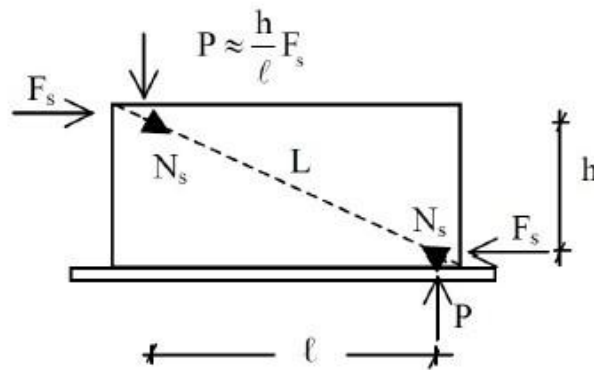
όπου:

V_s = η συνολική τέμνουσα δύναμη του εμφανιζόμενου πλαισίου (του νέου τοιχώματος που προκύπτει μετά την εμφάντωση),

V_{Rc} = η διατμητική αντοχή σε τέμνουσα του κάθε υποστύλωματος που διαμορφώνεται στα άκρα του τοιχώματος και

$\gamma_{sd} = 1.3$ είναι συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος.

Εξαιτίας της παραμόρφωσης του πλαισίου λόγω σεισμού, στα άκρα του τοιχώματος ασκούνται κατακόρυφες δυνάμεις P που μαζί με τις τέμνουσες F_s προκαλούν θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα.



Σχήμα 2.16: Τέμνουσα Φατνώματος. (KAN.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.7):

Η αντίσταση του φατνώματος πρέπει να ελέγχεται αρχικά σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος και στη συνέχεια σε διάτμηση κατά μήκος των διεπιφανειών του φατνώματος με τα υποστύλωματα και την δοκό.

Όσον αφορά το διαγώνιο θλιπτήρα σκυροδέματος, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.16, θεωρείται πως ένα μέρος της τέμνουσας φατνώματος F_s και των κατακόρυφων δυνάμεων P , ίσο με $N_s = \frac{l}{l} F_s$ αναλαμβάνεται από αυτόν. Η δύναμη N_s , δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα που υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_R = \lambda f_c t_w b_w \quad (2.2)$$

όπου:

N_R = η απομένουσα αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα, μετά την κρίσιμη παραμόρφωσή του

$$\varepsilon_{co} = 2 \times 10^{-3}$$

L, l = το μήκος της διαγώνιου και το οριζόντιο μήκος του φατνώματος, αντίστοιχα,

$f_c' = 0.6f_c$, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό,
 t_w = το πάχος του φατνώματος, b_w = ενεργό πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα που λαμβάνεται
 είτε 0.2L για στάθμη επιτελεστικότητας Α είτε 0.1L για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ,
 λ = συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της
 κρίσιμης παραμόρφωσής του. Μπορεί να λαμβάνεται $\lambda = 0.4$.

Το υπόλοιπο της διατμητικής έντασης $F_s = \frac{l}{L} N_R$, θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από βλήτρα
 διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φατνώματος. Συγκεκριμένα οι δυνάμεις που
 καλούνται να παραλάβουν τα βλήτρα κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση,
 υπολογίζονται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις [εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ8.16)-
 (Σ8.17)]:

Η δύναμη που αναλαμβάνουν τα βλήτρα διατασσόμενα στη δοκό είναι:

$$F_{\beta\lambda.οριζ.} = F_s - \frac{l}{L} N_R \quad (2.3)$$

Ενώ η δύναμη που αναλαμβάνουν τα βλήτρα διατασσόμενα στα υποστυλώματα είναι:

$$F_{\beta\lambda.κατ.} = \frac{h}{l} F_{\beta\lambda.οριζ.} \quad (2.4)$$

Ο έλεγχος που πρέπει να γίνεται για τις δυνάμεις αυτές είναι:

$$\begin{aligned} F_{\beta\lambda.οριζ.} &\not\geq \frac{l}{2} n_\delta F_{ud} \\ F_{\beta\lambda.κατ.} &\not\geq \frac{l}{2} n_u F_{ud} \end{aligned} \quad (2.5)$$

όπου:

n_δ και n_u είναι ο αριθμός των βλήτρων κατά μήκος της δοκού και κατά μήκος κάθε
 υποστυλώματος, αντίστοιχα.

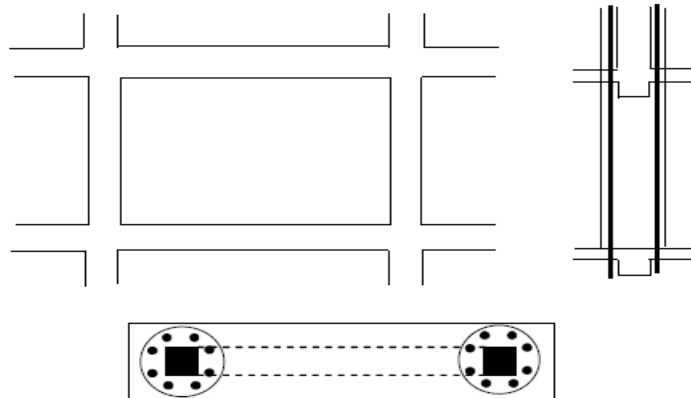
F_{ud} = η αντοχή βλήτρου, συνεκτιμώντας την επιρροή της ανακύκλισης της φόρτισης,
 υπολογιζόμενη με την αντοχή του ασθενέστερου απ' τα σκυροδέματα πλαισίου και
 φατνώματος (§ 6.1.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

2.6.2 Εμφανώσεις με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού:

Η επιλογή πλάτους τοιχώματος μεγαλύτερο του πλάτους της δοκού του εμφανιζόμενου πλαισίου επιτρέπει τη διαμέσου των πλαισίων δίοδο των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού του τοιχώματος καθώς και τη διάταξη των βλήτρων σύνδεσης κατά την οριζόντια διεύθυνση, κάθετα προς τις κατακόρυφες παρειές των δοκών.

Η όπλιση του νέου τοιχώματος γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΚ 2 και ΕΚ 8-1, όπως στην περίπτωση των εμφανώσεων πάχους μικρότερου ή ίσου του πλάτους του δοκού. Η τοπική πλαστιμότητα μπορεί να φτάσει το 50% των τιμών που ισχύουν για μονολιθικά τοιχώματα τα οποία σχεδιάζονται σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1.

- ❖ Ράβδοι που συνεχίζουν τους γειτονικούς ορόφους
- ❖ Ράβδοι που αγκυρώνονται στις δοκούς



Σχήμα 2.17: Ενδεικτική εμφάνιση με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχ. Σ8.8)

Η κατακόρυφη διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια υποστρώματος και μανδύα, μπορεί να λαμβάνεται κατά προσέγγιση υπόψη ως εξής:

$$F_{\text{διεπ.}} = \frac{A_{c,v\pi.} f_{c,v\pi.}}{A_{cx} f_{c,\mu\alpha\nu\delta.}} \left(\frac{M'}{z} + \frac{N'}{2} \right) \quad (2.6)$$

όπου:

A_c , u_p , f_c , u_p είναι η διατομή και θλιπτική αντοχή σκυροδέματος του (αρχικού) υποστρώματος A_{cx} , f_c , $μανδ$ είναι η θλιβόμενη διατομή και αντοχή σκυροδέματος του μανδύα M' , N' είναι η ροπή και αξονική δύναμη που ασκούνται στο τοίχωμα μετά την επέμβαση και z είναι ο καμπτικός μοχλοβραχίονας της διατομής του τοιχώματος κατά την έννοια του μήκους του.

2.7. Αξιολόγηση της μεθόδου ενίσχυσης με μετατεταγμένα τοιχώματα

Όπως παρουσιάζεται σε εργασίες διάφορων ερευνητών (Μπάμπουκας κ.α. 2008, Ζαμπογιάννης 2016), τα πλεονεκτήματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της τεχνικής των μετατεταγμένων δίσκων, τα οποία διαπιστώνονται και μέσα από την παρούσα μελέτη, είναι:

- ❖ Δυνατότητα βελτίωσης των αντισεισμικών μορφολογικών αδυναμιών ενός υφιστάμενου κτιρίου.
- ❖ Ευέλικτη υλοποίηση της ενίσχυσης με εύκολη προσαρμογή στις λειτουργικές ανάγκες ενός εν ενεργεία κτιρίου.
- ❖ Αύξηση της αντισεισμικής επίδοσης κατά πολύ ανώτερη της τεχνικής των μανδύων, καθότι δεν ενισχύεται απλώς η αντοχή των δομικών στοιχείων αλλά εξαλείφονται οι βασικοί λόγοι για τους οποίους απαιτείται αυτή η αυξημένη αντοχή.
- ❖ Ταχύτητα στην υλοποίηση της ενίσχυσης λόγω του ότι οι επεμβάσεις είναι τοπικές και ανεξάρτητες μεταξύ τους.

Επίσης από τεχνικής άποψης:

- ❖ Οι μετακινήσεις των ορόφων σε απόλυτες τιμές όσο και οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων είναι σημαντικά μικρότερες από τις αντίστοιχες μετακινήσεις της συνεχούς διάταξης.
- ❖ Μειώνεται σε μεγάλο βαθμό ή και εξαλείφεται τελείως η γνωστή εικόνα κατανομής των ρομών στο συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, η οποία οφείλεται στη ένωση τοιχώματος πλαισίου.
- ❖ Στις μετατεταγμένες διατάξεις τα τοιχώματα συμμετέχουν ενεργά στην ανάληψη πλευρικών δυνάμεων σε όλους τους ορόφους του κτιρίου και σαν συνέπεια, μειώνεται η καταπόνηση των υποστρωμάτων των αρχικών πλαισίων.

- ❖ Στις μετατεταγμένες διατάξεις παρατηρείται σημαντική μείωση των ροπών πάκτωσης των ενισχυτικών τοιχωμάτων στο έδαφος. Αυτό συνιστά θέμα μείζονος σημασίας σε ενισχύσεις κτιρίων, όπου οι δυνατότητες υλοποίησης ισχυρών θεμελιώσεων είναι περιορισμένες.

Στα αρνητικά της μεθόδου:

- ❖ Η λειτουργία των μετατεταγμένων δίσκων βασίζεται στη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Δηλαδή, η μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των μετατεταγμένων επιπέδων των κατακόρυφων δίσκων πραγματοποιείται μέσα από τη λειτουργία δίσκου των πλακών των ορόφων. Αυτό προκαλεί αύξηση των συνεπίπεδων εντάσεων στις πλάκες κυρίως στις περιοχές των μετατάξεων των κατακόρυφων δίσκων. Συνεπώς πρέπει να γίνεται έλεγχος της επάρκειας του οπλισμού των πλακών να φέρουν την πρόσθετη αυτή ένταση. Εντούτοις, οι ενδεχομένως απαιτούμενες ενισχύσεις παραλαβής πρόσθετων εφελκυστικών δυνάμεων υλοποιούνται εύκολα και μπορούν να γίνουν μονόπλευρα (στην επάνω ή στην κάτω πλευρά της υφιστάμενης πλάκας).
- ❖ Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων ακριβώς κάτω από τα μετατεταγμένα τοιχώματα είναι σημαντικά αυξημένες σε σχέση με τα αντίστοιχα στοιχεία της συνεχούς διάταξης. Συγχρόνως όμως, οι καμπτικές ροπές των υποστυλωμάτων της μετατεταγμένης διάταξης είναι μικρότερες αυτών της συνεχούς διάταξης. Κατά συνέπεια, ο απαιτούμενος οπλισμός για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής των υποστυλωμάτων δεν είναι οπωσδήποτε μεγαλύτερος στη μετατεταγμένη διάταξη. Αντίθετα, ενδέχεται σε πολλές περιπτώσεις να απαιτείται λιγότερος οπλισμός. Σε κάθε περίπτωση, η ενίσχυση ενός υποστυλώματος καταπονούμενου κυρίως σε θλίψη είναι σημαντικά απλούστερη και περισσότερο αξιόπιστη από την ενίσχυση ενός υποστυλώματος καταπονούμενου κυρίως σε κάμψη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σχεδιασμός και Προσομοίωση

3.1. Προσομοίωση

Για την προσομοίωση του κτιρίου επιλέχθηκε το λογισμικό ETABS της εταιρείας CSI. Η CSI είναι μία εταιρεία με δομικό και σεισμικό λογισμικό για Μηχανικούς που ιδρύθηκε το 1971 και εδρεύει στην Καλιφόρνια. Το ETABS παρέχει αυτοματισμούς μόρφωσης, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα, με γρήγορο, άνετο και αποτελεσματικό τρόπο. Το συγκεκριμένο λογισμικό είναι ιδιαίτερα φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέροντας επιπλέον πολλές σύνθετες και υπερσύγχρονες δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης.

Εφαρμόζεται για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιριακών δομημάτων με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη με χρήση μελών από διάφορα υλικά όπως χάλυβας, σύμμεικτες διατομές, διατομές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ή από οποιοδήποτε υλικό ορίσει ο χρήστης, καθώς και για τις τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου) [Ιστοσελίδα CSI].

3.2. Περιγραφή φορέα - Παραδοχές μελέτης

Το πλαίσιο, του οποίου η εμφάνιση διερευνήθηκε στην παρούσα πτυχιακή εργασία, είναι μέρος του τυπικού κτιρίου K60A59, όπως αυτό αποτυπώθηκε στη διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή (2007). Το κτίριο, στο οποίο γίνεται αρχικά αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα και στο οποίο έπειτα τοποθετούνται μετατεταγμένα τοιχώματα, είναι ένα πενταώροφο κτίριο με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φατνωμάτων 3.5m. από ωπλισμένο σκυρόδεμα με συμμετρική κάτοψη και με μεταβολή δυσκαμψίας ανά όροφο, καθώς μεταβάλλονται με μικρή διαβάθμιση οι διατομές των υποστυλωμάτων. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων δεν είναι ίδιες σε όλους τους ορόφους. Ενδεικτικά στον πρώτο όροφο έχουν διαστάσεις 35x35 [cm], στον δεύτερο μειώνονται σε 30x30[cm] και στον πέμπτο όροφο τα εσωτερικά υποστυλώματα καταλήγουν σε διάσταση 25x25[cm] ενώ τα ακραία παραμένουν 30x30[cm]. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα οι δοκοί έχουν σταθερές διαστάσεις 20x50 [cm]. Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 12cm. Οι οπλισμοί και οι διαστάσεις του κτιρίου φαίνονται στους ξυλοτύπους των Σχημάτων 3.1-3.5.

Είναι ένα τυπικό κτίριο της δεκαετίας του 1960, τα κτίρια εκείνης της εποχής έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Β.Δ. 1959) και ο Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος είναι σύμφωνα με το Β.Δ. 1954.

Δεδομένα:

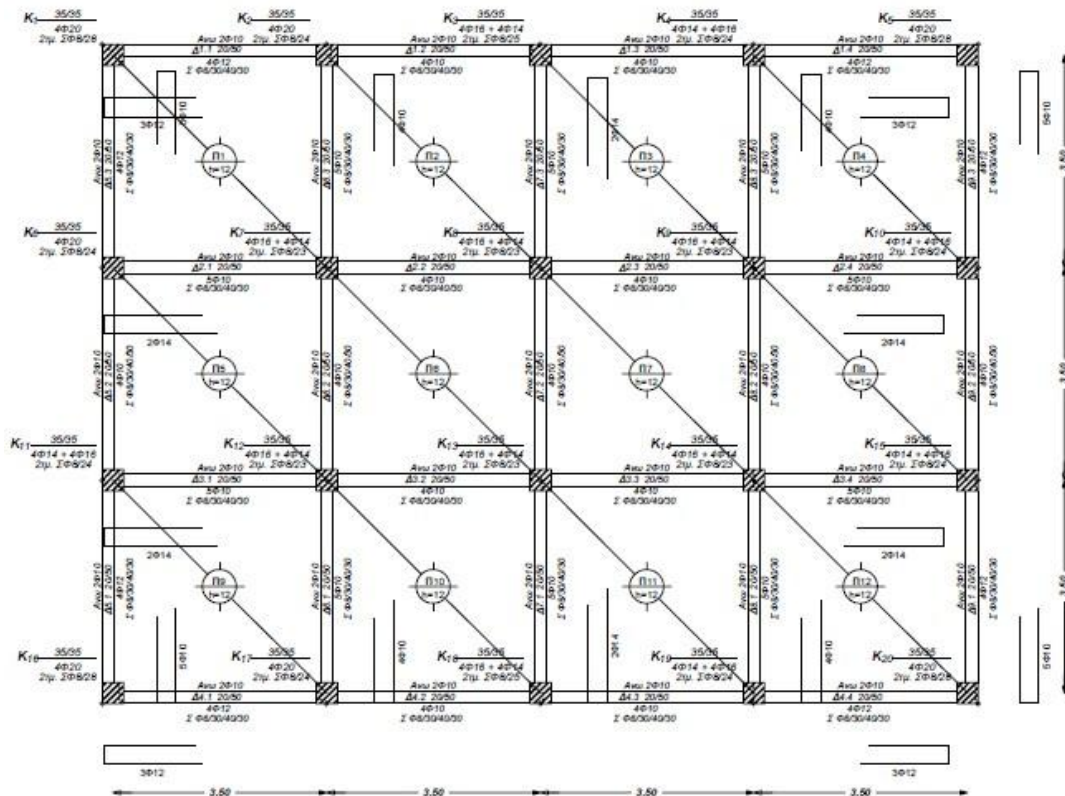
- ❖ Ύψος ορόφου : 3m
- ❖ Μήκος φατνωμάτων: 3.5 m (και στις 2 διευθύνσεις)

Παραδοχές:

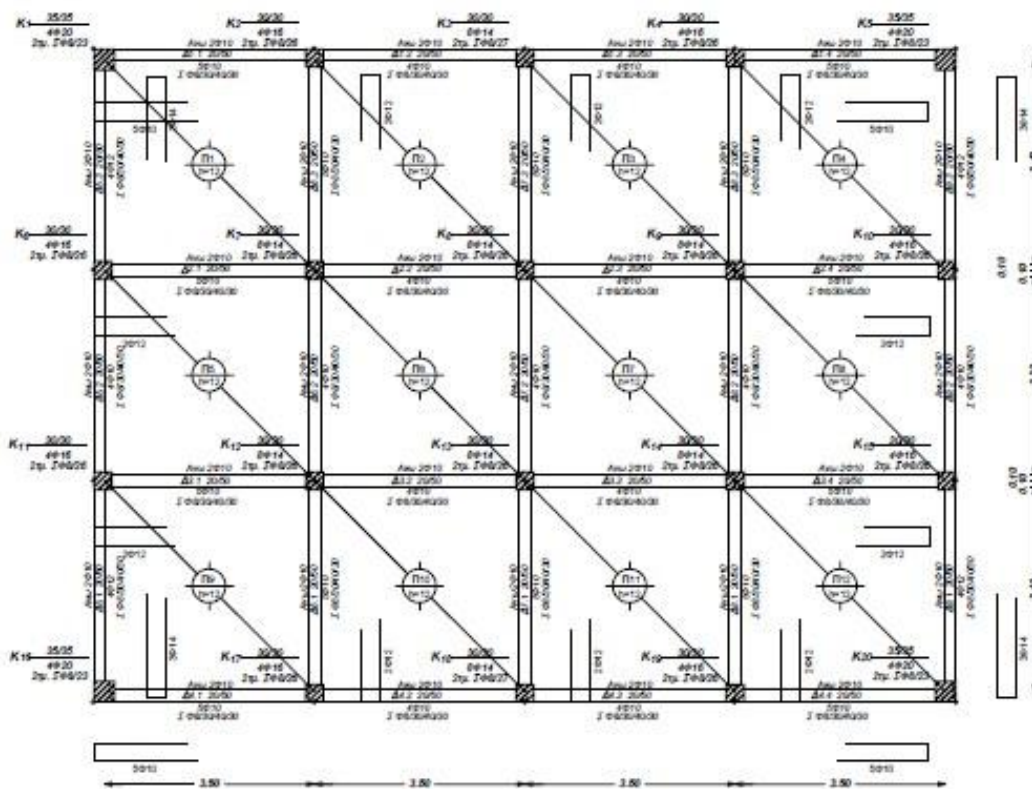
- ❖ Σκυρόδεμα: B160
- ❖ Διαμήκης Χάλυβας: St I
- ❖ Χάλυβας Συνδετήρων: St I
- ❖ Φορτίο επικάλυψης: 1.5 KN/m²
 - Κινητό Φορτίο: 2 KN/ m²
 - Φορτίο εσωτερικής τοιχοποιίας: 1 KN/ m²
 - Φορτίο εξωτερικής τοιχοποιίας: 3.6 KN/m² (ανά m² όψεως)

