

---

**ΑΝΩΤΑΤΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ**

**ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ**

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε**



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ  
ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:**

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΜΕ**  
**ΧΡΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ**

**ΦΟΙΤΗΤΕΣ:**

**ΔΕΛΗΓΙΑΝΝΗ ΜΑΡΙΑ – ΧΡΥΣΟΥΛΑ (Α.Μ: 43471)**

**ΠΡΑΝΤΖΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ (Α.Μ: 41742)**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:**

**ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

**ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2017**

## ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Αεθνησίμω Μαρία Χριστίδη του Χρίστου 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 Ίδρυμα 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 ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

13/10/2017

## ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η.....Πρόντζας Δημήτριος....., του  
.....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 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

13/10/17

---

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Στην πτυχιακή μας εργασία θα εξετάσουμε τη συμπεριφορά ενός κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση κατά την εφαρμογή τριών διαφορετικών σεισμών με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS. Οι λόγοι που επιλέχθηκε το συγκεκριμένο θέμα είναι η καλύτερη κατανόηση του τρόπου λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης, τα πλεονεκτήματα και η χρησιμότητά της καθώς και η βελτιωμένη συμπεριφορά που μπορεί να παρουσιάσει μια υφιστάμενη κατασκευή υπό την εφαρμογή της.

Το ενδιαφέρον μας γι' αυτό το αντικείμενο μας έκανε να ασχοληθούμε και να μελετήσουμε τη συγκεκριμένη περίπτωση. Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον καθηγητή μας κ. Κων/νο Ρεπαπή, χωρίς την πολύτιμη βοήθεια και κατανόηση του οποίου δε θα είχε ολοκληρωθεί η εργασία. Η έρευνά μας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια υλικού από τη βιβλιοθήκη του ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ. και του διαδικτύου.

---

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>Κεφάλαιο 1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	<b>6</b>
1.1.	Γενικά στοιχεία	7
1.2.	Δυναμική συμπεριφορά κατασκευής	9
<b>Κεφάλαιο 2</b>	<b>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ</b>	<b>11</b>
2.1.	Γενικά στοιχεία	12
2.2.	Στόχος της σεισμικής μόνωσης	13
2.3.	Περιγραφή διαδικασίας εφαρμογής σεισμικής μόνωσης	15
2.4.	Προϋποθέσεις εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια	20
2.5.	Τρόπος δράσης σεισμικής μόνωσης	21
2.6.	Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης	23
2.7.	Κατασκευαστικές απαιτήσεις συστημάτων σεισμικής μόνωσης	24
2.8.	Σύγχρονοι κανονισμοί για τη σεισμική μόνωση κατασκευών	28
<b>Κεφάλαιο 3</b>	<b>ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΟΝΩΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ</b>	<b>29</b>
3.1.	Γενικά Στοιχεία	30
3.2.	Σχεδιασμός και ανάλυση ελαστομεταλλικών εφεδράνων	31
3.3.	Έλεγχοι ασφαλείας ελαστομεταλλικών εφεδράνων	36
3.3.1.	Έλεγχος για φορτία λειτουργίας	36
3.3.2.	Έλεγχος για σεισμικά φορτία σχεδιασμού	36
3.3.3.	Έλεγχος για σεισμικά φορτία μέγιστου αναμενόμενου σεισμού	36
3.3.4.	Σχεδιασμός τελικών μεταλλικών πλακών του εφεδράνου	37
3.4.	Ελαστομερή εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (ELB)	39
3.5.	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR)	41
3.5.1.	Γενικά Στοιχεία	41
3.5.2.	Σχεδιασμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων	43

3.6.	Εφέδρανα Τριβής – Ολίσθησης.....	46
3.6.1.	Γενικά στοιχεία.....	46
3.6.2.	Τρόπος λειτουργίας συστημάτων Τριβής – Ολίσθησης.....	48
3.6.3.	Συστήματα τριβής FPS.....	51
3.6.4.	Μηχανικά χαρακτηριστικά FPS.....	53
3.6.5.	Σχεδιασμός εφέδρανου τύπου FPS.....	55
3.7.	Συστήματα με ελατήρια.....	59
3.7.1.	Γενικά Στοιχεία.....	59
3.7.2.	Συστήματα GERB.....	59
3.8.	Πλευρικά συστήματα.....	60
3.9.	Συστήματα μόνωσης κυλινδρικών πασσάλων.....	62
3.10.	Εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου.....	65
3.10.1.	Γενικά στοιχεία.....	65
3.10.2.	Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνων με πυρήνα μόλυβδου.....	67
3.10.3.	Σχεδιασμός εφεδράνων LR.....	67

#### Κεφάλαιο 4 ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....70

4.1.	Υφιστάμενο Κτίριο.....	71
4.2.	Σεισμός Καλαμάτας 1986.....	73
4.2.1.	Μετατοπίσεις ορόφων.....	74
4.2.2.	Επιταχύνσεις 5 <sup>ου</sup> ορόφου.....	81
4.2.3.	Ροπές υποστυλωμάτων.....	82
4.2.4.	Τέμνουσες υποστυλωμάτων.....	85
4.3.	Σεισμός Ιαπωνίας KOBE 1995.....	88
4.3.1.	Μετατοπίσεις ορόφων.....	88
4.3.2.	Επιταχύνσεις 5 <sup>ου</sup> ορόφου.....	95
4.3.3.	Ροπές υποστυλωμάτων.....	96
4.3.4.	Τέμνουσες υποστυλωμάτων.....	98
4.4.	Σεισμός Αθήνας 1999.....	100
4.4.1.	Μετατοπίσεις ορόφων.....	100

---

4.4.2.	Επιταχύνσεις 5 <sup>ου</sup> ορόφου.....	106
4.4.3.	Ροπές υποστυλωμάτων.....	108
4.4.4.	Τέμνουσες υποστυλωμάτων.....	110
Κεφάλαιο 5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		112
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		114