Πίνακας 3.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)

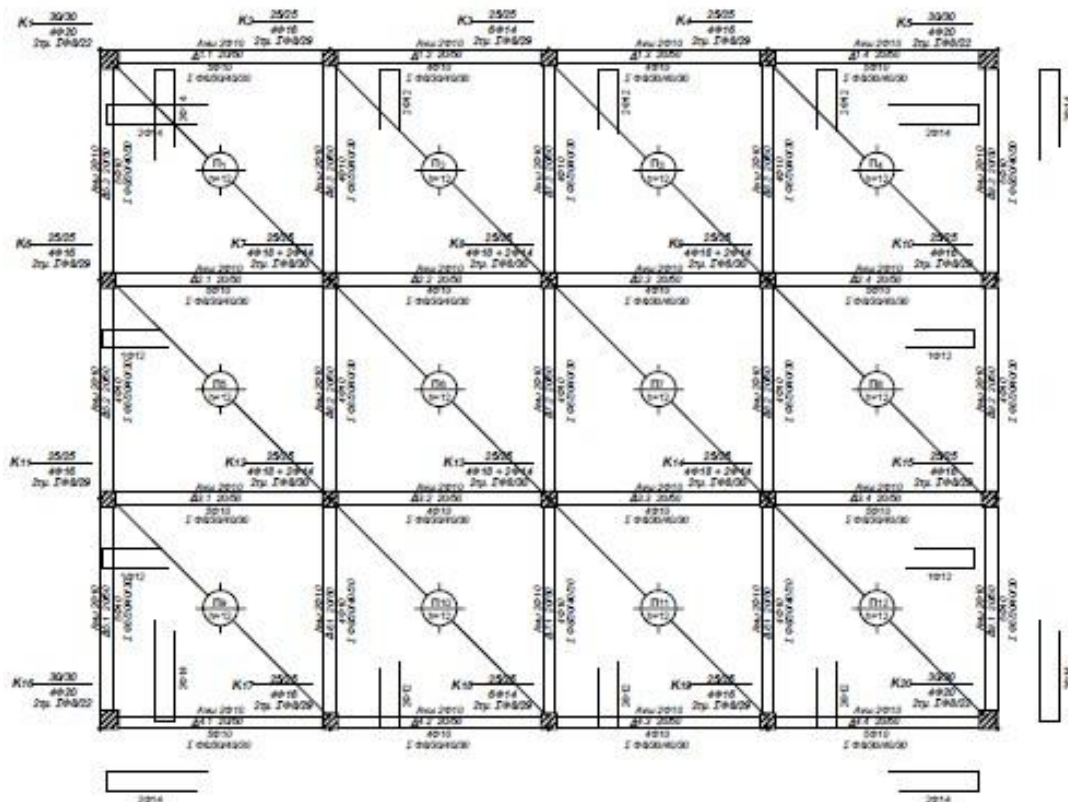
| ΔΟΚΟΙ | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | | | | |
|-------|--------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | Ισόγειο | 1 ^{ος} Όροφος | 2 ^{ος} Όροφος | 3 ^{ος} Όροφος | 4 ^{ος} Όροφος |
| 20/50 | 30/30 | 35/35 | 30/30 | 30/30 | 30/30 |
| | | 30/30 | 25/25 | 25/25 | 25/25 |



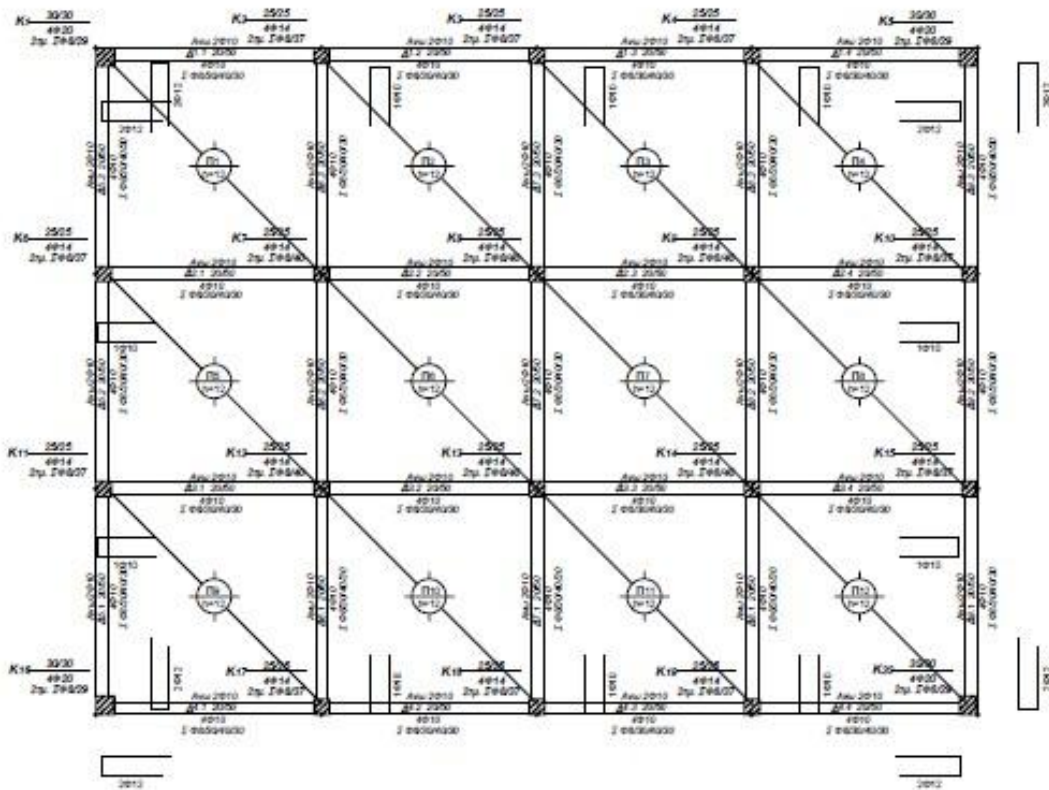
Σχήμα 3.1: Ευλότυπος Ισογείου τυπικού κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)



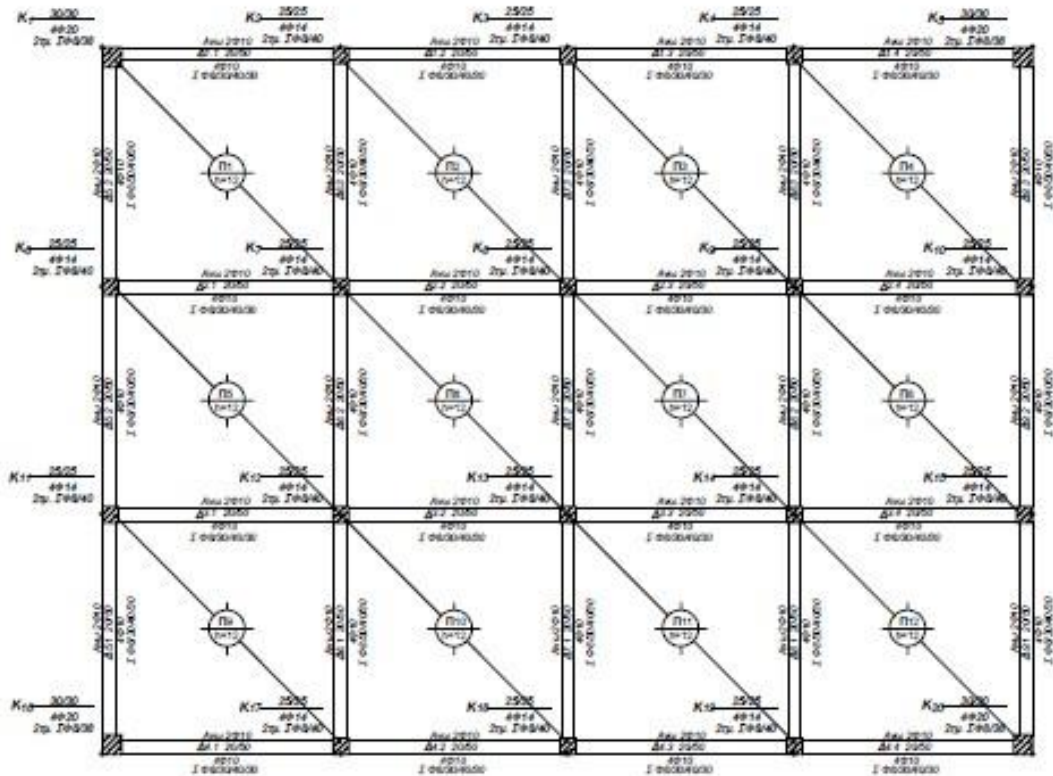
Σχήμα 3.2: Ευλότυπος 1^{ου} ορόφου τυπικού κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)



Σχήμα 3.3: Ευλότυπος 2^{ου} ορόφου τυπικού κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)



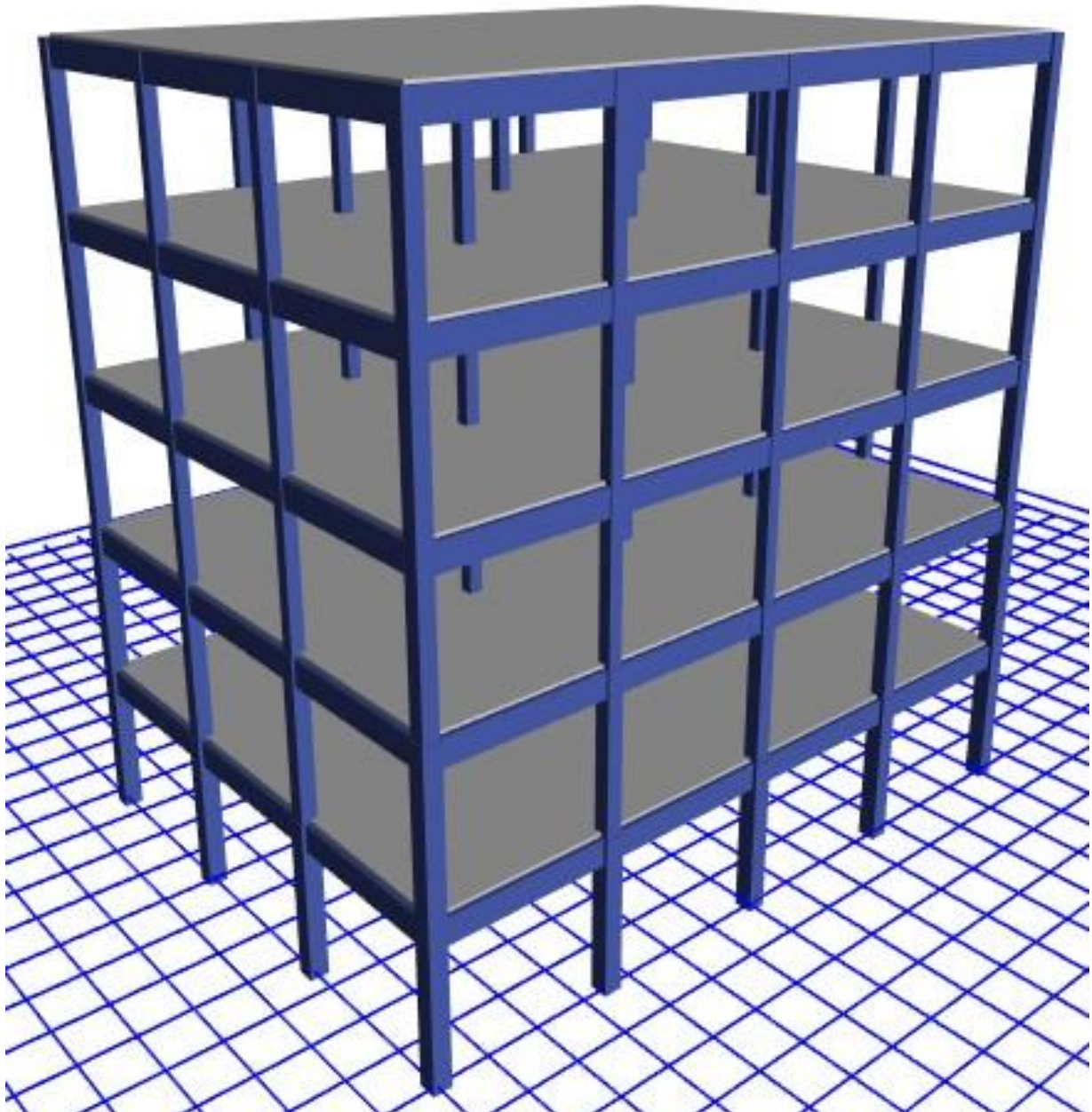
Σχήμα 3.4: Ευλότυπος 3^{ου} ορόφου τυπικού κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)



Σχήμα 3.5: Ευλότυπος 4^{ου} ορόφου τυπικού κτιρίου. (Ρεπαπής, 2007)

3.3. Προσομοίωμα φορέα Ω.Σ στο χώρο

Για την προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Etabs. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία ενώ για την προσομοίωση των τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Παρακάτω παρουσιάζονται μία τρισδιάστατη απεικόνιση και μία κάτοψη του φορέα, όπως προέκυψαν από το λογισμικό Etabs.



Σχήμα 3.6: 3D απεικόνιση φορέα Ω.Σ. στο λογισμικό Etabs.



Σχήμα 3.7: Κάτοψη φορέα Ω.Σ. στο λογισμικό Etabs.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Αναλυτική διερεύνηση της μετάταξης κατακόρυφων δίσκων

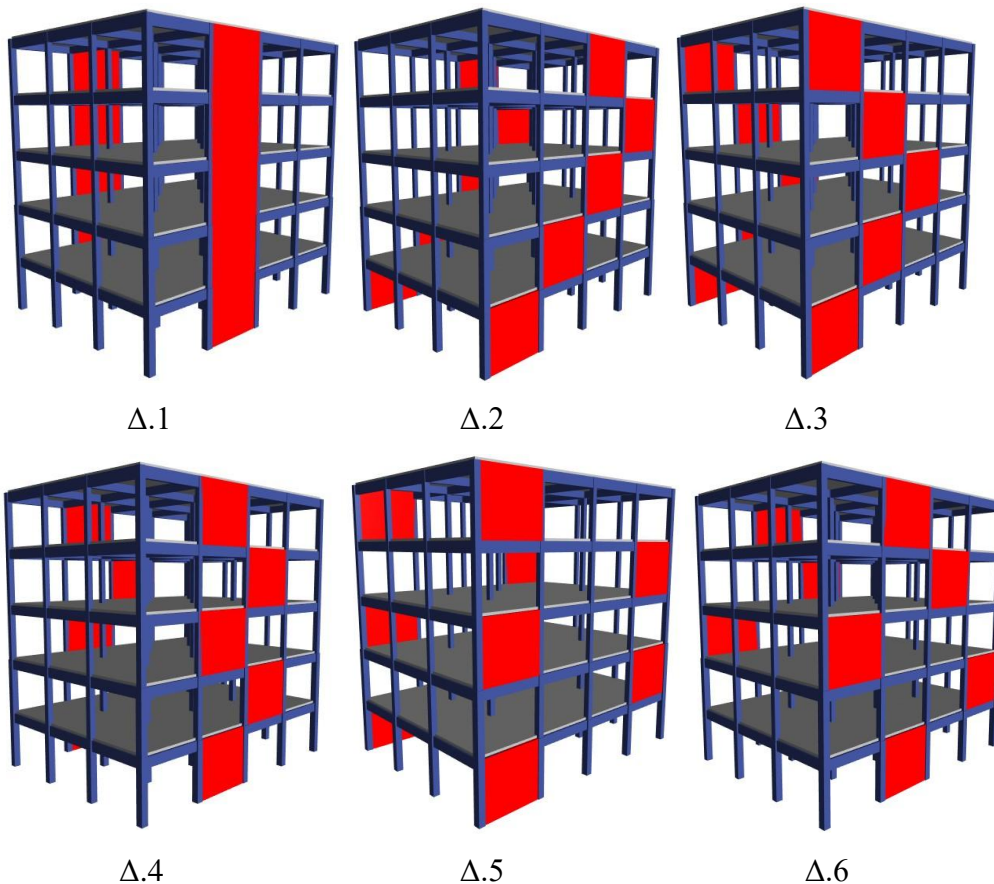
4.1. Γενικά

Το κτίριο που εξετάζεται ενισχύθηκε με εμφαντούμενα τοιχώματα, σε δύο πλαίσια κάθε ορόφου. Πραγματοποιήθηκαν ελαστικές μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (Fast Nonlinear Analysis), με τη χρήση του λογισμικού Etabs. Η προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων έγινε με γραμμικά στοιχεία, ενώ των τοιχωμάτων με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

4.2. Μορφές διατάξεων

Οι διατάξεις που εξετάστηκαν είναι οι ακόλουθες και φαίνονται στο Σχήμα 4.1:

- ❖ Διάταξη αναφοράς με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1)
- ❖ Διατάξεις με εναλλάξ μετατεταγμένα τοιχώματα (Δ.4, Δ.5)
- ❖ Δύο διατάξεις μορφής διαγωνίου (Δ.2, Δ.3)
- ❖ Μετατάξεις τυχαίας μορφής (Δ.6)



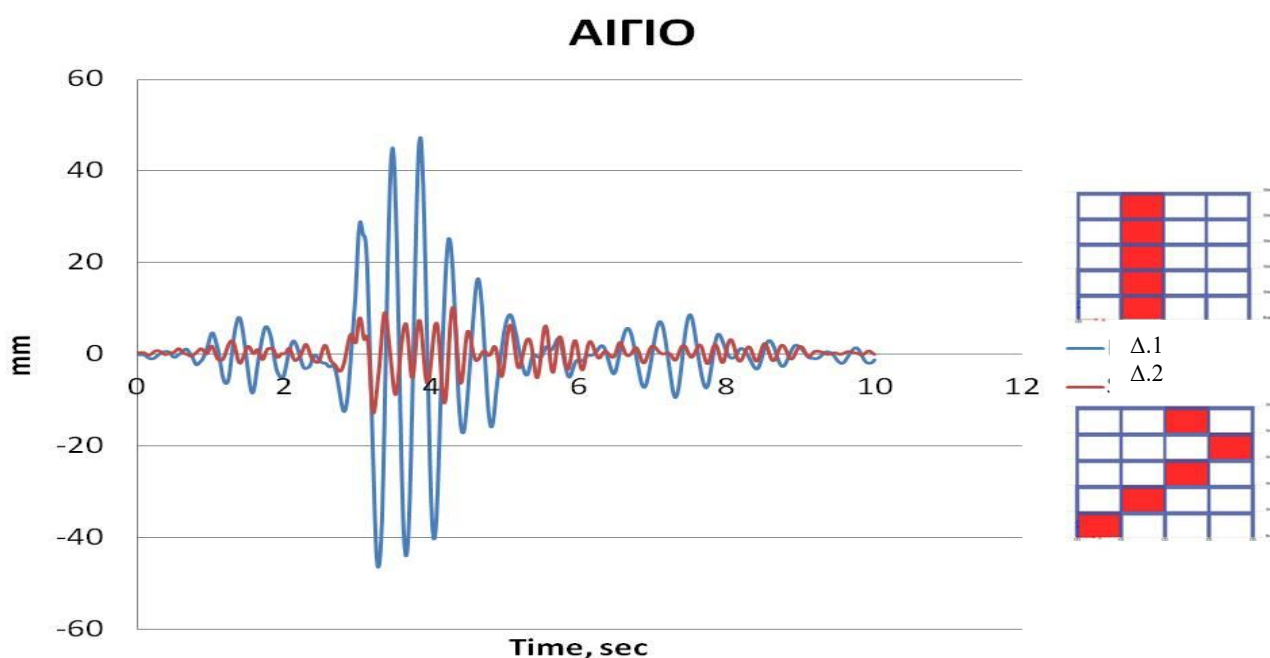
Σχήμα 4.1. Ενισχυμένο πλαίσιο με συνεχή τοιχώματα και πλαίσια με διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων.