---

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

---

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

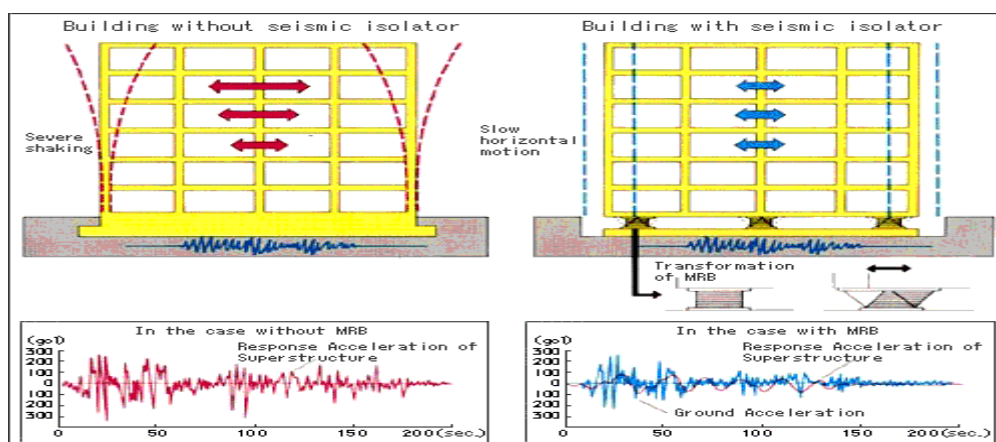
---



## 1.1. Γενικά Στοιχεία

Η σεισμική μόνωση είναι μια μέθοδος οικοδόμησης, στην οποία ανάμεσα στην κατασκευή και το έδαφος τοποθετείται ένα σύστημα απομόνωσης για να περιορίσει τη μετάδοση των δονήσεων κατά την διάρκεια του σεισμού.

Οι σεισμικοί μονωτήρες είναι συγκεκριμένες συσκευές στους οποίους τοποθετείται πάνω ολόκληρη η κατασκευή και έχουν την ιδιότητα να μην μεταδίδουν τις οριζόντιες ταλαντώσεις τις εδαφικής κίνησης και ταυτοχρόνως να δίνουν και μια οριζόντια ευκαμψία. Οι σεισμικοί μονωτήρες έχουν τη δυνατότητα απόσβεσης μεγάλου ποσοστού της σεισμικής ενέργειας με ταυτόχρονη αύξηση της μετατόπισης. Μέσα σε συγκεκριμένα επιθυμητά όρια.



**Σχήμα 1.1:** Παραμόρφωση φορέα : α) συμβατικού, β) σεισμικά μονωμένου. (Bridgestone, 2014)

Μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή πλεονεκτεί έναντι μιας συμβατικής επειδή παρουσιάζει:

1. Αποτροπή της γέννησης βλαβών στον φέροντα οργανισμό του έργου
2. Δραστική μείωση τη διέγερσης της ανωδομής.
3. Περιορισμό των ζημιών στα μη-φέροντα δομικά στοιχεία.
4. Αυξημένη ασφάλεια σε κατάρρευση.
5. Εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς ακόμα και σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών.
6. Παροχή της συνεχούς λειτουργίας του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής.
7. Περιορισμό των ζημιών στα περιεχόμενα του κτιρίου (π.χ. οικοσκευές).

Η σύγχρονη τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης έχει την δυνατότητα να επιτυγχάνει πενταπλάσια έως και δεκαπλάσια μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που

αναπτύσσονται στην κατασκευή στη περίπτωση ισχυρής σεισμικής δόνησης. Μια τέτοια σημαντική μείωση αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρό ή σε ελάχιστη περίπτωση στην ύπαρξη βλαβών. Η μείωση της σεισμικής απαίτησης επιτυγχάνεται με αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών.

Με την αύξηση της τιμής της περιόδου επιτυγχάνεται μείωση στην επιτάχυνση και των δυνάμεων κατά ένα σημαντικό ποσοστό, αυξάνονται όμως συγχρόνως οι μετακινήσεις, το οποίο δεν θέλουμε.

Για να αντιμετωπιστεί αυτό τοποθετείται απόσβεση η οποία αντιστέκεται στην κίνηση και τείνει να επαναφέρει το σύστημα στην ηρεμία. Στα μονωμένα συστήματα η απόσβεση είναι είτε ιξώδους μορφής είτε υστερητικής. Η τελευταία μετατρέπεται σε ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση κατά την ανάλυση και για δεδομένη μετακίνηση  $\Delta$  μπορεί προσεγγιστικά να υπολογιστεί από τη σχέση :

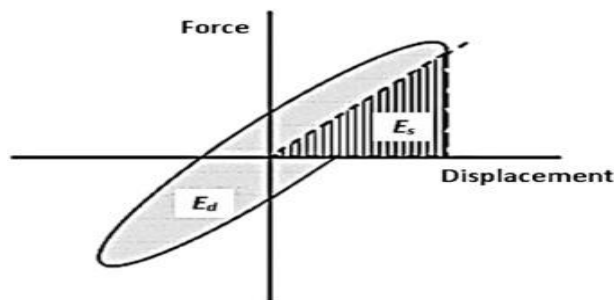
$$\beta = \frac{A_h}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{4 Q (D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (1)$$

όπου:

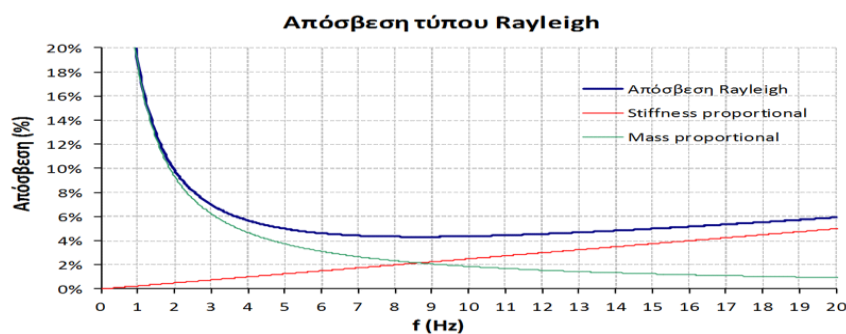
$A_h$  : εμβαδόν του βρόχου δύναμης- μετατόπισης του σεισμικού μονωτήρα

$K_{eff}$  : ισοδύναμη ακαμψία στη δεδομένη μετακίνηση

Ο παρονομαστής δηλώνει την ενέργεια λόγω παραμόρφωσης.



Σχήμα 1.2: Ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση (Osama Youssf, 2015)



Σχήμα 1.3: Σχέση απόσβεσης-μετακίνησης (Κίρτας και Παναγόπουλος, 2015)

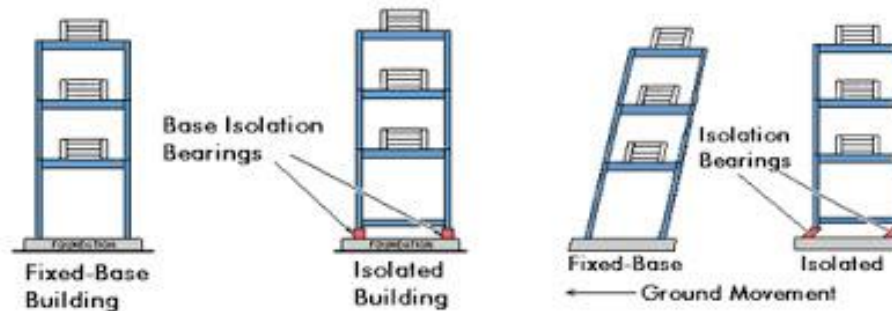
---

Με βάση τα δύο παραπάνω διαγράμματα η αυξημένη απόσβεση μειώνει τις επιταχύνσεις μόνο στις πρώτες ιδιομορφές. Στην περιοχή των υψηλότερων ιδιοσυχνοτήτων οι επιταχύνσεις και οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων αυξάνονται καθώς μεγαλώνει η απόσβεση έτσι πρέπει να γίνεται λογική η χρήση της απόσβεσης ή της χρήσης αποσβεστήρων, ιδιαίτερα στα πολυώροφα κτίρια.

---

## 1.2. Δυναμική Συμπεριφορά Κατασκευής

Λόγω της σεισμικής μόνωσης, η δυναμική συμπεριφορά μεταβάλλεται ολότελα. Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι αυτές που παραμορφώνουν την κατασκευή. Οι δυνάμεις αυτές προκαλούνται από την ταλάντωση της κατασκευής.



**Σχήμα 1.4:** Συγκριτική συμπεριφορά μονωμένης κατασκευής και μη, κατά την διάρκεια σεισμικής δόνησης (*Thapa, 2015*)

Κατά μεγάλο ποσοστό, οι μετατοπίσεις σε μία κατασκευή γίνονται στο επίπεδο που βρίσκονται οι σεισμικοί μονωτήρες. Η πρώτη ιδιόμορφη είναι ορθογώνια. Εν αντιθέσει οι ανώτερες ιδιόμορφες σχετίζονται με την παραμόρφωση της κατασκευής και των μονωτήρων. Οι μετατοπίσεις και οι χαμηλές επιταχύνσεις κατανέμονται ορθογώνια ανάλογα με το ύψος τους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, οι αδρανειακές δυνάμεις της έντασης και της παραμόρφωσης να μειώνονται.

---

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

---

### ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

---

---

## **2.1. Γενικά Στοιχεία**

Κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής σε σεισμογενή περιοχή, ένας σοβαρός προβληματισμός που χρήζει επίλυσης είναι η περισσότερη δυνατή ελαχιστοποίηση των αδρανειακών δυνάμεων που δέχεται η εν λόγω κατασκευή. Ως εκ τούτου, αρχικά οδηγεί στην αξιοποίηση της πλάστιμης συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού για την απόσβεση της σεισμικής ενέργειας, εμφανές μειονέκτημα της οποίας είναι η παρουσίαση βλαβών στην κατασκευή τόσο σοβαρών ώστε να καταστεί απαραίτητη ακόμη και η κατεδάφιση του κτιρίου.

Η ανάγκη κατασκευής ενός κτιρίου επαρκούς σε αντισεισμική προστασία τοποθετεί στο επίκεντρο το δίλημμα ελαχιστοποίησης των σχετικών μετακινήσεων ορόφων με παράλληλη μείωση των επιταχύνσεων που θα δεχθούν τα απαραμόρφωτα διαφράγματα των ορόφων. Το εν λόγω δίλημμα ικανοποιείται με την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, οδηγώντας βέβαια αναπόφευκτα σε μικρότερες ιδιοπεριόδους και σε αύξηση της επιτάχυνσης που υποβάλλει την ανωδομή σε αυξημένες σεισμικές δυνάμεις. Ακόμη, οι σχετικές επιταχύνσεις των ορόφων μειώνονται με τη δημιουργία μιας πιο εύκαμπτης σαφώς κατασκευής, η οποία όμως συνδέεται με μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις ορόφων.

Μια άλλη προσέγγιση του εν λόγω προβλήματος, είναι η σχεδίαση ενός συστήματος διαχωρισμού της ανωδομής από τη θεμελίωση, όπου σημαντικό ρόλο παίζουν τα εφέδρανα με ελαστοπλαστική απόκριση και τοποθετούνται ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή. Στη γενική τους μορφή λοιπόν, παρατηρείται ότι επιπονούμενα κυκλικά έδρανα απορροφούν και διαχέουν τη σεισμική ενέργεια με ελαστοπλαστικούς βρόχους. Παρόλα αυτά, ακόμη και αυτή η ανταγωνιστική προσέγγιση παρουσιάζει ορισμένα προβλήματα κατά την υλοποίησή της, μερικά από τα οποία είναι:

1. Η αντοχή των εφεδράνων σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις
2. Η δυνατότητα αντικατάστασής τους σε περίπτωση γήρανσης
3. Η πρόβλεψη ισχυρού διαφράγματος επάνω από τα εφέδρανα κ.ο.κ.