4.3. Αποτελέσματα

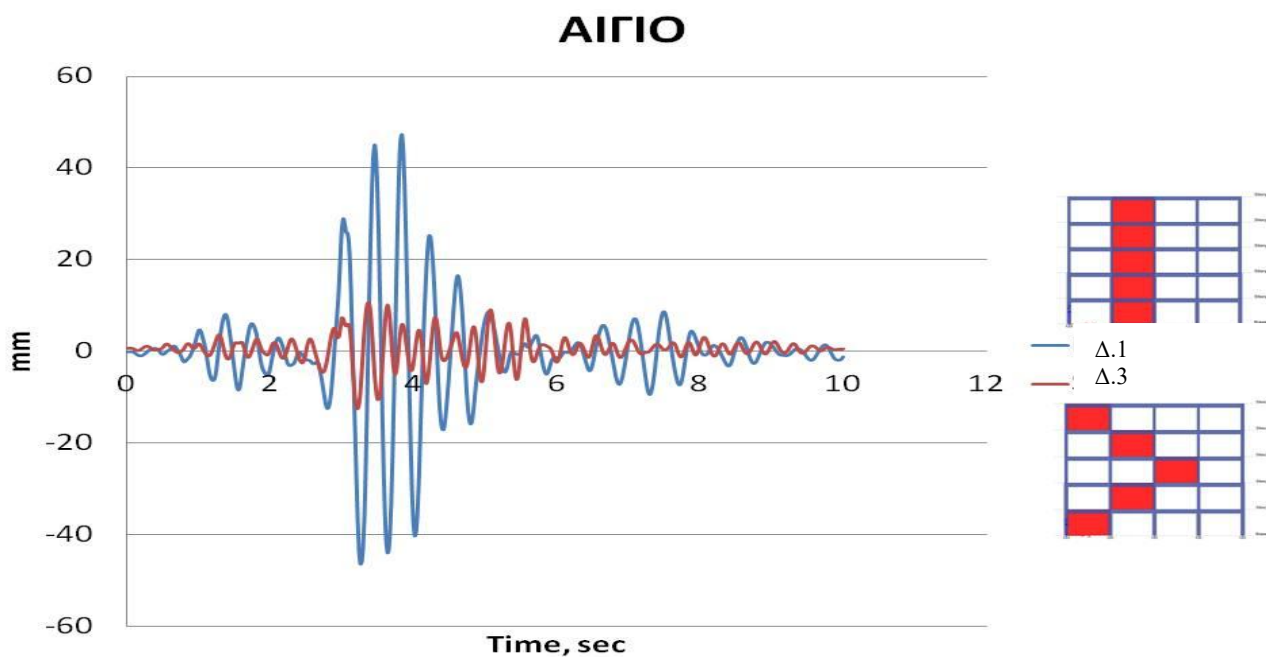
Για τις δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν πέντε καταγραφές σεισμών τόσο του Ελλαδικού χώρου (Κόρινθος 1981, Αίγιο 1985, Καλαμάτα 1986, Πάρνηθα 1999) όσο και διεθνείς (Κοβέ 1995).

4.4. Αποτελέσματα σεισμού Αιγίου

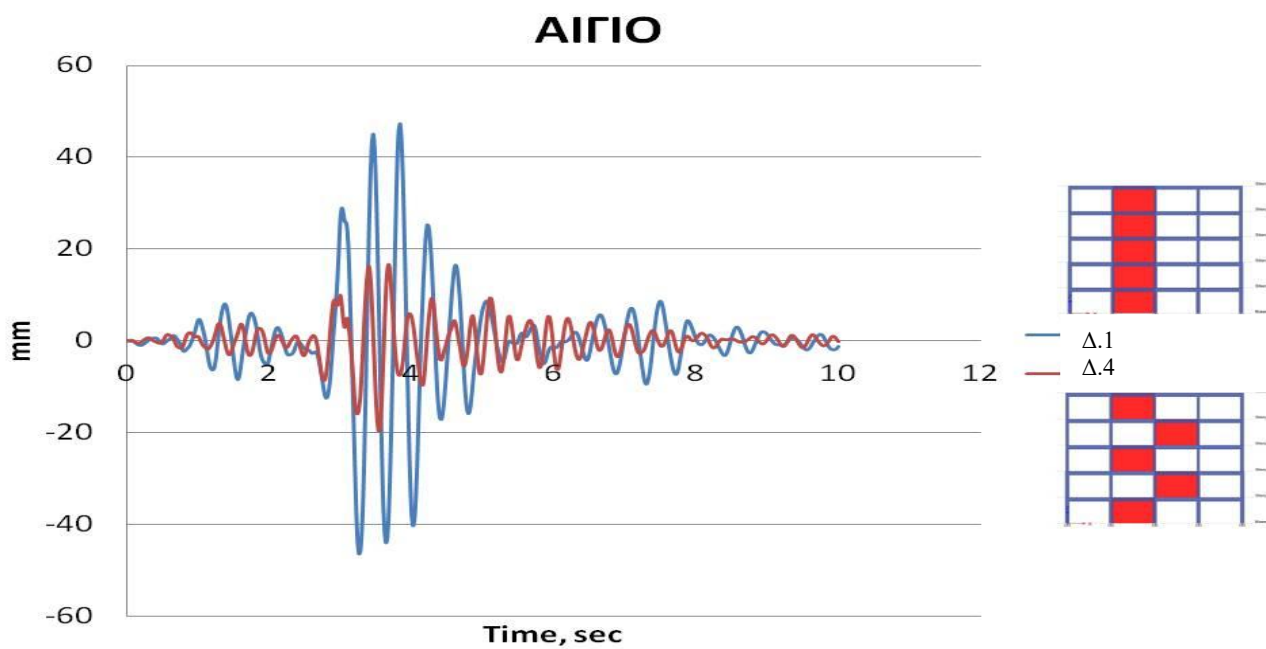
Στα Σχήματα 4.2 έως 4.6 συγκρίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$), καθώς και των υπόλοιπων εξεταζόμενων διατάξεων μετάταξης τοιχωμάτων, για την σεισμική διέγερση του Αιγίου (1985). Από τα αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου με μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή (Σχ. 4.2 και Σχ. 4.3) είναι αισθητά μικρότερες από τις μετακινήσεις οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα. Ακόμη παρουσιάζεται σημαντική μείωση της μέγιστης μετακίνησης οροφής και στην περίπτωση της τυχαίας καθ' ύψος διάταξης (Σχ. 4.6).



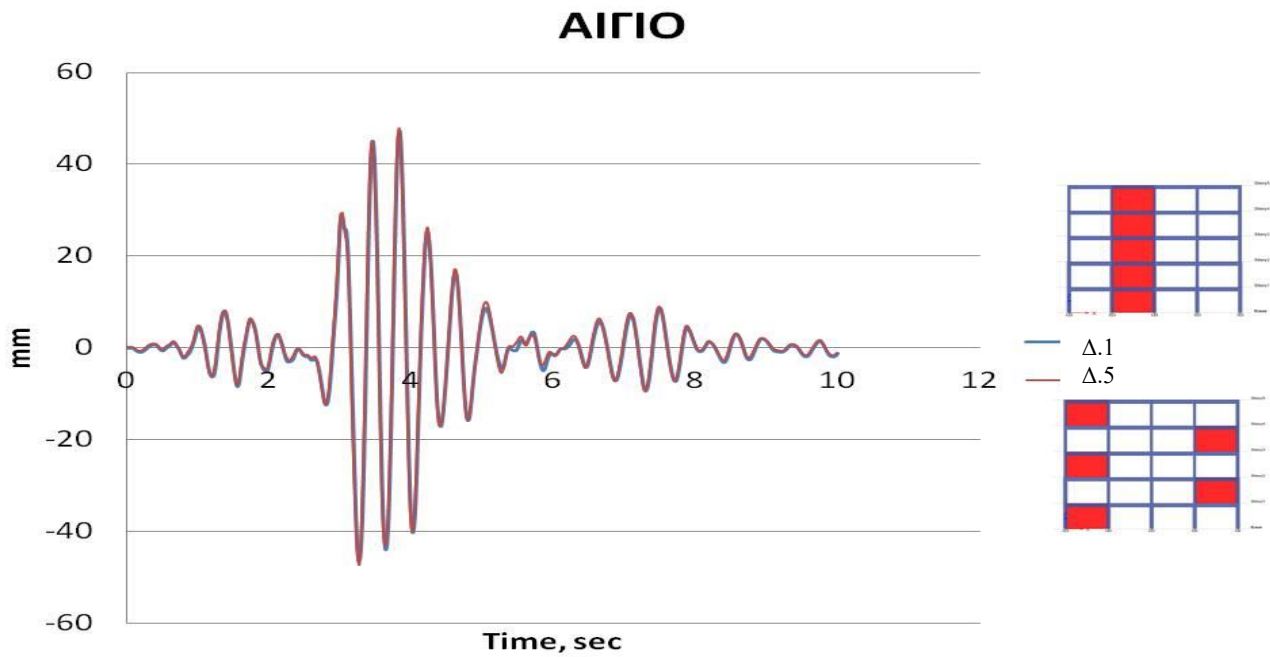
Σχήμα 4.2: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων $\Delta.2$ για τον σεισμό του Αιγίου (1985).



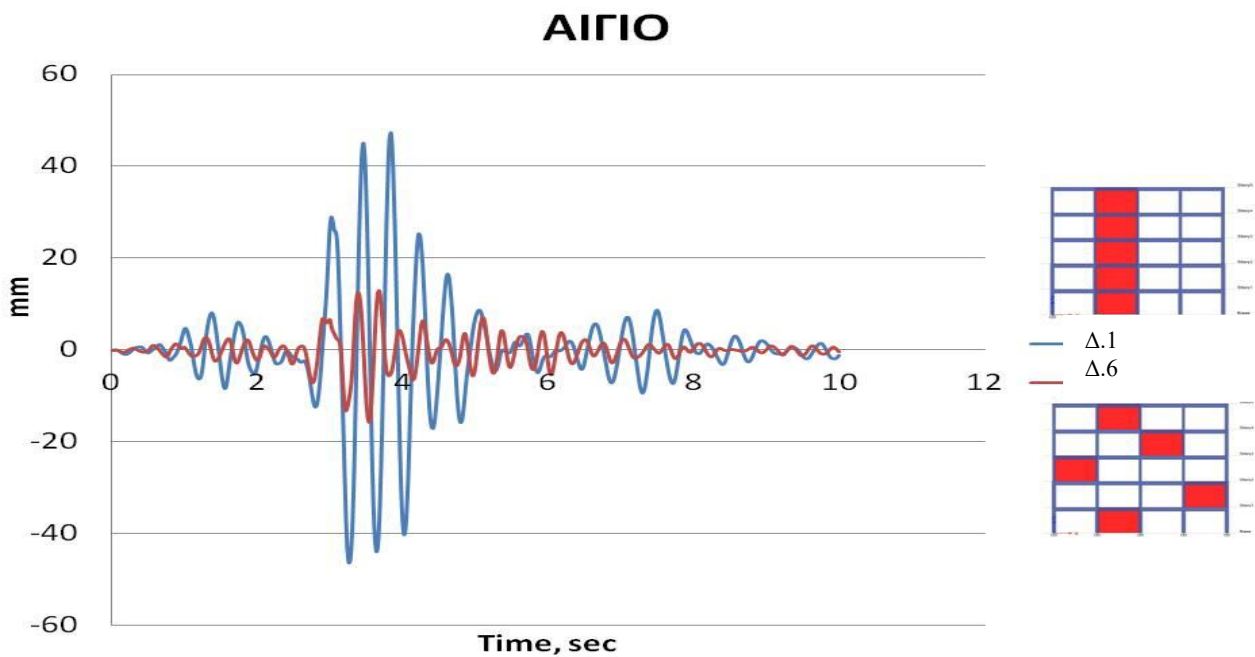
Σχήμα 4.3: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό του Αιγίου (1985).



Σχήμα 4.4: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό του Αιγίου (1985).



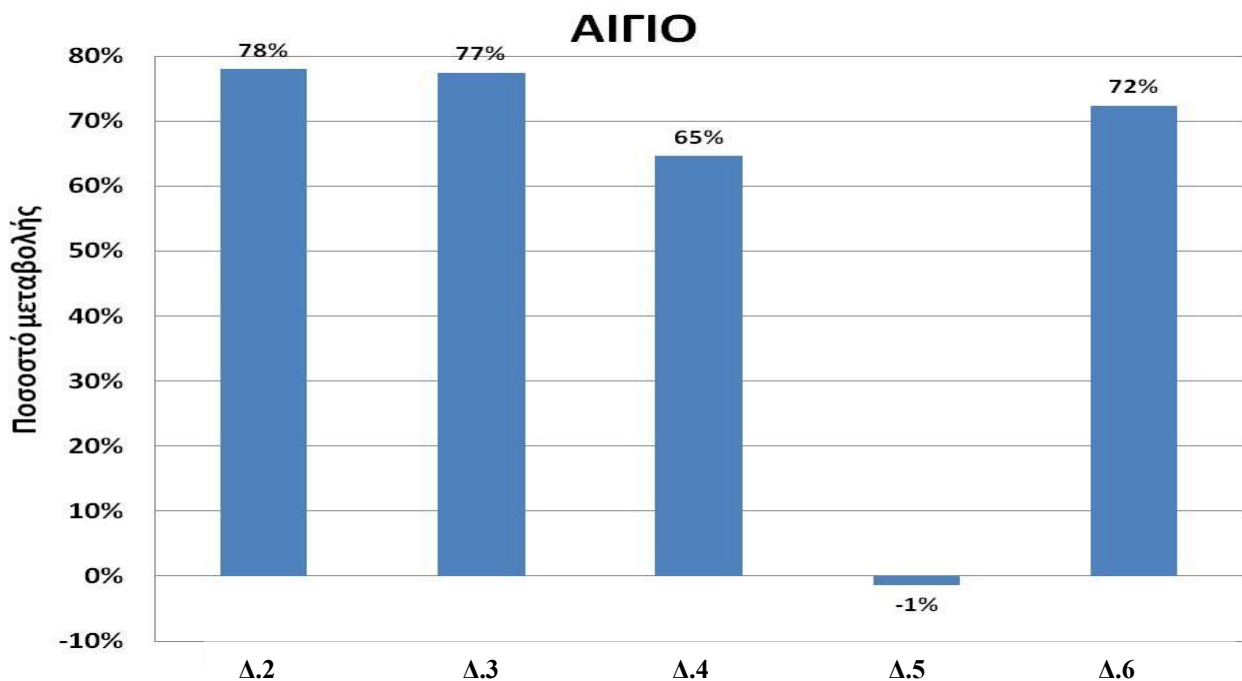
Σχήμα 4.5: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)



Σχήμα 4.6: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό του Αιγίου (1985)

Πίνακας 4.1: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 | Δ.3 | Δ.4 | Δ.5 | Δ.6 |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | % | % | % | % | % |
| Αίγιο | 78.06 | 77.47 | 64.62 | -1.31 | 72.40 |



Σχήμα 4.7: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό του Αιγίου (1985), για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

Στον Πίνακα 4.1 και στο Σχήμα 4.7 παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής στις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων σε σχέση με το κτίριο με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1) για τη σεισμική διέγερση Αίγιο (1985). Οι θετικές τιμές του ποσοστού δείχνουν την μείωση των μετακινήσεων του κτιρίου.

Από τα παραπάνω ποσοστά παρατηρούμε ότι:

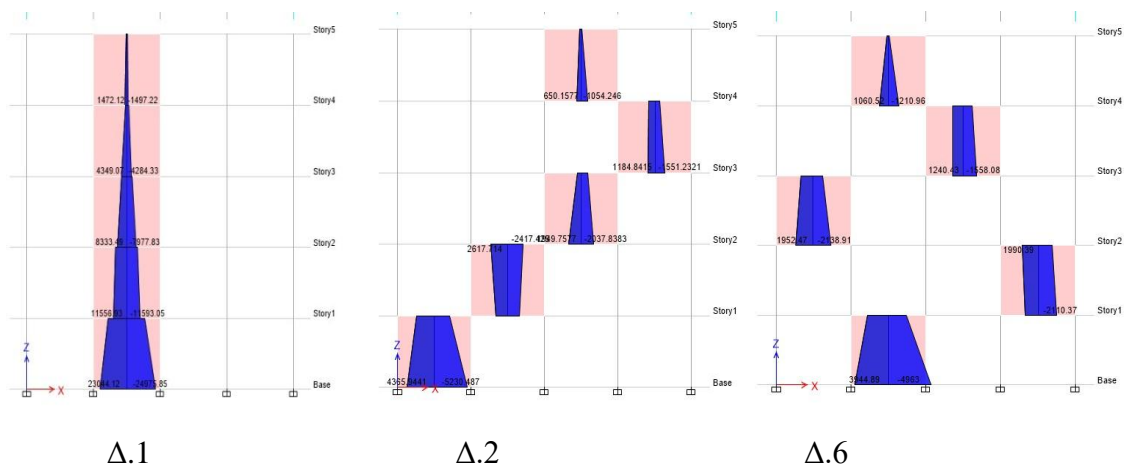
- ❖ Ως αποδοτικότερες μορφές μετάταξης εμφανίζονται οι Δ.2 και Δ.3, οι οποίες έχουν μορφή διαγωνίου και μειώνουν την μετακίνηση κατά 78.06% και 77.47% αντίστοιχα.

- ❖ Ως δυσμενέστερη μορφή μετάταξης εμφανίζεται η Δ.5 στην οποία τα τοιχώματα μετατάσσονται εναλλάξ στις δύο άκρες του πλαισίου. Η μετακίνηση στην περίπτωση αυτή αυξάνεται κατά 1.33% σε σχέση με την μετάταξη Δ.1.

Στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή του Αιγίου (1985).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα:

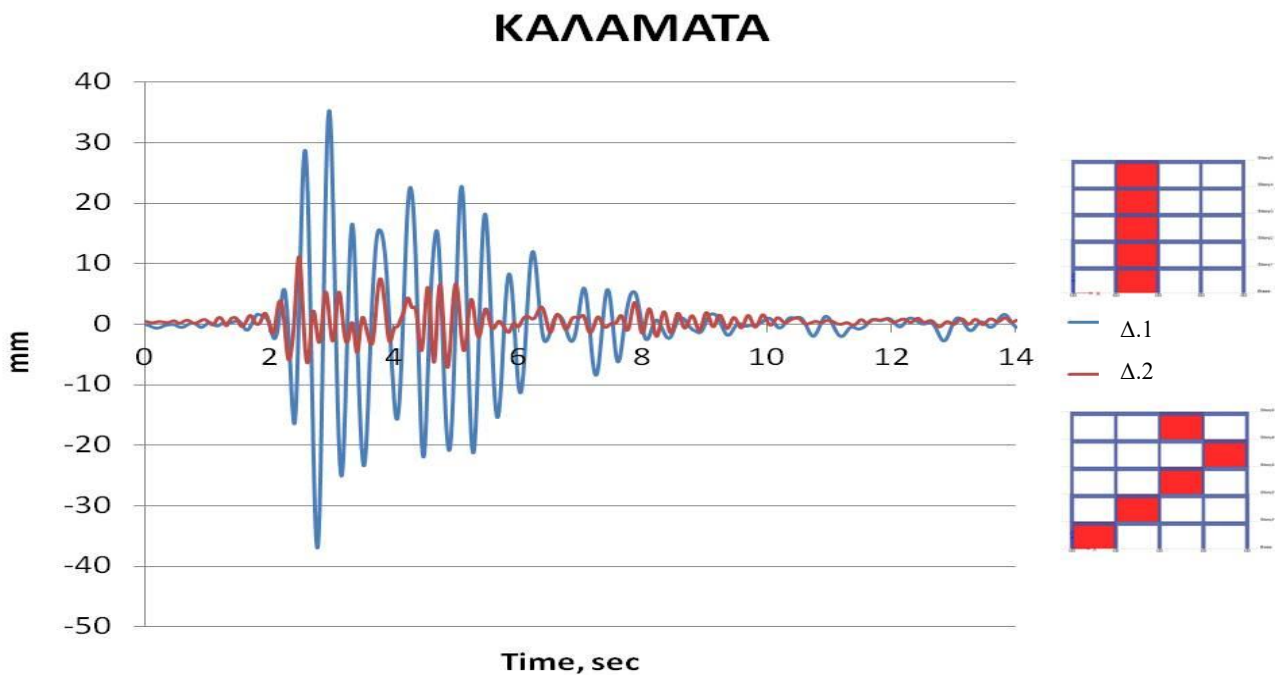
- ❖ Η ροπή στη βάση του τοιχώματος στο ισόγειο στη μετάταξη Δ.1 είναι αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με τις άλλες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές κατανέμονται ομοιόμορφα καθ' ύψος στις μετατεταγμένες διατάξεις, σε αντίθεση με το συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, το οποίο εμφανίζει υψηλές τιμές στη βάση του και σημαντικά χαμηλότερες στους πιο πάνω ορόφους.



Σχήμα 4.8: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή του Αιγίου (1985).

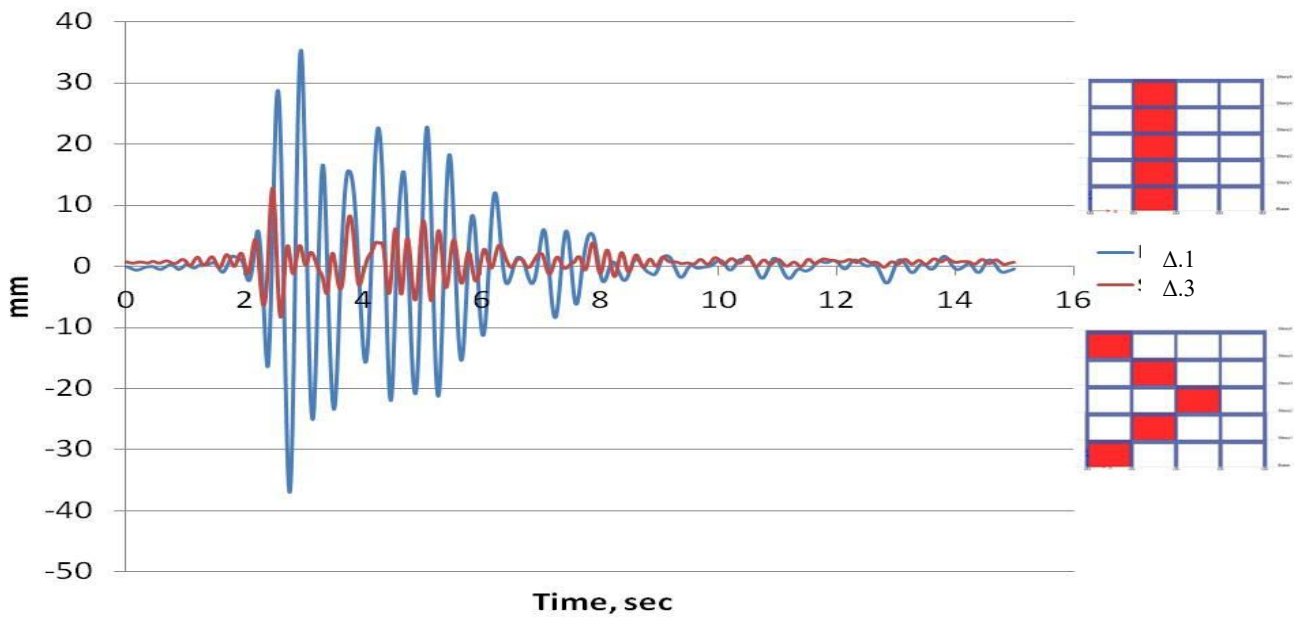
4.5. Αποτελέσματα σεισμού Καλαμάτας

Στα Σχήματα 4.9 έως 4.13 συγκρίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων της οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1), καθώς και των υπόλοιπων εξεταζόμενων διατάξεων μετάταξης τοιχωμάτων, για την σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986). Από τα αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου με μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή (Σχ. 4.9 και Σχ. 4.10) είναι αισθητά μικρότερες από τις μετακινήσεις οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα. Ακόμη παρουσιάζεται σημαντική μείωση της μέγιστης μετακίνησης οροφής και στην περίπτωση της τυχαίας καθ' ύψος διάταξης (Σχ. 4.13).



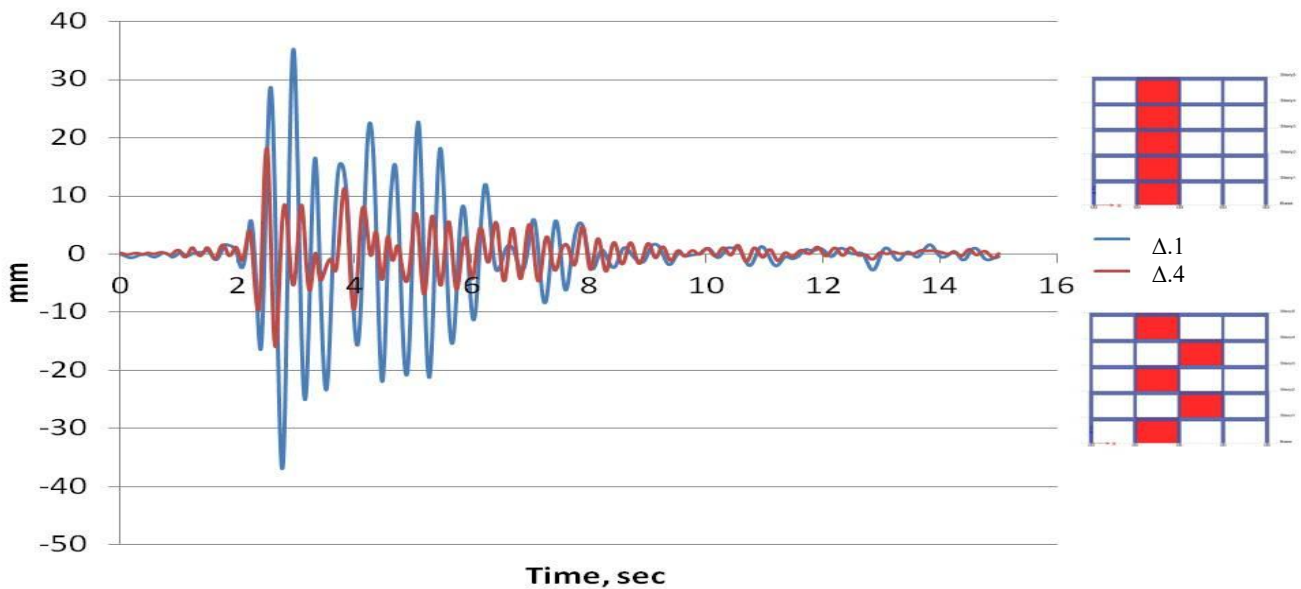
Σχήμα 4.9: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986).

ΚΑΛΑΜΑΤΑ



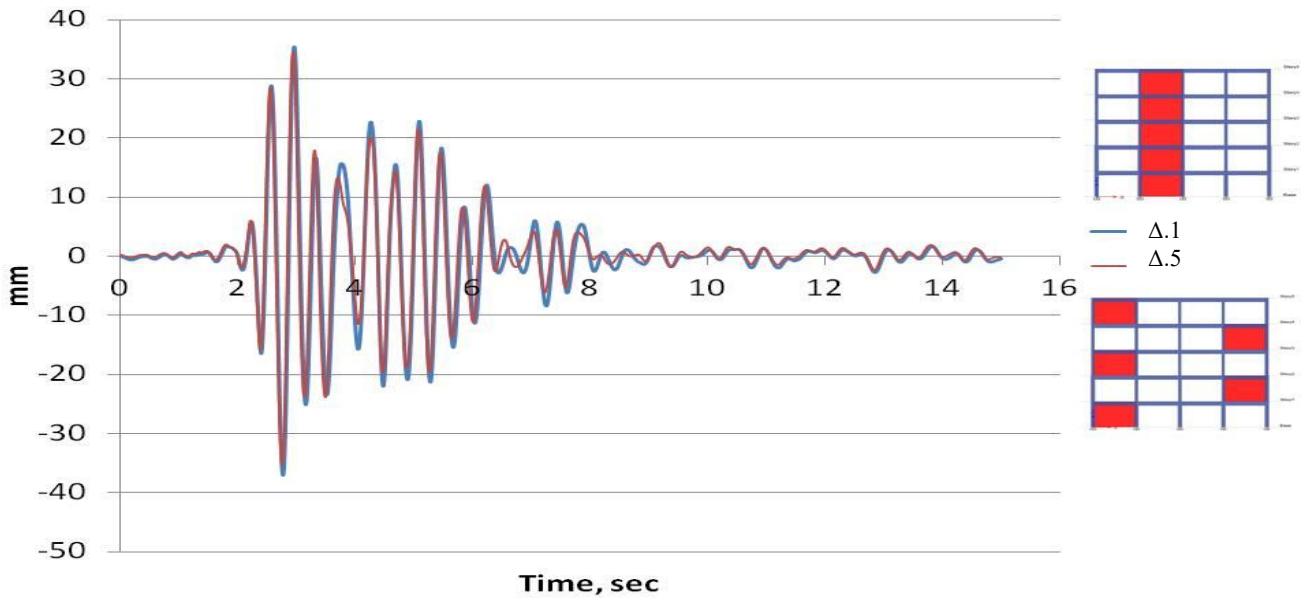
Σχήμα 4.10: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986).

ΚΑΛΑΜΑΤΑ



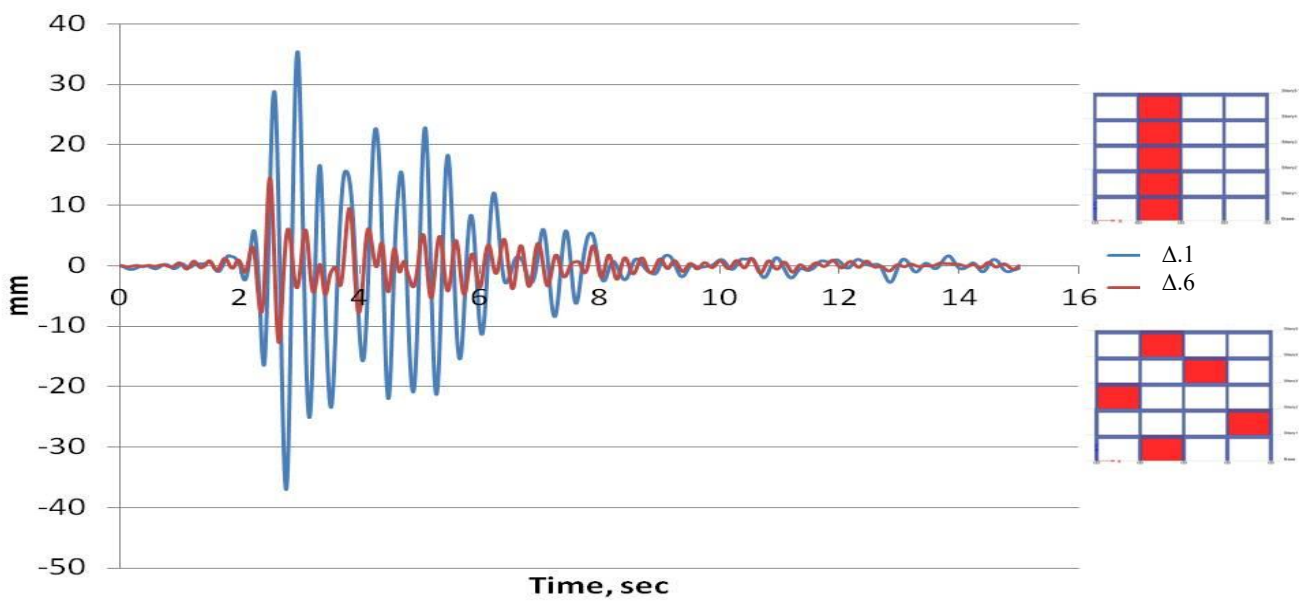
Σχήμα 4.11: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986).

ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 4.12: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986).

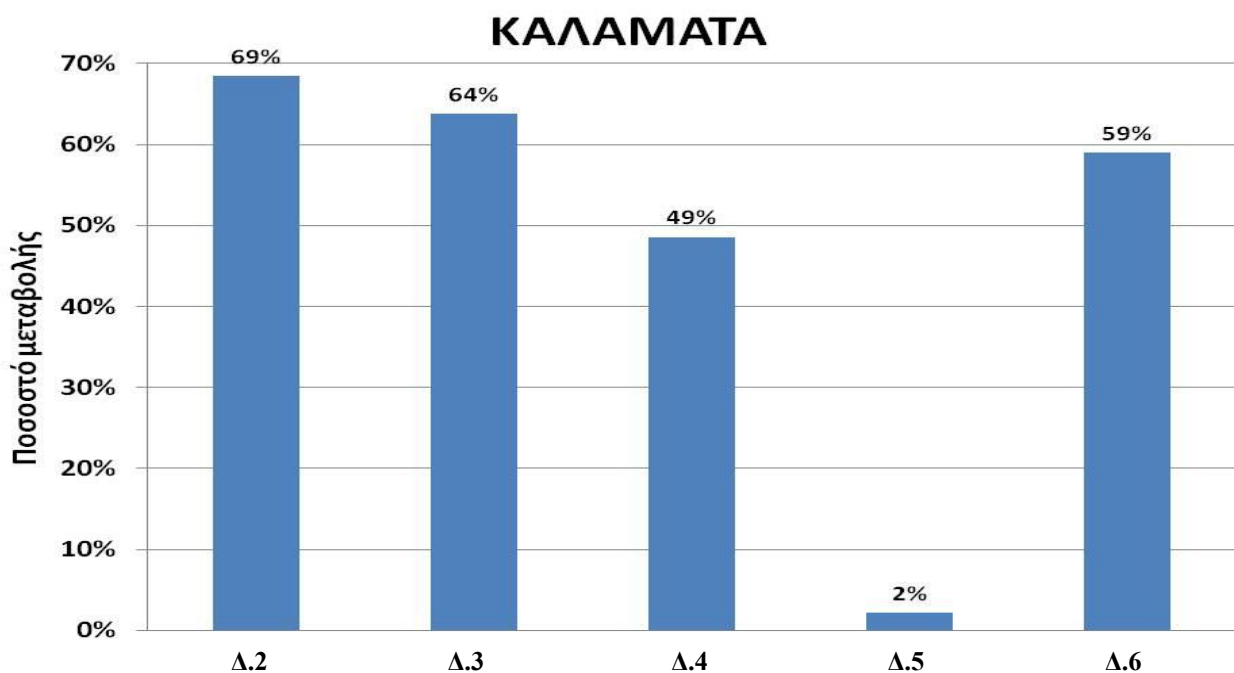
ΚΑΛΑΜΑΤΑ



Σχήμα 4.13: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986).

Πίνακας 4.2: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 | Δ.3 | Δ.4 | Δ.5 | Δ.6 |
|-------------------|-------|-------|-------|------|-------|
| | % | % | % | % | % |
| Καλαμάτα | 68.51 | 63.82 | 48.59 | 2.23 | 59.02 |



Σχήμα 4.14: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Καλαμάτας (1986), για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

Στον Πίνακα 4.2 και στο Σχήμα 4.14 παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής στις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων σε σχέση με το κτίριο με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1) για τη σεισμική διέγερση της Καλαμάτας (1986). Οι παραπάνω τιμές των ποσοστών, αφορούν την μείωση των μετακινήσεων του κτιρίου.

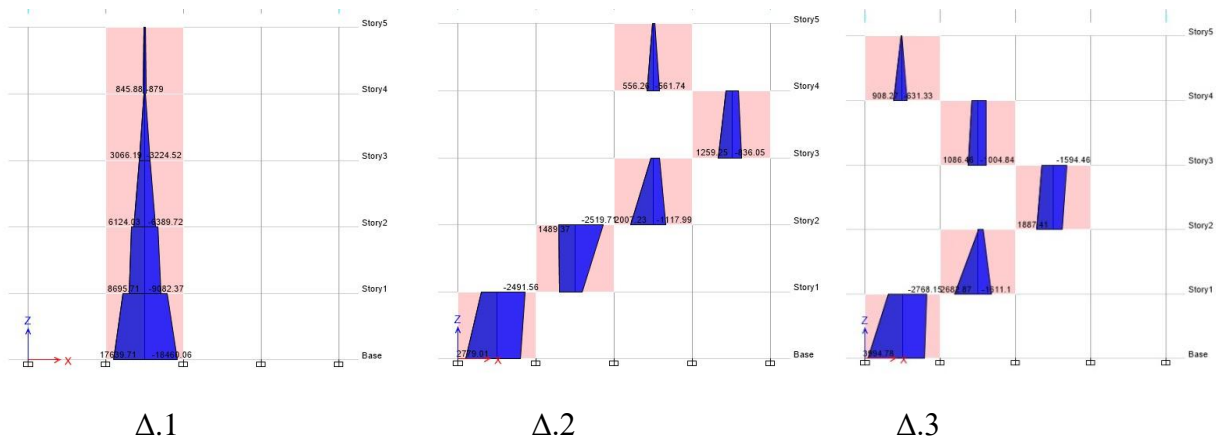
Από τα παραπάνω ποσοστά παρατηρούμε ότι:

- ❖ Ως αποδοτικότερες μορφές μετάταξης εμφανίζονται οι Δ.2 και Δ.3, οι οποίες έχουν μορφή διαγωνίου και μειώνουν την μετακίνηση κατά 68.51% και 63.82% αντίστοιχα.
- ❖ Μικρή μείωση της μετακίνησης κατά 2.23% παρατηρείται στην μετάταξη Δ.5 στην οποία τα τοιχώματα μετατάσσονται εναλλάξ στις δύο άκρες του πλαισίου.

Στο Σχήμα 4.15 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.3) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Καλαμάτας (1986).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα:

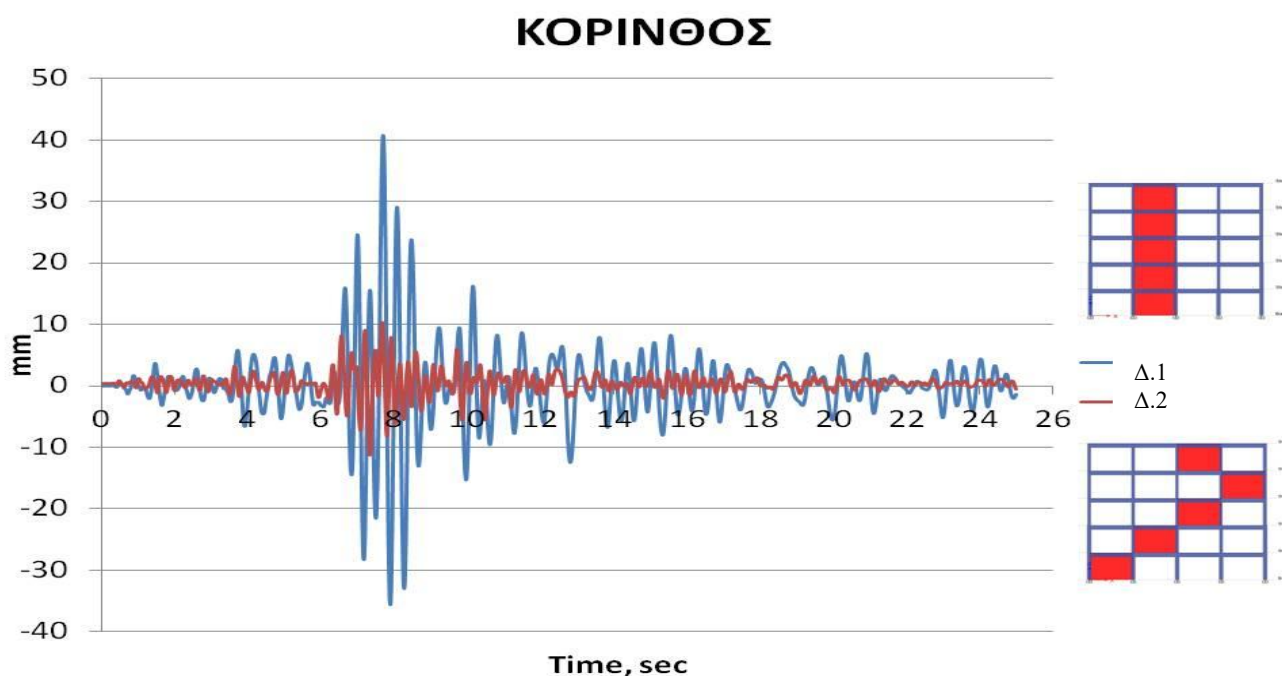
- ❖ Η ροπή στη βάση του τοιχώματος στο ισόγειο στη μετάταξη Δ.1 είναι αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με τις άλλες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές κατανέμονται ομοιόμορφα καθ' ύψος στις μετατεταγμένες διατάξεις, σε αντίθεση με το συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, το οποίο εμφανίζει υψηλές τιμές στη βάση του και σημαντικά χαμηλότερες στους επάνω ορόφους.



Σχήμα 4.15: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.3) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Καλαμάτας (1986).

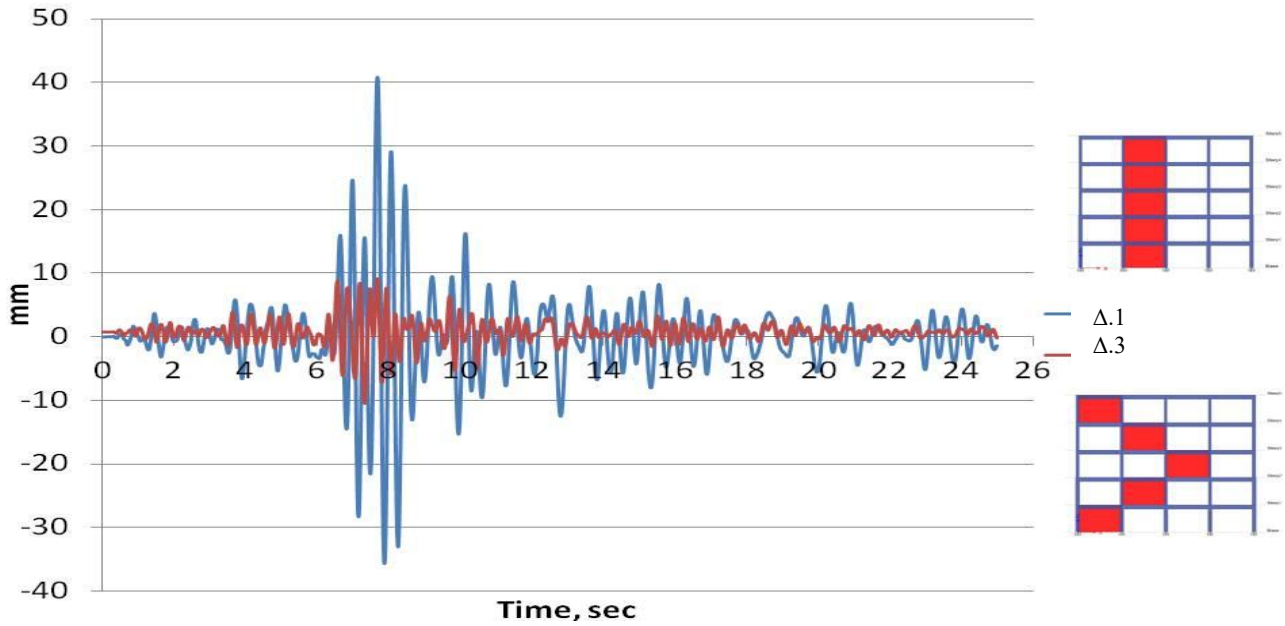
4.6. Αποτελέσματα σεισμού Κορίνθου

Στα Σχήματα 4.16 έως 4.20 συγκρίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων της οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$), καθώς και των υπόλοιπων εξεταζόμενων διατάξεων μετάταξης τοιχωμάτων, για την σεισμική διέγερση της Κορίνθου (1981). Από τα παρακάτω αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου με μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή (Σχ. 4.16 και Σχ. 4.17) είναι αισθητά μικρότερες από τις μετακινήσεις οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα. Ακόμη παρουσιάζεται σημαντική μείωση της μέγιστης μετακίνησης οροφής και στην περίπτωση της τυχαίας καθ' ύψος διάταξης (Σχ. 4.20).



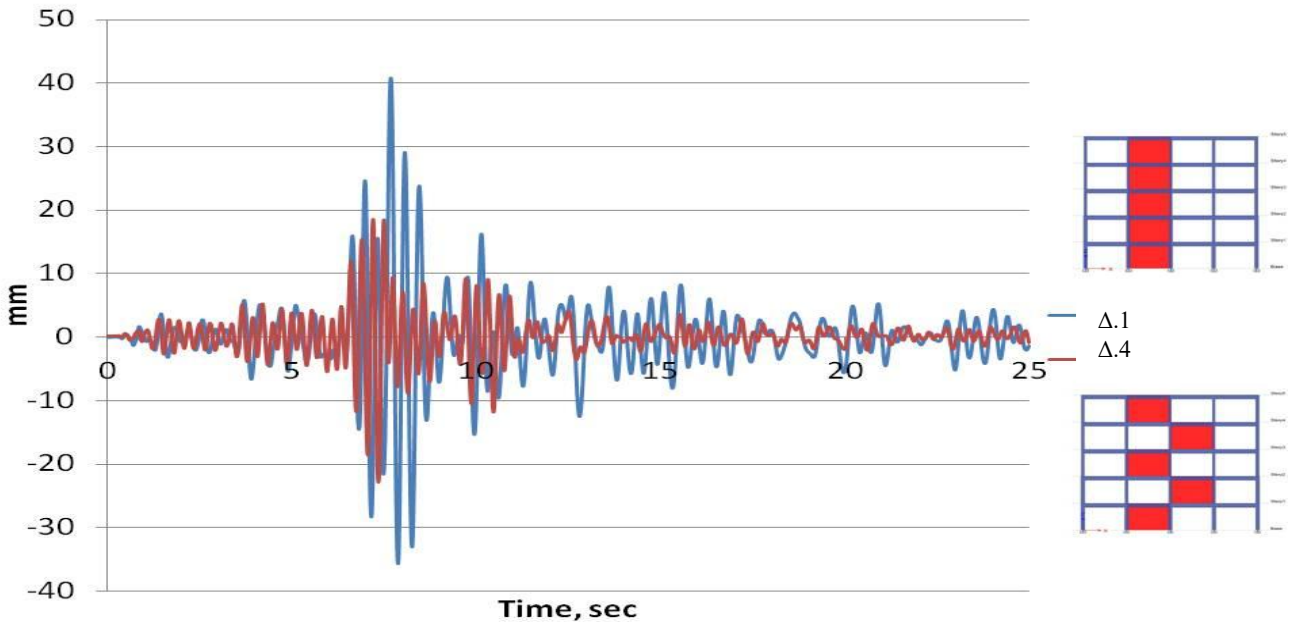
Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων $\Delta.2$ για τον σεισμό Κόρινθος (1981).

ΚΟΡΙΝΘΟΣ



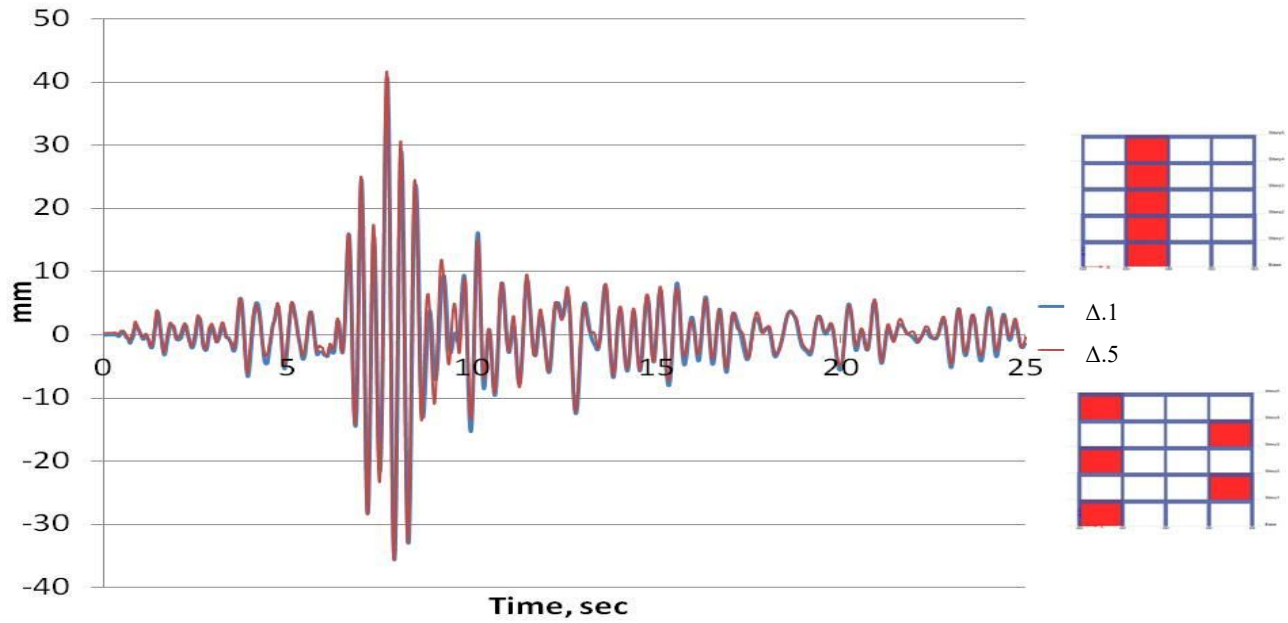
Σχήμα 4.17: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό Κόρινθος (1981).

ΚΟΡΙΝΘΟΣ



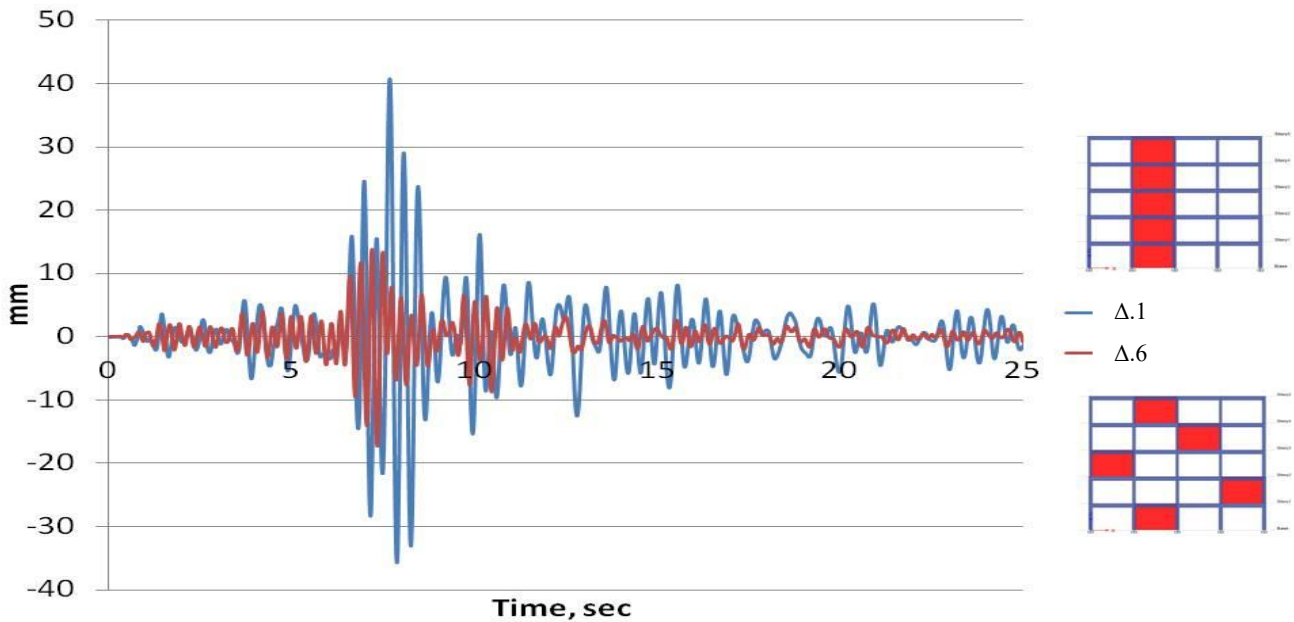
Σχήμα 4.18: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό Κόρινθος (1981).

ΚΟΡΙΝΘΟΣ



Σχήμα 4.19: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό Κόρινθος (1981).

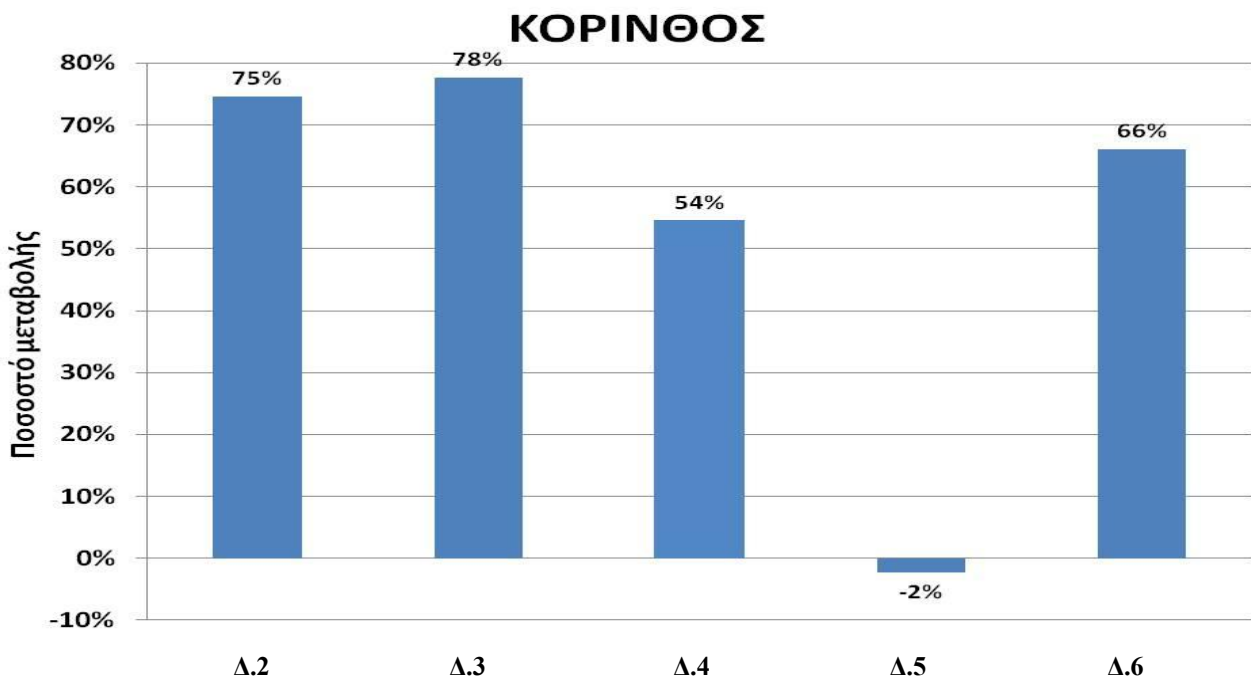
ΚΟΡΙΝΘΟΣ



Σχήμα 4.20: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό Κόρινθος (1981).

Πίνακας 4.3: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 % | Δ.3 % | Δ.4 % | Δ.5 % | Δ.6 % |
|-------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Κόρινθος | 74.56 | 77.67 | 54.49 | -2.28 | 66.12 |



Σχήμα 4.21: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Κορίνθου (1981) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

Στον Πίνακα 4.3 και στο Σχήμα 4.21 παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής στις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων σε σχέση με το κτίριο με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1) για τη σεισμική διέγερση της Κορίνθου (1981). Οι παραπάνω τιμές των ποσοστών, αφορούν την μείωση των μετακινήσεων του κτιρίου.

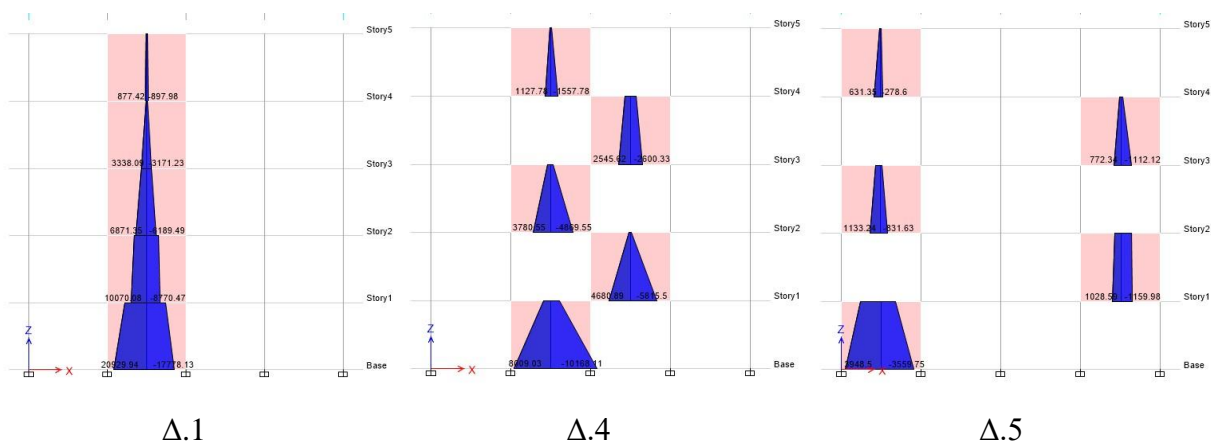
Από τα παραπάνω ποσοστά παρατηρούμε ότι:

- ❖ Ως αποδοτικότερες μορφές μετάταξης εμφανίζονται οι Δ.2 και Δ.3, οι οποίες έχουν μορφή διαγωνίου και μειώνουν την μετακίνηση κατά 74.56% και 77.67% αντίστοιχα.
- ❖ Μικρή αύξηση της μετακίνησης κατά 2.28% παρατηρείται στην μετάταξη Δ.5 στην οποία τα τοιχώματα μετατάσσονται εναλλάξ στις δύο άκρες του πλαισίου.