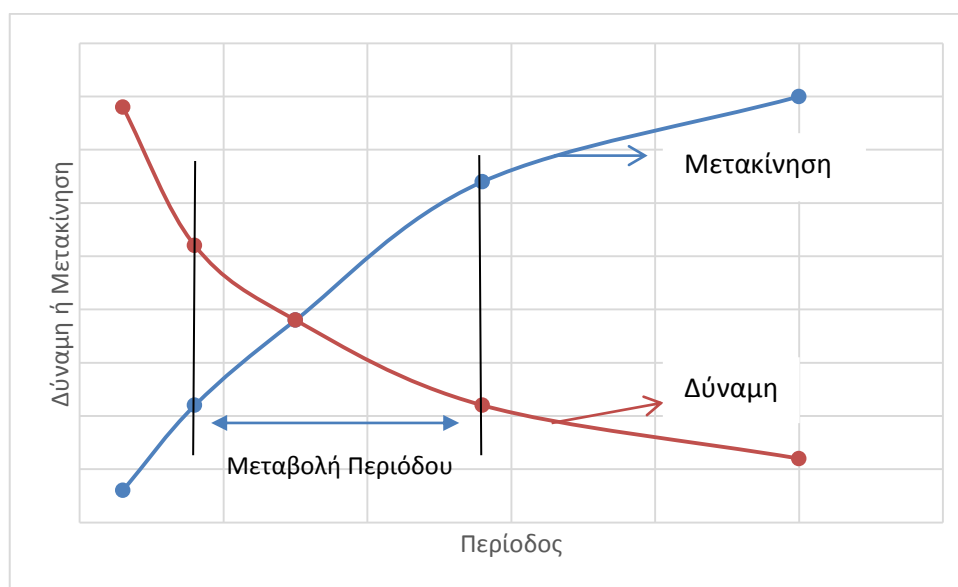
## 2.2. Στόχος της Σεισμικής Μόνωσης

Ως γνωστόν, ο σεισμός ευθύνεται για την πρόκληση δυνάμεων αδράνειας οι οποίες είναι ανάλογες της μάζας του κτιρίου και των επιταχύνσεων του σεισμού. Έτσι, λοιπόν, για αυξημένες εδαφικές επιταχύνσεις, η αντοχή του κτιρίου επιβάλλεται να αυξηθεί ώστε τελικά να μην καταστραφεί το κτίριο. Με βάση αυτό, οι περισσότεροι κανονισμοί προτείνουν την αξιοποίηση της πλαστιμότητας, η οποία επιτρέπει στα κατασκευαστικά στοιχεία να παραμορφωθούν πέρα από το ελαστικό όριο με ελεγχόμενο τρόπο.

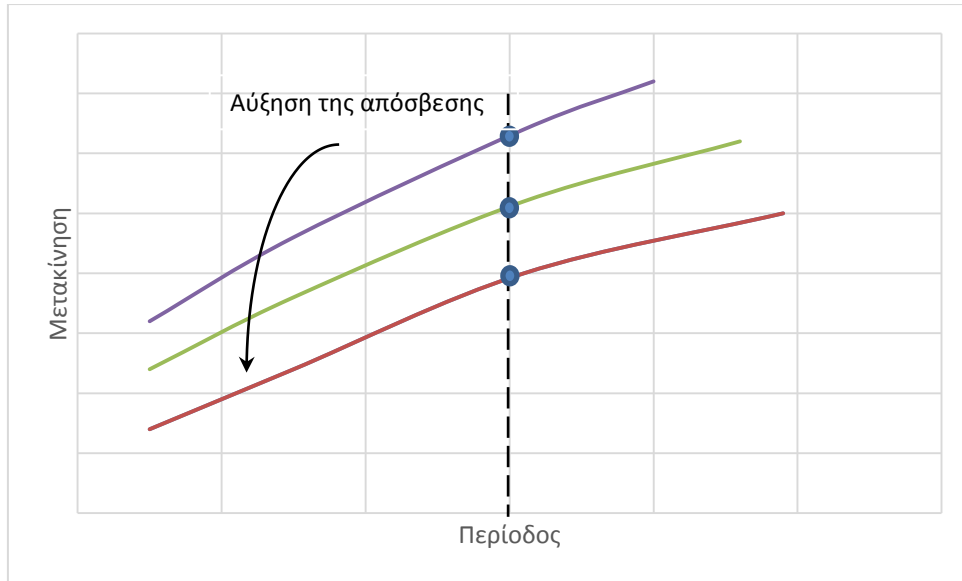
Στόχος λοιπόν, της σεισμικής μόνωσης είναι η μειωμένη απαίτηση και όχι η αύξηση της αντοχής μιας κατασκευής. Με την τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνονται δύο πράγματα:

1. Η μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή, σε κατάσταση ισχυρής σεισμικής δόνησης.
2. Η μείωση της σεισμικής απαίτησης με αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών χάρη στα εφέδρανα.

Η κίνηση του κτιρίου είναι σαφώς πολύ πιο αργή συγκριτικά με τα διαδεδομένα σεισμικά κύματα και ως αποτέλεσμα μειώνεται η πιθανότητα συντονισμού που μπορεί να συμβάλει σε μεγάλες μετακινήσεις καθώς και σε πιθανή κατάρρευση. Στα παρακάτω διαγράμματα παρατηρείται πως αλληλεπιδρούν η μετακίνηση και η δύναμη με την ιδιοπερίοδο.



**Σχήμα 2.1 :** Η αύξηση της ιδιοπεριόδου προκαλεί αύξηση της μετακίνησης και μείωση των δυνάμεων (Γραβάλας, 2007)



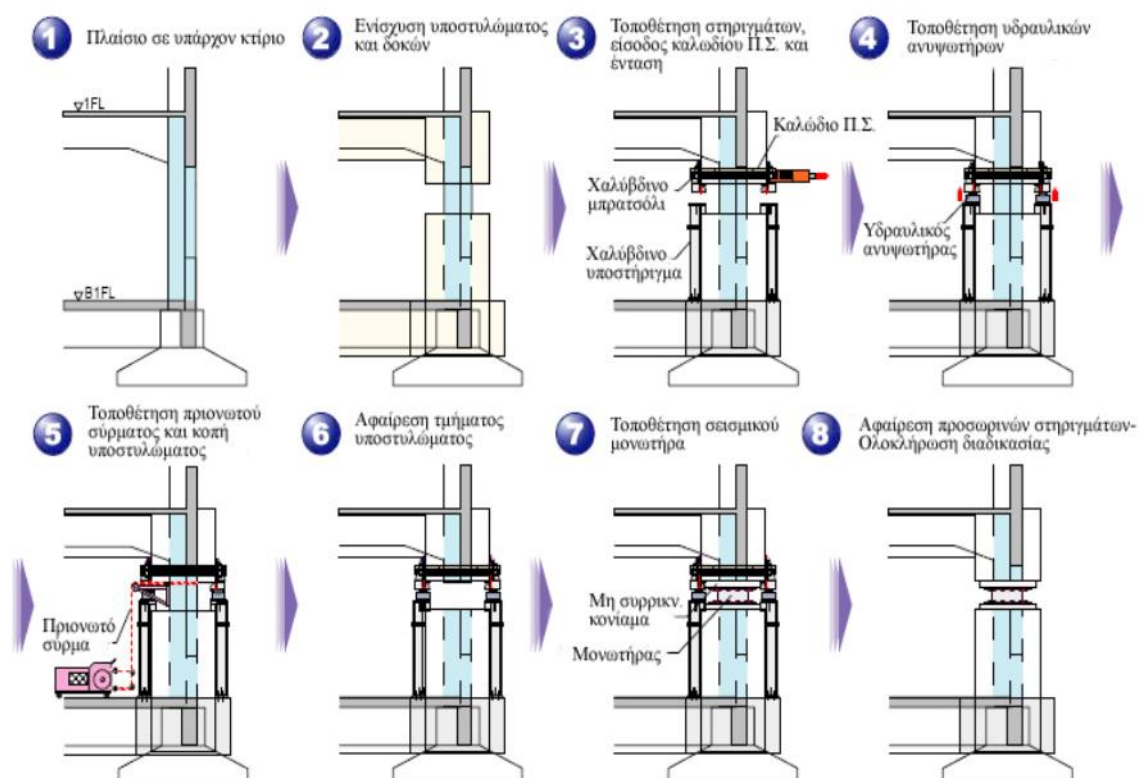
**Σχήμα 2.2 :** Απεικόνιση της μειωμένης μετακίνησης όσο αυξάνεται η απόσβεση στην κατασκευή. (Γραβαλάς, 2007)