Στο Σχήμα 4.22 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Κορίνθου (1981).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα:

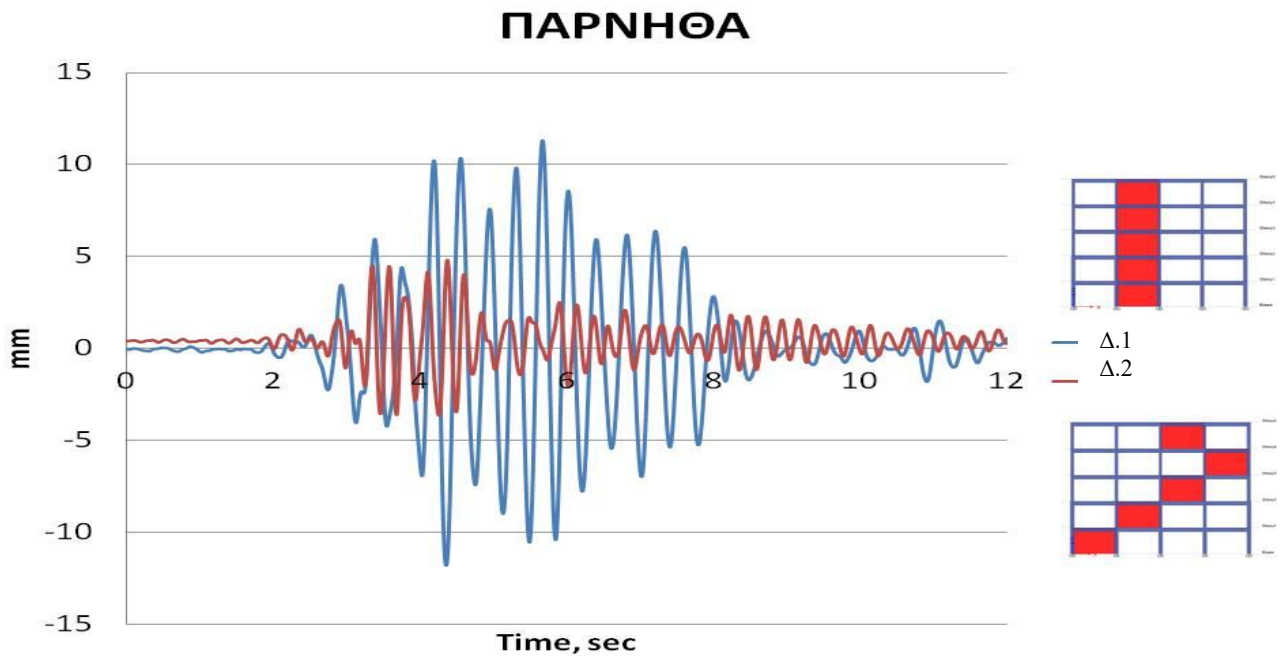
- ❖ Η ροπή στη βάση του τοιχώματος στο ισόγειο στη μετάταξη Δ.1 είναι αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με τις άλλες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές κατανέμονται ομοιόμορφα καθ' ύψος στις μετατεταγμένες διατάξεις, σε αντίθεση με το συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, το οποίο εμφανίζει υψηλές τιμές στη βάση του και σημαντικά χαμηλότερες στους επάνω ορόφους.



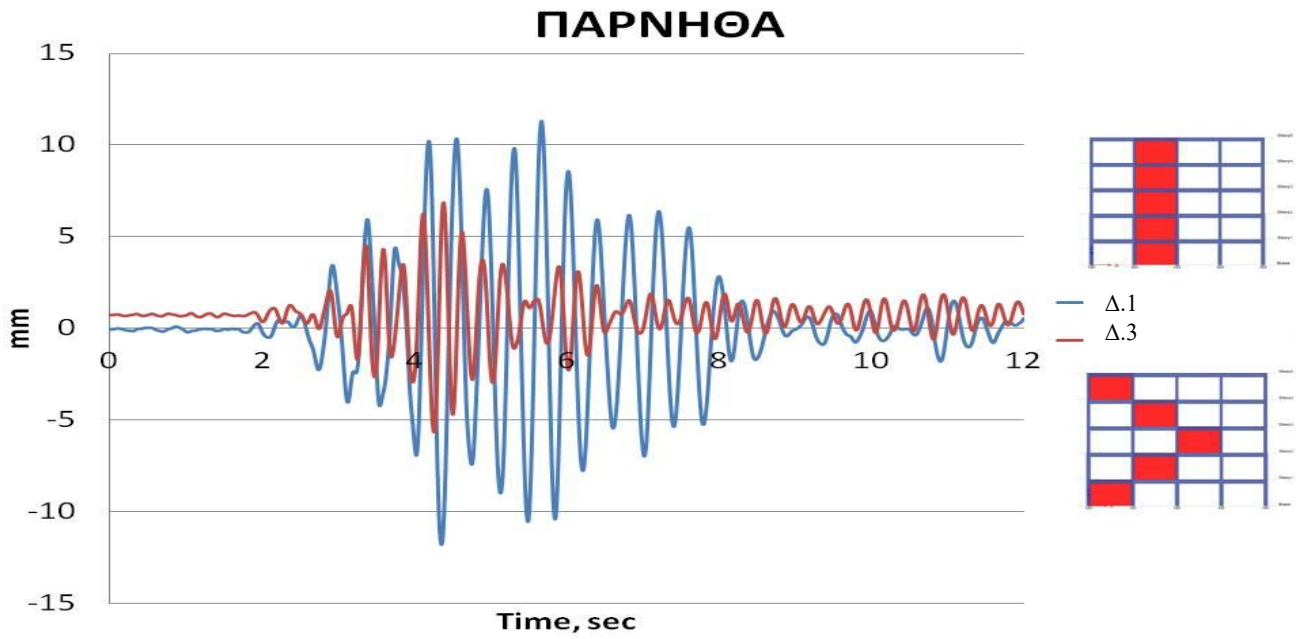
Σχήμα 4.22: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Κορίνθου (1981).

4.7. Αποτελέσματα σεισμού Πάρνηθας

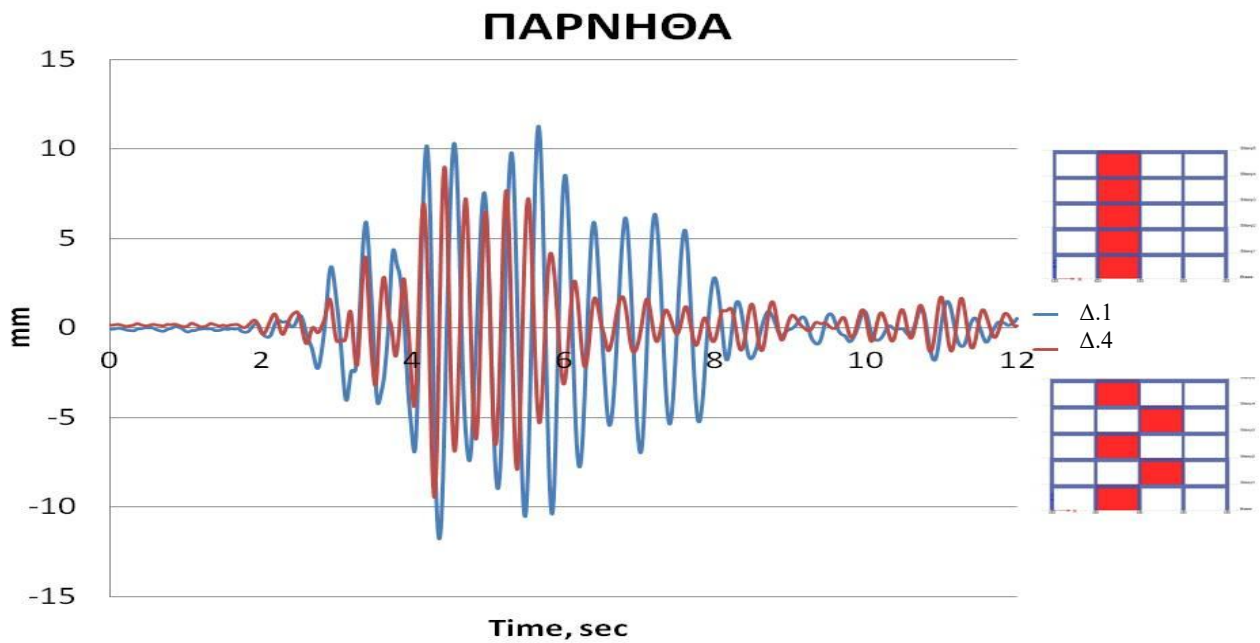
Στα Σχήματα 4.23 έως 4.27 συγκρίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων της οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1), καθώς και των υπόλοιπων εξεταζόμενων διατάξεων μετάταξης τοιχωμάτων, για την σεισμική διέγερση της Πάρνηθας (1999). Από τα παρακάτω αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου με μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή (Σχ. 4.23 και Σχ. 4.24) είναι αισθητά μικρότερες από τις μετακινήσεις οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα. Ακόμη παρουσιάζεται σημαντική μείωση της μέγιστης μετακίνησης οροφής και στην περίπτωση της τυχαίας καθ' ύψος διάταξης (Σχ. 4.27).



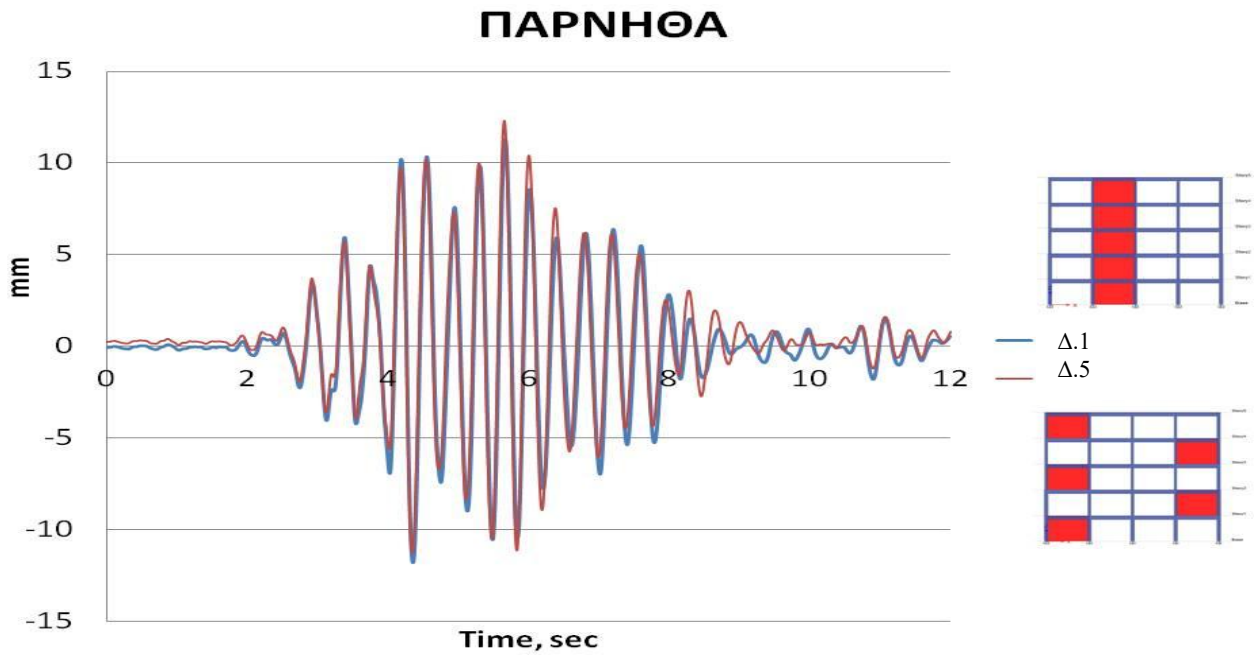
Σχήμα 4.23: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.2 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999).



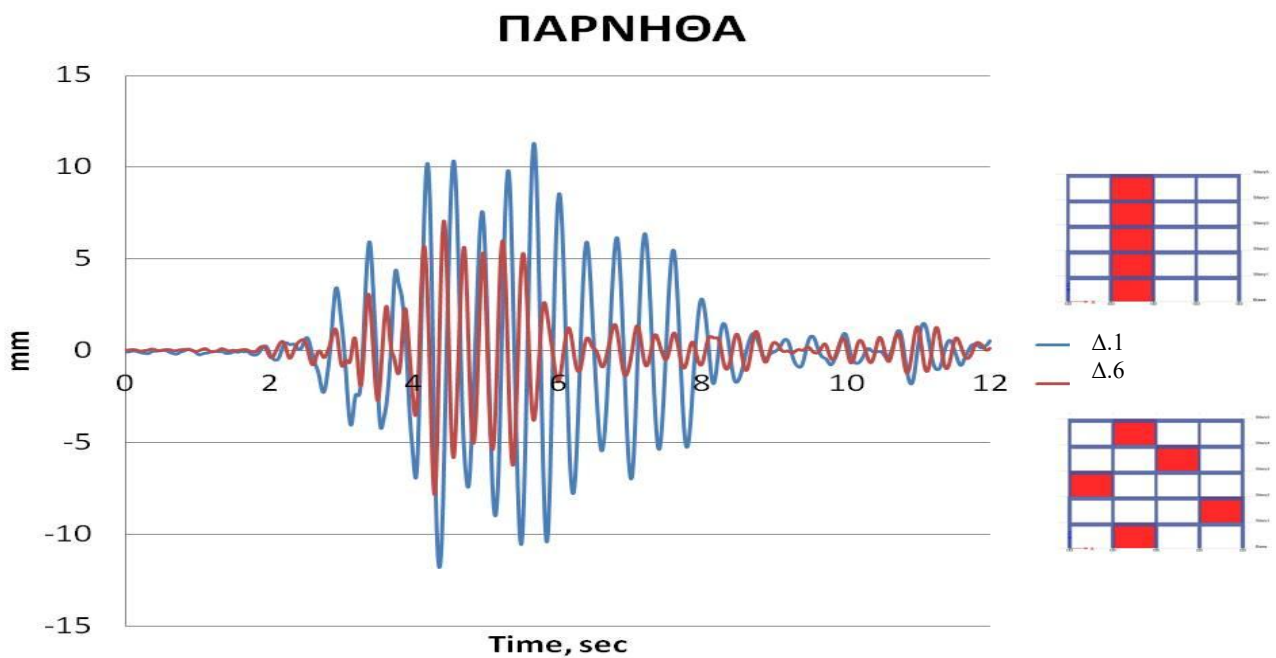
Σχήμα 4.24: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999).



Σχήμα 4.25: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999).



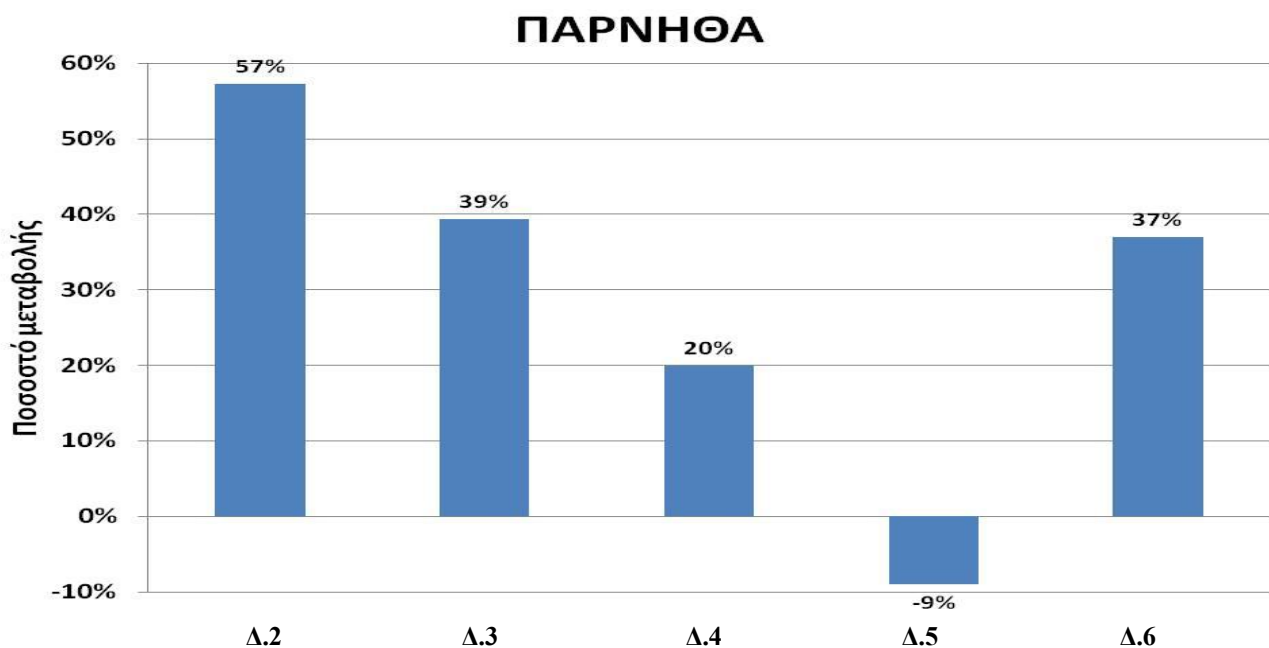
Σχήμα 4.26: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999).



Σχήμα 4.27: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999).

Πίνακας 4.4: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 | Δ.3 | Δ.4 | Δ.5 | Δ.6 |
|-------------------|-------|-------|-----|-------|-------|
| | % | % | % | % | % |
| Πάρνηθα | 57.26 | 39.38 | 20 | -8.94 | 37.43 |



Σχήμα 4.28: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό της Πάρνηθας (1999), για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

Στον Πίνακα 4.4 και στο Σχήμα 4.28 παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής στις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων σε σχέση με το κτίριο με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1) για τη σεισμική διέγερση της Πάρνηθας (1999). Οι παραπάνω τιμές των ποσοστών, αφορούν την μεταβολή των μετακινήσεων του κτιρίου (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

Από τα παραπάνω ποσοστά παρατηρούμε ότι:

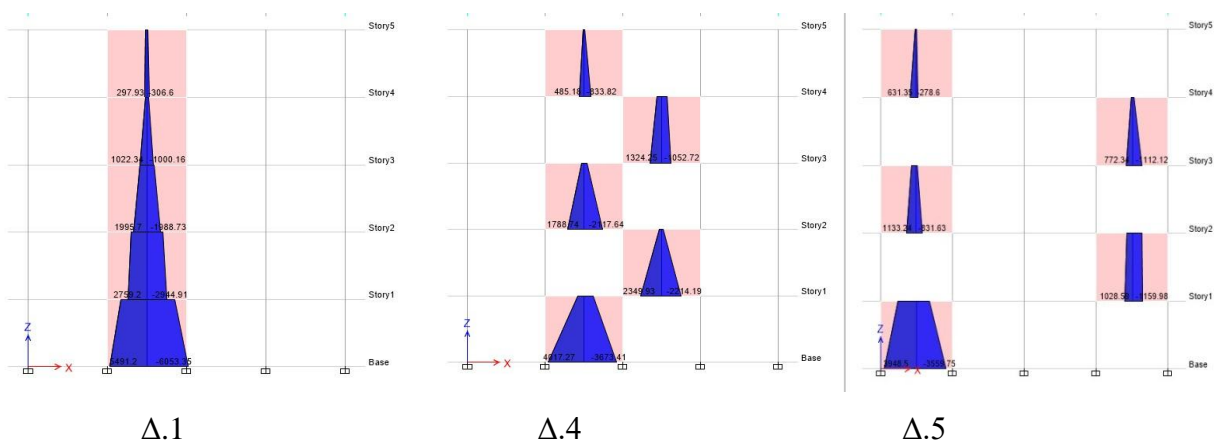
- ❖ Ως αποδοτικότερη μορφή μετάταξης εμφανίζεται η Δ.2 η οποία έχει μορφή διαγωνίου και μειώνει την μετακίνηση κατά 57.26%

- ❖ Σημαντική μείωση της μετακίνησης κατά 39.38% και 37.43% αντίστοιχα, παρατηρείται στις μετατάξεις Δ.3 και Δ.6 όπου στη μια τα τοιχώματα μετατάσσονται σε σχήμα διαγωνίου και στην άλλη είναι μετατεταγμένα σε τυχαίες θέσεις.
- ❖ Αύξηση της μετακίνησης σημειώνεται στην διάταξη Δ.5 όπου φτάνει το 8.94% σε σχέση με την διάταξη Δ.1.

Στο Σχήμα 4.29 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της σεισμικής διέγερσης της Πάρνηθας (1999).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα:

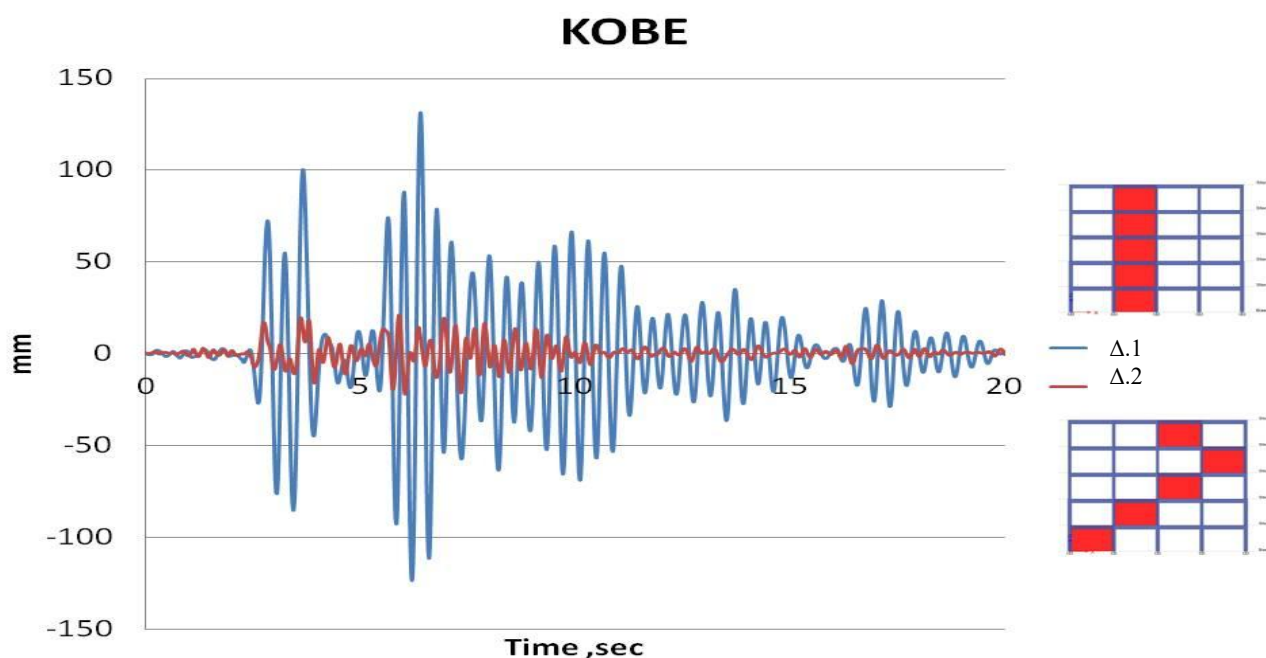
- ❖ Η ροπή στη βάση του τοιχώματος στο ισόγειο στη μετάταξη Δ.1 είναι αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με τις άλλες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές κατανέμονται ομοιόμορφα καθ' ύψος στις μετατεταγμένες διατάξεις, σε αντίθεση με το συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, το οποίο εμφανίζει υψηλές τιμές στη βάση του και σημαντικά χαμηλότερες στους επάνω ορόφους.



Σχήμα 4.29: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.4, Δ.5) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή της Πάρνηθας (1999).

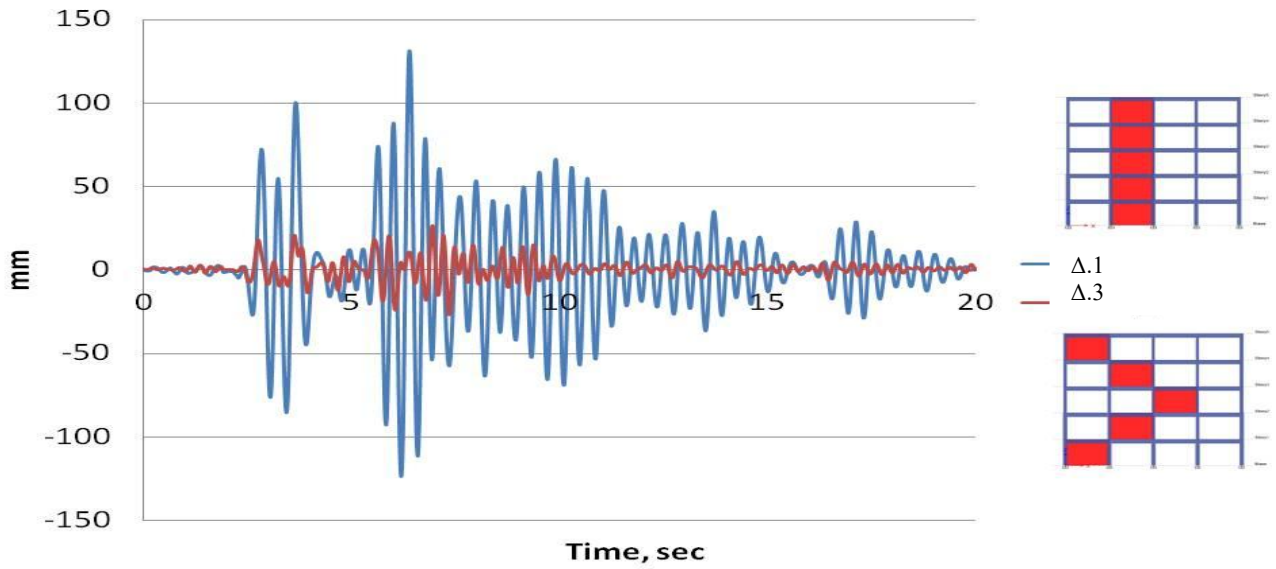
4.8. Αποτελέσματα σεισμού Kobe

Στα Σχήματα 4.30 έως 4.34 συγκρίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων της οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με τα συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$), καθώς και των υπόλοιπων εξεταζόμενων διατάξεων μετάταξης τοιχωμάτων για την σεισμική διέγερση Kobe (1995). Από τα αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου με μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή (Σχ. 4.30 και Σχ. 4.31) είναι αισθητά μικρότερες από τις μετακινήσεις οροφής του ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα. Ακόμη παρουσιάζεται σημαντική μείωση της μέγιστης μετακίνησης οροφής και στην περίπτωση της τυχαίας καθ' ύψος διάταξης (Σχ. 4.34).



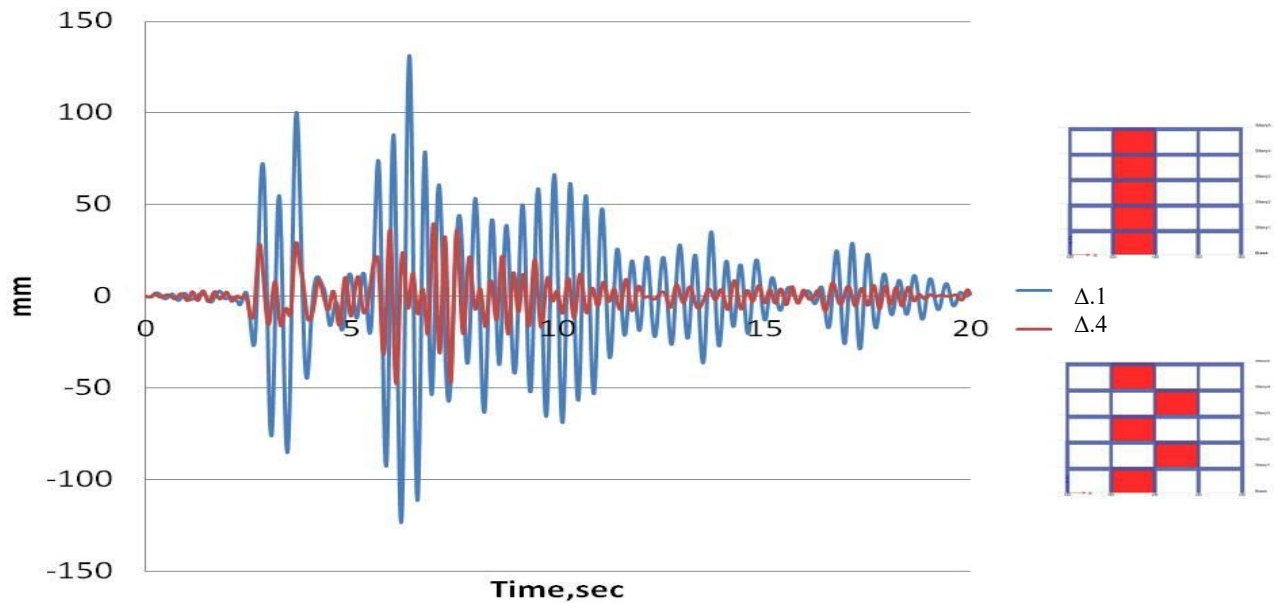
Σχήμα 4.30: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα ($\Delta.1$) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων $\Delta.2$ για τον σεισμό Kobe (1995).

ΚΟΒΕ

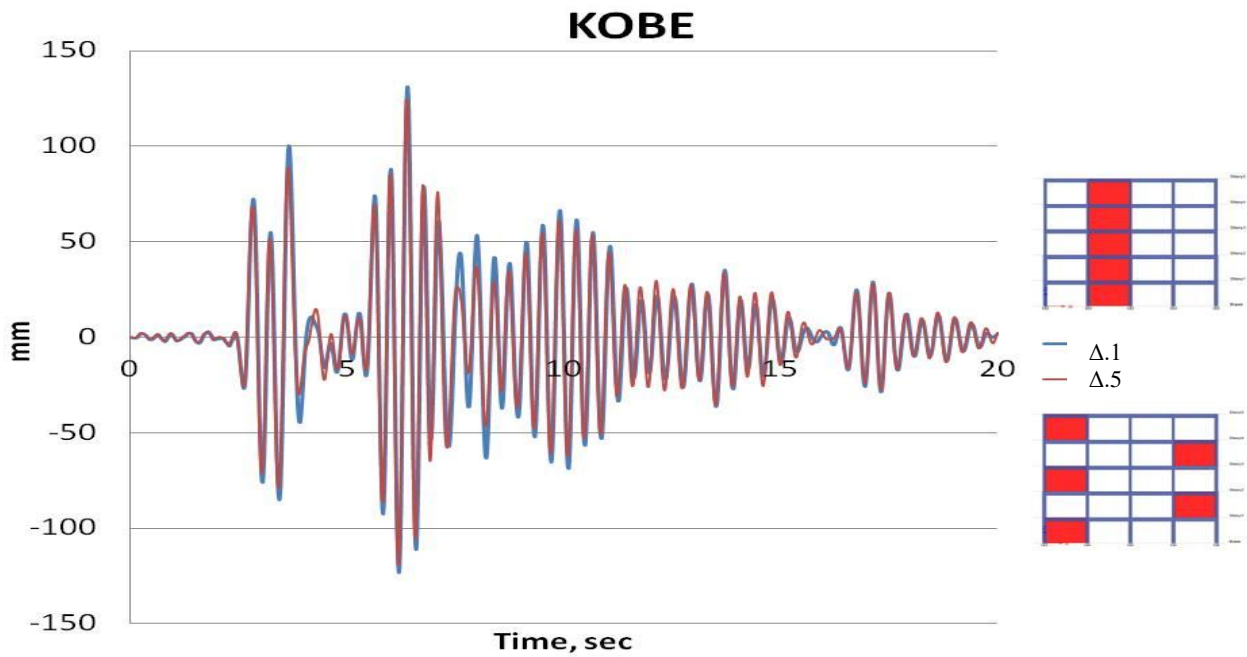


Σχήμα 4.31: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.3 για τον σεισμό Kobe (1995).

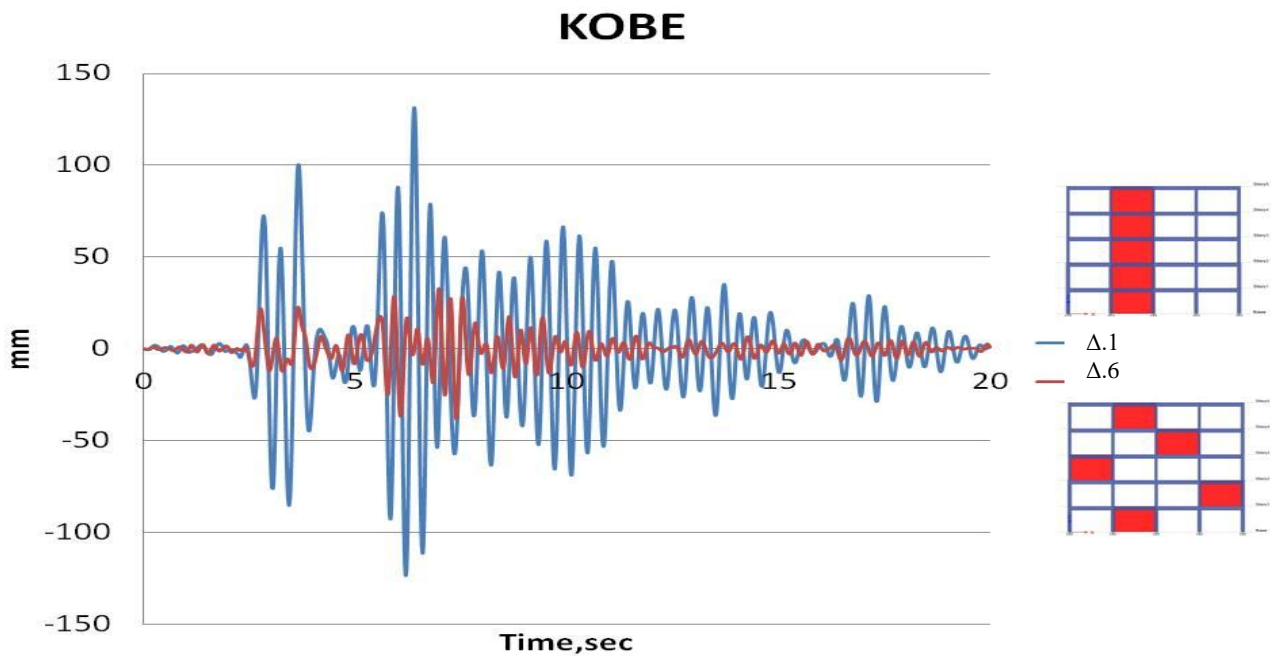
ΚΟΒΕ



Σχήμα 4.32: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.4 για τον σεισμό Kobe (1995).



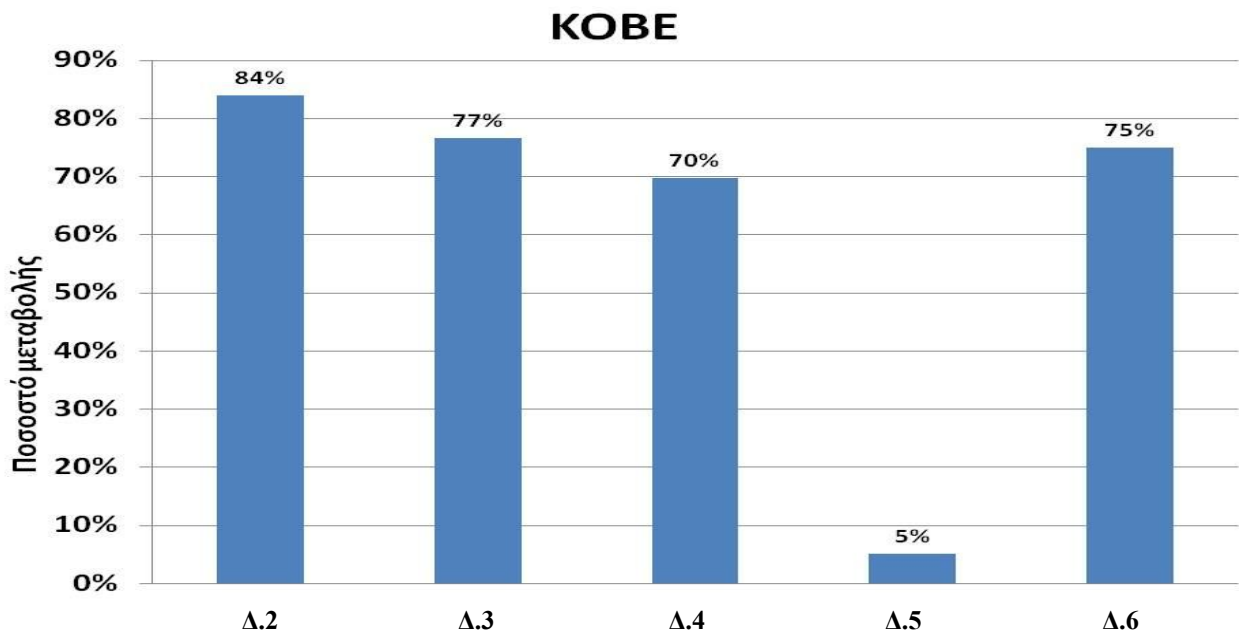
Σχήμα 4.33: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.5 για τον σεισμό Kobe (1995).



Σχήμα 4.34: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ενισχυμένου κτιρίου με συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα (Δ.1) και του κτιρίου με την διάταξη μετάταξης τοιχωμάτων Δ.6 για τον σεισμό Kobe (1995).

Πίνακας 4.5: Ποσοστό μεταβολής (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 | Δ.3 | Δ.4 | Δ.5 | Δ.6 |
|-------------------|-------|-------|-------|------|-------|
| | % | % | % | % | % |
| Kobe | 83.98 | 76.60 | 69.79 | 5.17 | 74.99 |



Σχήμα 4.35: Ποσοστό μεταβολής (%) μέγιστης μετακίνησης οροφής για τον σεισμό Kobe (1995) για τις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

Στον Πίνακα 4.5 και στο Σχήμα 4.35 παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής στις διάφορες περιπτώσεις μετάταξης των τοιχωμάτων σε σχέση με το κτίριο με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1) για τη σεισμική διέγερση Kobe (1995).

Οι θετικές τιμές του ποσοστού δείχνουν μείωση των μετακινήσεων του κτιρίου.