Άξιο αναφοράς, είναι το γεγονός πως ενώ κατά το σχεδιασμό των κατασκευών οι επιταχύνσεις και οι μετατοπίσεις έχουν σημαντικό ρόλο, τελικώς η ταχύτητα είναι αυτή που συμβάλλει σημαντικά ως στοιχείο και δίνει μια ξεκάθαρη εικόνα για τα αποτελέσματα της σεισμικής μόνωσης. (Γραβαλάς, 2007)



### 2.3. Περιγραφή Διαδικασίας Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης

Για να ξεκινήσει η διαδικασία εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης σε ένα υφιστάμενο κτίριο πρέπει να αποφασιστεί αρχικά, βάσει των υπάρχουσών συνθηκών, το καταλληλότερο επίπεδο τοποθέτησης. Παρατηρείται ότι η βασική διαδικασία είναι ίδια παρόλο που υπάρχουν διαφοροποιήσεις σχετικά με το κτίριο, την τεχνογνωσία, τον διαθέσιμο εξοπλισμό και πόρους. Το πρώτο βήμα είναι η ενίσχυση των δοκών και των υποστυλωμάτων στο σημείο το οποίο έχει οριστεί ως επίπεδο μόνωσης. Αν το σημείο αυτό βρίσκεται στη βάση του κτιρίου τότε ενδέχεται να τεθεί υπό ενίσχυση και το εν λόγω θεμέλιο. Η διαδικασία έχει ως εξής: τοποθέτηση στηριγμάτων γύρω από τα υποστυλώματα που θα ενισχυθούν, προκειμένου να παραλάβουν τα φορτία του – και στη συνέχεια δημιουργία χώρου για το μονωτήρα με την αφαίρεση ενός μέρους του υποστυλώματος. Αφού λοιπόν, τοποθετηθεί ο μονωτήρας γίνεται και η ασφαλής ενσωμάτωσή του με τα φέροντα στοιχεία. Η διαδικασία ολοκληρώνεται με την αφαίρεση της προσωρινής στήριξης. Ακολούθως, παρουσιάζεται σε πλήρη απεικόνιση η διαδικασία που προαναφέρθηκε:



Σχήμα 2.3: Απεικόνιση διαδικασίας εφαρμογής σεισμικής ενίσχυσης (Παπανίκος, 2009)

---

Η καταλληλότητα του μονωτήρα εφεδράνου, έπειτα από αναλυτική μελέτη, εξαρτάται από:

- τα χαρακτηριστικά του κτιρίου
- τις απαιτήσεις απόδοσης
- το κατασκευαστικό κόστος
- τη μακροπρόθεσμη συντήρηση

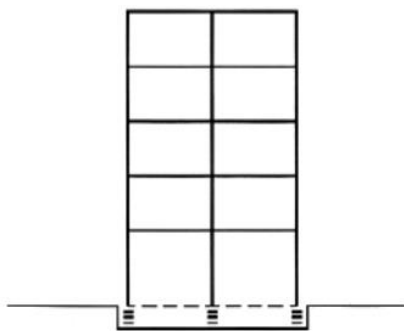
Υπάρχουν οι εξής τύποι εφεδράνων:

- Ελαστομεταλλικά
- Ολίσθησης

Το ελαστικό υλικό υπάρχει περίπτωση να διογκωθεί ή να σκληρύνει, οπότε είναι αναγκαία η σταδιακή μελέτη ώστε να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητά του. Αντιθέτως, τα εφέδρανα ολίσθησης δεν χρειάζονται συντήρηση παρόλο που κατά τη διάρκεια ισχυρών δονήσεων υπάρχει πιθανότητα να μετατοπιστούν στις άκρες των πλακών στήριξης. Η τοποθέτηση των μονωτήρων μπορεί να γίνει σε διάφορα επίπεδα:

- στη βάση του υπογείου
- στην κορυφή του υπογείου
- στη βάση του πρώτου ορόφου
- στην κορυφή του πρώτου ορόφου

Σημαντικό να σημειωθεί είναι το γεγονός ότι εξαιρείται η περίπτωση τοποθέτησης μόνωσης στο ανώτερο πάτωμα προκειμένου να προστεθεί όροφος. Αυτή, αποτελεί ειδική περίπτωση. Παρακάτω απεικονίζονται αναλυτικά οι τέσσερις προαναφερθείσες περιπτώσεις:



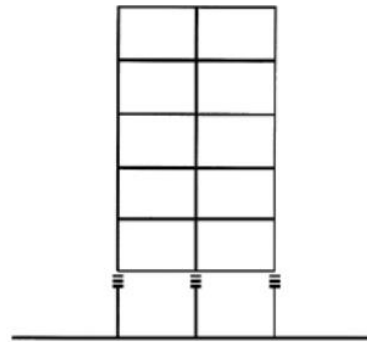
**Βάση πρώτου πατώματος**

Πλεονεκτήματα:

- Ελάχιστο πρόσθετο κατασκευαστικό κόστος
- Διαχωρισμός στο επίπεδο της μόνωσης εύκολος
- Η βάση των υποστυλωμάτων μπορεί να συνδεθεί με διάφραγμα στο επίπεδο μόνωσης
- Εύκολη ενσωμάτωση εφεδρικού συστήματος για κατακόρυφα φορτία

Μειονεκτήματα:

- Μπορεί να απαιτηθεί όρυγμα-πρόβολος



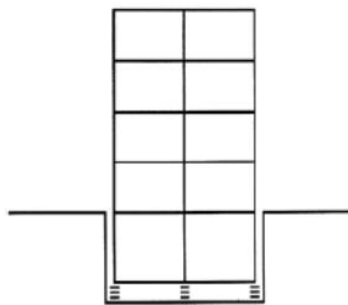
**Κορυφή πρώτου πατώματος**

Πλεονεκτήματα:

- Ελάχιστο πρόσθετο κατασκευαστικό κόστος
- Οικονομικό αν το πρώτο επίπεδο είναι για πάρκινγκ
- Το εφεδρικό σύστημα για τα κατακόρυφα φορτία παρέχεται από τα υποστυλώματα

Μειονεκτήματα:

- Ειδικές διατάξεις για σκάλες και ανελκυστήρα
- Ειδικές διατάξεις μη φερόντων τοίχων
- Ειδικές διατάξεις για κατακόρυφες υπηρεσίες κατακόρυφα φορτία



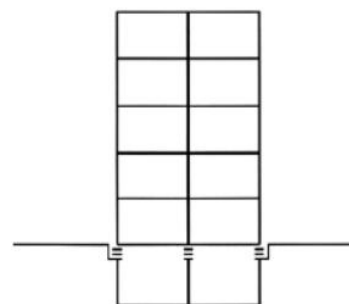
**Βάση του υπογείου**

Πλεονεκτήματα:

- Όχι ειδικές διατάξεις για σκάλες και ανελκυστήρα
- Όχι ειδικές διατάξεις για μη φέροντες τοίχους
- Η βάση των υποστυλωμάτων μπορεί να συνδεθεί με διάφραγμα στο επίπεδο μόνωσης
- Εύκολη ενσωμάτωση εφεδρικού συστήματος για κατακόρυφα φορτία

Μειονεκτήματα:

- Πρόσθετο κόστος εκτός κι αν το υπόγειο απαιτείται για άλλους σκοπούς
- Απαιτεί ξεχωριστό τοίχο αντιστήριξης



**Κορυφή του υπογείου**

Πλεονεκτήματα:

- Όχι απαίτηση υπογείου
- Ελάχιστο πρόσθετο κατασκευαστικό κόστος
- Η βάση των υποστυλωμάτων μπορεί να συνδεθεί με διάφραγμα στο επίπεδο μόνωσης
- Το εφεδρικό σύστημα για τα κατακόρυφα φορτία παρέχεται από τα υποστυλώματα

Μειονεκτήματα:

- Μπορεί να χρειαστεί προβολοδομημένο φρεάτιο ανελκυστήρα κάτω από το πρώτο πάτωμα
- Ειδική μεταχείριση εσωτερικής σκάλας κάτω από το πρώτο πάτωμα

**Σχήμα 2.4 :** Απεικόνιση τοποθέτησης μονωτήρων ανά περίπτωση (Παπανίκος, 2009)

---

Από τις παραπάνω, ξεχωρίζει η περίπτωση - της μόνωσης στη βάση του υπογείου διότι είναι και η πιο συνήθης, αφού χρειάζεται η διαμόρφωση κατασκευαστικού κενού ώστε να είναι δυνατές οι μεγάλες πλευρικές παραμορφώσεις του κτιρίου και η κατασκευή τοίχων αντιστήριξης.

Το φορτίο του υποστυλώματος που ενισχύεται, μεταφέρεται στο έδαφος με προσωρινά μεταλλικά υποστυλώματα που βρίσκονται εκατέρωθεν του υπάρχοντος και τοποθετούνται σε κατάλληλες θεμελιώσεις. Έπειτα, γίνεται η εγκατάσταση υδραυλικών γρύλλων στις κεφαλές τους, οι οποίοι φτάνουν ως τις δοκούς του υπερκείμενου πατώματος και σπρώχνουν ως ένα επίπεδο που έχει οριστεί εξ' αρχής και έχει υπολογιστεί σαν το φορτίο βαρύτητας του υπάρχοντος. Προκειμένου να εξασφαλιστεί ο απαιτούμενος έλεγχος πιθανών μετακινήσεων, προστίθενται ειδικές μεταλλικές διατάξεις πάνω και κάτω από την τελική θέση τη μόνωσης οι οποίες λειτουργούν ως σημάδια για να γίνουν τελικώς οι μετρήσεις. Οι συνηθέστερες μετρήσεις μετακινήσεων είναι πολύ μικρές, της τάξης των 5mm.



**Σχήμα 2.5:** Τοποθέτηση προσωρινών υποστυλωμάτων (Παπανίκος, 2009)



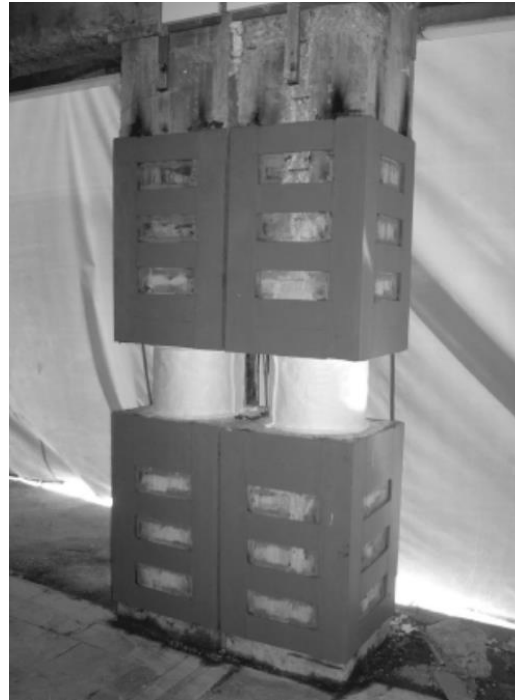
**Σχήμα 2.6:** Κοπή υπάρχοντος υποστυλώματος (Παπανίκος, 2009)

Ένα στρώμα εποξειδικού κονιάματος τοποθετείται στην κάτω επιφάνεια κοπής, εισάγεται το εφέδρανο και το κενό από πάνω του γεμίζεται με εποξειδικό κονίαμα. Μετά την πήξη το κονιάματος, οι υδραυλικοί γρύλλοι ελευθερώνονται και αφαιρούνται τα μεταλλικά υποστυλώματα. Στη συνέχεια γίνεται η τοποθέτηση

χαλύβδινων επενδύσεων πάνω και κάτω από το εφέδρανο ώστε να παραλάβουν τις συγκεντρώσεις τάσεων και να αντικατασταθεί ο οπλισμός, που κόπηκε προηγουμένως. Τα εφέδρανα εγκιβωτίζονται σε πυροπροστατευτική μόνωση ή κλείνονται σε ειδικούς πίνακες και η διαδικασία έχει ολοκληρωθεί. Για μεγαλύτερη ασφάλεια απέναντι σε πιθανό σεισμό κατά τη διάρκεια της επισκευής, θα μπορούσε να τοποθετηθεί και προσωρινή πλαισιωτή μεταλλική κατασκευή με συνδέσμους δυσκαμψίας σε όλο το επίπεδο της μόνωσης.