Από τα παραπάνω ποσοστά παρατηρούμε ότι:

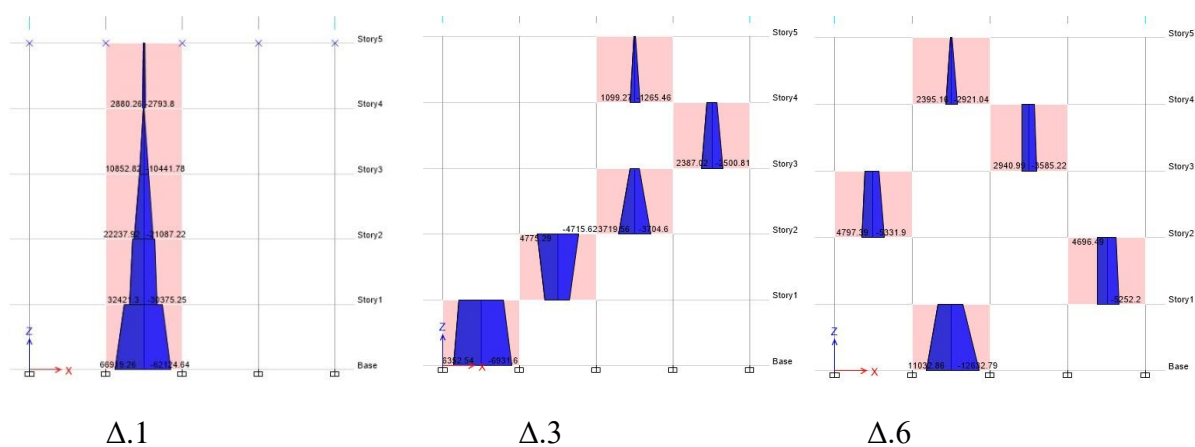
- ❖ Ως αποδοτικότερες μορφές μετάταξης εμφανίζονται οι Δ.2 και Δ.3, οι οποίες έχουν μορφή διαγωνίου και μειώνουν την μετακίνηση κατά 83.98% και 76.60% αντίστοιχα.

- ❖ Ως δυσμενέστερη μορφή μετάταξης εμφανίζεται η Δ.5 στην οποία τα τοιχώματα μετατάσσονται εναλλάξ στις δύο άκρες του πλαισίου. Η μετακίνηση στην περίπτωση αυτή αυξάνεται κατά 5.17% σε σχέση με την μετάταξη Δ.1.

Στο Σχήμα 4.36 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.2, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή Kobe (1995).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα:

- ❖ Η ροπή στη βάση του τοιχώματος στο ισόγειο στη μετάταξη Δ.1 είναι αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με τις άλλες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές κατανέμονται ομοιόμορφα καθ' ύψος στις μετατεταγμένες διατάξεις, σε αντίθεση με το συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα, το οποίο εμφανίζει υψηλές τιμές στη βάση του και σημαντικά χαμηλότερες στους πιο πάνω ορόφους.



Σχήμα 4.36: Μέγιστες τιμές ροπών στα τοιχώματα του ενισχυμένου πλαισίου με συνεχή τοιχώματα (Δ.1) και στα ενισχυμένα πλαίσια με δύο διαφορετικές μετατάξεις τοιχωμάτων (Δ.3, Δ.6) από τις δυναμικές αναλύσεις με την καταγραφή Kobe (1995).

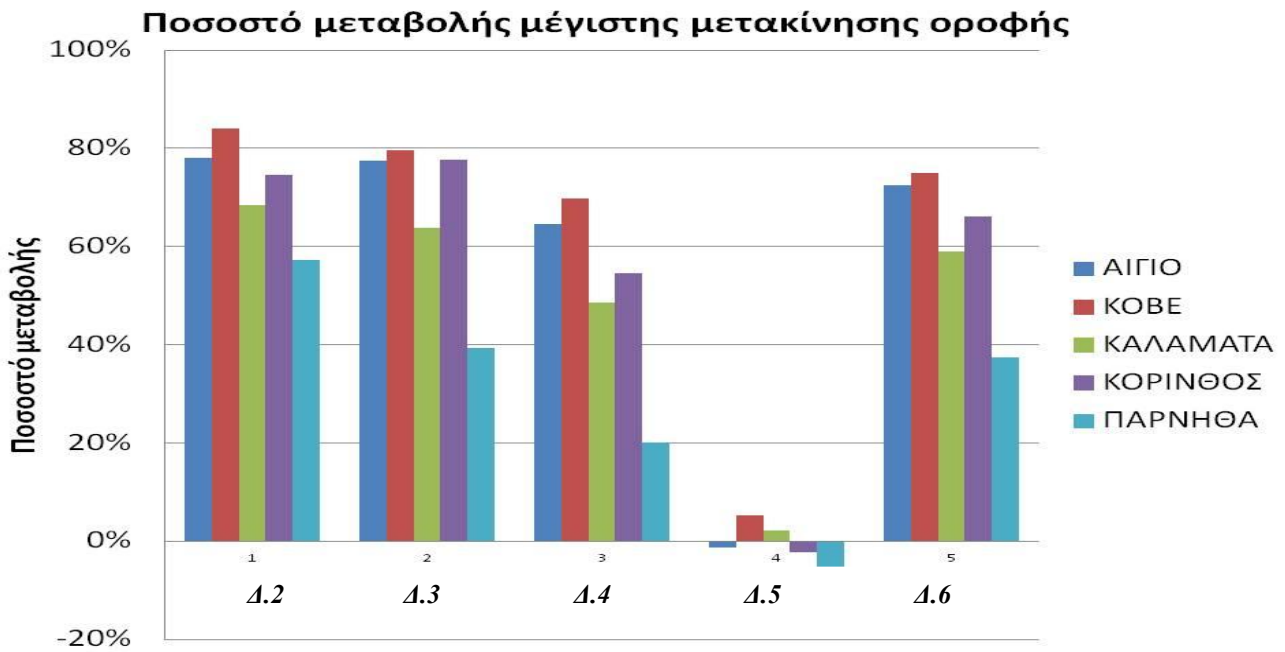
4.9. Σύγκριση αποτελεσμάτων

Από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας με τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις που πραγματοποιήθηκαν στο κτίριο με συνεχή διάταξη τοιχωμάτων και στα κτίρια με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων, προκύπτουν τα αποτελέσματα που φαίνονται στους παρακάτω Πίνακες και Σχήματα.

Αναλυτικότερα, παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων, σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων στον Πίνακα 4.6. και στο Σχήμα 4.37.

Πίνακας 4.6: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 % | Δ.3 % | Δ.4 % | Δ.5 % | Δ.6 % |
|------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Αίγιο | 78.06 | 77.47 | 64.62 | -1.31 | 72.40 |
| Καλαμάτα | 68.51 | 63.82 | 48.59 | 2.23 | 59.02 |
| Κόρινθος | 74.56 | 77.67 | 54.49 | -2.28 | 66.12 |
| Κοβε | 83.98 | 79.60 | 69.79 | 5.17 | 74.99 |
| Πάρνηθα | 57.26 | 39.38 | 20.00 | -8.94 | 37.43 |



Σχήμα 4.37: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης μετακίνησης οροφής του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της μετακίνησης).

Επίσης, παρουσιάζεται παρακάτω το ποσοστό μεταβολής της μέγιστης ροπής στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων στον Πίνακα 4.7. και στο Σχήμα 4.38

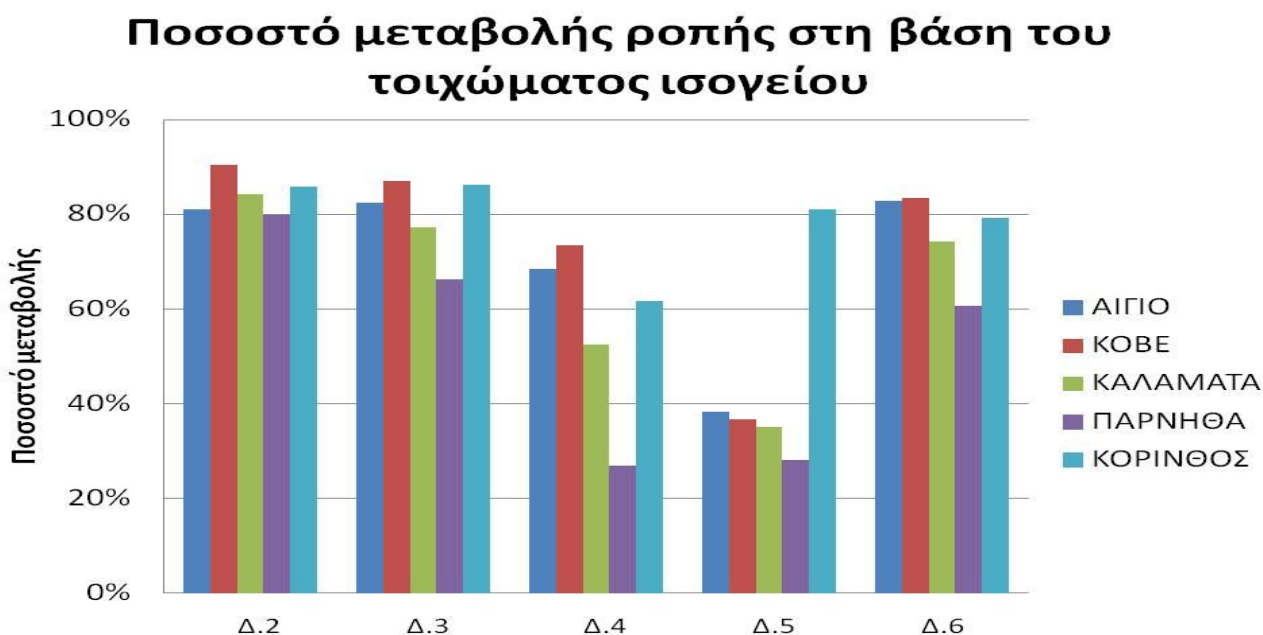
Τέλος, παρουσιάζεται το ποσοστό μεταβολής της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων στον Πίνακα 4.8. και στο Σχήμα 4.39.

Από τα στοιχεία αυτά προκύπτει ότι:

- ❖ Οι ροπές στη βάση του τοιχώματος ισογείου μειώνονται σε όλες τις περιπτώσεις σε ποσοστό έως 90.51%.
- ❖ Αποδοτικότερες εμφανίζονται οι διατάξεις με μορφή διαγωνίου (Δ.2, Δ.3), όπου η μείωση της ροπής κυμαίνεται από 66.34% έως 90.51%.
- ❖ Οι τέμνουσες στη βάση του τοιχώματος του ισογείου παρουσιάζουν μειώσεις και αυξήσεις, οι οποίες εξαρτώνται από την διάταξη των τοιχωμάτων αλλά και από την σεισμική διέγερση. Οι διατάξεις με μορφή διαγωνίου παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες μειώσεις (38.16%), ωστόσο για κάποιες σεισμικές διεγέρσεις παρουσιάζεται αύξηση της τιμής έως 67.63%

Πίνακας 4.7: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης ροπής στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της ροπής)

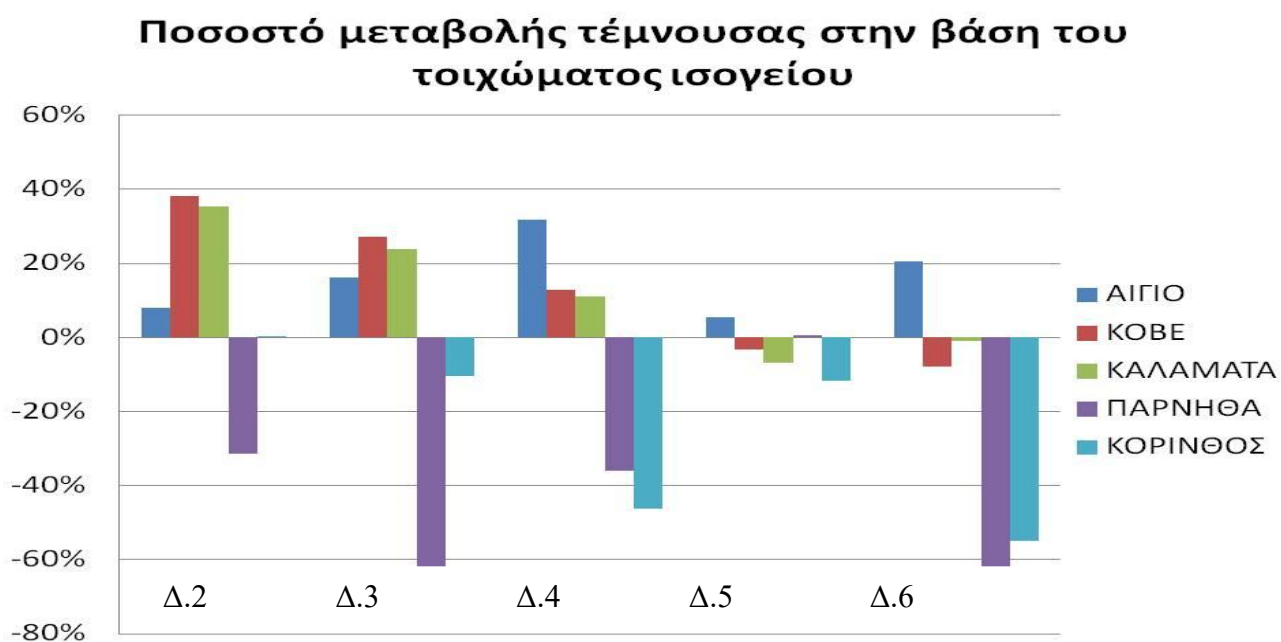
| Σεισμική διεγερση | Δ.2 % | Δ.3 % | Δ.4 % | Δ.5 % | Δ.6 % |
|-------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Αίγιο | 81.05 | 82.53 | 68.44 | 38.26 | 82.88 |
| Κοβε | 90.51 | 87.10 | 73.47 | 36.71 | 83.51 |
| Καλαμάτα | 84.24 | 77.35 | 52.57 | 35.11 | 74.32 |
| Πάρνηθα | 79.80 | 66.34 | 26.84 | 28.09 | 60.72 |
| Κόρινθος | 85.91 | 86.16 | 61.73 | 81.13 | 79.25 |



Σχήμα 4.38: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της μέγιστης ροπής στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της ροπής).

Πίνακας 4.8: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της τέμνουσας).

| Σεισμική διέγερση | Δ.2 % | Δ.3 % | Δ.4 % | Δ.5 % | Δ.6 % |
|-------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Αίγιο | 7.89 | 16.24 | 31.87 | 5.4 | 20.63 |
| Κοβε | 38.16 | 27.16 | 12.96 | -3.12 | 7.8 |
| Καλαμάτα | 35.42 | 23.83 | 11.14 | -6.76 | -0.89 |
| Πάρνηθα | -31.37 | -67.63 | -35.87 | 0.67 | -75.18 |
| Κόρινθος | 0.38 | -10.37 | -46.12 | -11.67 | -54.98 |



Σχήμα 4.39: Συνολική ποσοστιαία μεταβολή (%) της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος ισογείου του κτιρίου με διάφορες περιπτώσεις μετάταξης τοιχωμάτων σε σχέση με την συνεχή καθ' ύψος διάταξη τοιχωμάτων (Δ.1). (θετικές τιμές για μείωση της τέμνουσας).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα

Μια από τις αποτελεσματικότερες μεθόδους ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων είναι η εμφάνιση πλαισίων με προσθήκη νέων τοιχωμάτων. Δεδομένου ότι η τοποθέτηση συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων παρουσιάζει δυσκολίες τόσο από κατασκευαστικής όσο και από αρχιτεκτονικής πλευράς, μια εναλλακτική λύση ενίσχυσης αποτελούν οι μετατεταγμένοι κατακόρυφοι δίσκοι, δηλαδή η τοποθέτηση μη συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων.

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε συγκριτικά η αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης της συνεχούς καθ' ύψος διάταξης τοιχωμάτων και της μετατεταγμένης διάταξης. Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με πέντε σεισμικές διεγέρσεις από τις οποίες προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

- ❖ Στις περισσότερες περιπτώσεις οι μετακινήσεις στις μετατεταγμένες διατάξεις είναι μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες της συνεχούς διάταξης. Η ποσοστιαία μείωση εξαρτάται φυσικά σε σημαντικό βαθμό τόσο από την σεισμική διέγερση αλλά και από την διάταξη των δίσκων. Πιο συγκεκριμένα, η μετάταξη των τοιχωμάτων σε διαγώνια μορφή εμφανίζει την πιο βελτιωμένη συμπεριφορά ενώ η μετάταξη των τοιχωμάτων στα άκρα, εναλλάξ ανά στάθμη, χειροτερεύει την συμπεριφορά του κτιρίου τόσο σε σχέση με την αρχική κατάσταση όσο και σε σχέση με τις διάφορες μετατάξεις.
- ❖ Οι ροπές στη βάση των τοιχωμάτων στα ενισχυμένα πλαίσια με τοιχώματα σε μετατεταγμένες διατάξεις, είναι πολύ μικρότερες σε σχέση με τις ροπές του συνεχούς καθ' ύψος τοιχώματος. Επίσης, οι ροπές στις μετατεταγμένες διατάξεις κατανέμονται ομοιόμορφα ανά όροφο, ενώ στο συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα οι ροπές είναι αρκετά μεγάλες στην βάση και αισθητά μειωμένες στους επάνω ορόφους.

Είναι απαραίτητο να σημειωθεί ότι για να επιβεβαιωθούν τα παραπάνω συμπεράσματα είναι επιθυμητό να εφαρμόζονται ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και να γίνουν αναλύσεις με περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις και σε επιπλέον διατάξεις μετάταξης των τοιχωμάτων.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Αντωνόπουλος Θ. (2008), « Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με pilotis και πρακτικές προτάσεις βελτίωσής της» , Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

Διαμαντόπουλος Α. (2009), « Ενίσχυση κατασκευής ως σύνολο με τη μέθοδο των μεταταγμένων κατακόρυφων δίσκων» . Πρακτικά 15ου Φοιτητικού Συνεδρίου: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα.

Δούκα Μ., Κουτρής Β. (2016), «Διερεύνηση της αλληλεπίδρασης παρακείμενων κατασκευών Ω.Σ.», Πτυχιακή Εργασία, Ανώτατο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Πειραιάς.

Δρίτσος Σ.(2005), Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Γ' έκδοση, Πάτρα.

Ζαμπογιάννης Α.(2016), «Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων ενισχυμένων μέσω μεταταγμένων κατακόρυφων δίσκων», Διπλωματική Εργασία, ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ., Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.

Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών. Ερευνητικό και Τεχνολογικό Ινστιτούτο <http://www.itsak.gr>

ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013), Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και προστασίας, 1^η Αναθεώρηση, ΦΕΚ2187/05.09.2013.

Καματερή Δ. (2012), «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα και οι τρόποι ενίσχυσής τους», Πτυχιακή Εργασία, Ανώτατο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Αθήνα.

Κάππος (2009), Σεμινάριο ΤΕΕ: Ανάλυση κτιρίου πριν και μετά την επέμβαση, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ. http://library.tee.gr/digital/m2472/m2472_kappos.pdf

Κοσμόπουλος Α. [2005], «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα.

Λίτσος Θ. (2012), «Αναλυτική διερεύνηση της ενίσχυσης υφιστάμενου πλαισίου Ω/Σ με εμφαντούμενα τοιχώματα», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.

Μπάμπουκας Ε.Ν., Μορφίδης Κ.Ε. και Αβραμίδης Ι.Ε. (2008), « Εφαρμογή της μεθόδου των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων για την ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων με ανεπαρκή αντισεισμική μορφολογία». Πρακτικά 3^{ου} Πανελληνίου Συνεδρίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα.

Ρεπαπής Κ. (2007), Διδακτορική Διατριβή: «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Ωπλισμένου, Σκυροδέματος, Αθήνα

Στρεπέλιας Η. (2012), Διδακτορική διατριβή: «Ενίσχυση υφιστάμενων πλαισιακών κατασκευών με εμφάντωση από ω/σ – πειραματική και αναλυτική διερεύνηση» Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα.

ETABS (2015), User's Guide, Computers and Structures, Inc. (CSI), Berkeley, California, USA.