**Σχήμα 2.7:** Χαλύβδινες επενδύσεις που αντικαθιστούν τις ράβδους οπλισμού (Παπανίκος, 2009)



**Σχήμα 2.8:** Ζεύγος υποστυλωμάτων σε αρμό διαστολής (Παπανίκος, 2009)

Η απόσβεση που απαιτείται, λοιπόν, για τις σεισμικές δράσεις προέρχεται κυρίως από τα εφέδρανα. Αν σε κάποια περίπτωση παρόλα αυτά κριθεί απαραίτητη η τοποθέτηση αποσβεστήρων, συνήθως αυτοί θα είναι ιξώδεις υδραυλικοί. Τέλος, ένα ακόμα σημαντικό στοιχείο είναι η ύπαρξη σκαλών και ανελκυστήρα και η μεταχείρισή τους σε μια εφαρμογή σεισμικής μόνωσης. Απαιτούνται ειδικές κατασκευαστικές διατάξεις όπως για παράδειγμα υποθεμελίωση του σκελετού της σκάλας και των τοιχωμάτων του ανελκυστήρα όπως και η τοποθέτηση ολισθαινόντων εφεδράνων ανάμεσα στη βάση και τη νέα θεμελίωση. (Παπανίκος, 2009)

---

## **2.4. Προϋποθέσεις Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης Σε Υφιστάμενα Κτίρια**

Όπως προκύπτει από την περιγραφή της διαδικασίας εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές, πρόκειται για μια πολύπλοκη διαδικασία. Οι κατασκευές αυτές χωρίζονται στα εξής τρία τμήματα: την κατασκευή πάνω από το επίπεδο μόνωσης, το σύστημα μόνωσης και τη θεμελίωση μαζί με τα υπόλοιπα στοιχεία κάτω από το επίπεδο μόνωσης. Η ενίσχυση για το καθένα σαφώς πρέπει να γίνει ξεχωριστά και με μεγάλη ακρίβεια ώστε να έχουμε τα επιθυμητά αποτελέσματα. Επίσης, είναι σημαντικό να ελεγχθούν από τη φάση του σχεδιασμού ακόμα, η διαδικασία επιλογής επιπέδου μόνωσης, προσωρινής στήριξης, κοψίματος των δομικών στοιχείων, τοποθέτησης των μονωτήρων καθώς και η επιστροφή των φορτίων στα υποστυλώματα.

Απαραίτητα για το σύστημα μόνωσης είναι η ύπαρξη:

- Οριζόντιας ευκαμψίας, η οποία αυξάνει την ιδιοπερίοδο και μειώνει τη μεταφορά της σεισμικής ενέργειας στην ανωδομή
- Απόσβεση ενέργειας ώστε να μειωθούν οι μετακινήσεις και
- Επαρκή δυσκαμψία ώστε το κτίριο να μένει άκαμπτο σε μικρούς σεισμούς.

Αναγκαίως, ακόμη, είναι ο ορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας της ενίσχυσης από το στάδιο της μελέτης.

Σημαντικό να σημειωθεί είναι το γεγονός πως οι σεισμικές δυνάμεις μειώνονται με τη βοήθεια της μόνωσης, σαφώς δεν εξαφανίζονται. Έτσι, η κατασκευή πρέπει να έχει επαρκή αντοχή ( $\geq 5\%$  του βάρους του κτιρίου) και πλαστιμότητα ώστε να αντισταθεί στις μειωμένες αυτές σεισμικές δυνάμεις.

Στην περίπτωση που η μόνωση τοποθετηθεί στο υπόγειο, επιβάλλεται η διαμόρφωση τάφρου. Στη φάση του σχεδιασμού, υπολογίζονται επίσης και οι διατάσεις και ζητήματα όπως η επέκταση πέρα από τα όρια ιδιοκτησίας. Ακόμη, πρέπει να υπάρχει αρκετό διάστημα από τα γειτονικά κτίρια ώστε να επιτρέπεται μια κίνηση από 15-60 εκ.

Τέλος, ειδικές περιπτώσεις αποτελούν και η ύπαρξη ανελκυστήρων και σκαλών ώστε να συμβιβάσουν τις μεγάλες μετακινήσεις. (Παπανίκος, 2009)

---

## **2.5. Τρόπος δράσης σεισμικής μόνωσης**

Ο αντισεισμικός κανονισμός των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα βασίζεται μέχρι σήμερα στην κατάλληλη επιλογή των δυναμικών χαρακτηριστικών των κτιρίων ώστε να βελτιστοποιείται η σεισμική απόκριση τους και να περιορίζονται οι πιθανές παραμορφώσεις από ισχυρές σεισμικές φορτίσεις. Οι απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού των φορέων κατά τους ισχύοντες κανονισμούς επιβάλλουν αυξημένη παραμορφωσιμότητα και ταχεία απόσβεση των ταλαντώσεων, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η καλύτερη απόκριση των δομικών στοιχείων στις εξωτερικά επιβαλλόμενες σεισμικές δράσεις. Με τον τρόπο αυτό οι 'επαρκώς πλάστιμες κατασκευές αντέχουν και στους πιο ισχυρούς σεισμούς.

Σαν εναλλακτική στρατηγική σε μια τέτοια προσέγγιση αναπτύχθηκε η μεθοδολογία της σεισμικής μόνωσης, η οποία αποσκοπεί στην απομόνωση της ανωδομής από τη σεισμική κίνηση του εδάφους. Αυτό επιτυγχάνεται με χρήση ειδικών συσκευών μικρής δυσκαμψίας, τους μονωτήρες. Όπως φαίνεται στο σχήμα 1 η καταλληλότερη θέση για να τοποθετηθούν οι μονωτήρες είναι η διεπιφάνεια μεταξύ των υποστυλωμάτων και των θεμελίων του κτιρίου. Το τμήμα της κατασκευής πάνω από την στάθμη που τοποθετούνται οι μονωτήρες αποτελεί την ανωδομή ενώ κάτω από την στάθμη τους βρίσκεται το τμήμα της υποδομής, το οποίο ουσιαστικά μετακινείται μαζί με το έδαφος. Με αυτόν τον τρόπο η ανωδομή συμπεριφέρεται ελαστικά σε ισχυρό σεισμό.

Η σεισμική μόνωση συνίσταται ως τρόπος ενίσχυσης κυρίως στις εξής περιπτώσεις:

- Μεγάλα κτίρια που προορίζονται για μακρά διάρκεια ζωής (πχ. Δημόσια κτίρια)
- Κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας των οποίων η αρχιτεκτονική δεν πρέπει να αλλάξει και (/ή) οι υπάρχοντες χώροι πρέπει να διατηρηθούν ως έχουν (πχ. αρχαιολογικοί χώροι)
- Κτίρια των οποίων η λειτουργία απαγορεύεται να διακοπεί κατά τη διάρκεια της ενίσχυσης (πχ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια που στεγάζουν δημόσια γραφεία, γέφυρες σε αυτοκινητόδρομο, κλπ...)
- Κτίρια για τα οποία προ βλέπεται να δράσουν μεγάλα κινητά φορτία επί της κατασκευής, καθώς τα εφέδρανα τριβής-ολίσθησης δεν επηρεάζονται από τα κατακόρυφα φορτία

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν σχεδιαστεί να αντέχουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς βλάβες. Τα βασικά χαρακτηριστικά των σεισμικών μονωτήρων είναι:

- Μικρή ιδιοσυχνότητα και μεγάλη απόσβεση του πλάτους ταλάντωσης.
- Μηχανισμός που μειώνει την ενέργεια (δηλαδή τα φορτία) που μεταφέρεται από το έδαφος στην κατασκευή και επαναφέρει τους μονωτήρες στην αρχική τους θέση μετά το σεισμό.
- Μεγάλη ευκαμψία για πλευρική κίνηση και μεγάλη ακαμψία για να αντέξουν τα φορτία βαρύτητας.
- Στερεοί σύνδεσμοι ανάμεσα στη κατασκευή και την θεμελίωση

---

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες.

1. Τα συστήματα που μειώνουν τη δυσκαμψία της κατασκευής
2. Τα συστήματα που αυξάνουν την απόσβεση των κατασκευών,
3. Τα συστήματα ταυτόχρονης μείωσης της ακαμψίας και αύξησης της απόσβεσης,

Ο τρόπος δράσης της Σεισμικής Μόνωσης σε μια κατασκευή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της ανωδομής μακριά από τις δεσπόζουσες περιόδους των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων.
- Διαχωρισμός των κατακόρυφων και οριζόντιων φερόντων στοιχείων της κατασκευής από τον μηχανισμό απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας
- Σημαντική αύξηση της ικανότητας απόσβεσης σεισμικής ενέργειας της κατασκευής σε σύγκριση με το 5% της συμβατικής κατασκευής (Λιώρης, 2013)



---

## 2.6. Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης

Κτίρια που διαθέτουν σύστημα σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα είναι:

- Το δικαστικό μέγαρο Αθηνών
- Πύργος των Αθηνών
- Οι δεξαμενές υδροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα (Σφαιρικά εφέδρανα ολισθήσεως, 1996)
- Το στάδιο Ειρήνης και Φιλίας στην Αθήνα (Επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης και αποσβεστήρες ενέργειας, 2004)
- Το νέο μουσείο Ακρόπολης (Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης, 2006)
- Το αεροδρόμιο «Ελευθέριος Βενιζέλος».
- Η Ωνάσειος στέγη γραμμάτων και τεχνών στην Αθήνα (Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης, 2005)
- Κέντρο Πολιτισμού Στάυρος Νιάρχος (Εφέδρανα ολισθήσεως, 2011)

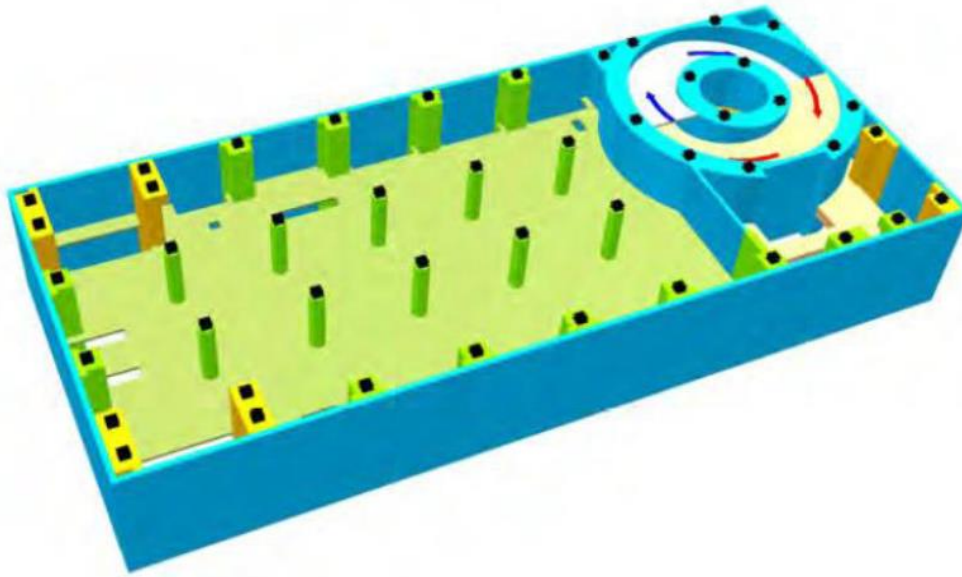


**Σχήμα 2.9:** Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών (Giarlelis et al., 2008)

Το κτίριο της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών παρουσιάζει σημαντικές ιδιαιτερότητες μορφής. Οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (λεπτά υποστυλώματα στην περίμετρο ώστε να αναδεικνύεται το κεντρικό ωοειδές κέλυφος, μαρμάρινες επενδύσεις στις όψεις) δεν μπορούσαν να ικανοποιηθούν με τις αυξημένες απαιτήσεις καλής σεισμικής συμπεριφοράς που τέθηκαν στις προδιαγραφές του έργου. Παράλληλα όμως δεν μπορούσε να ικανοποιηθεί η προστασία του περιεχομένου του κτιρίου (εκθέματα, έργα τέχνης, ευπαθής οπτικοακουστικός εξοπλισμός) από τις αναπτυσσόμενες σε αυτό επιταχύνσεις και μετακινήσεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Έτσι αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα τύπου τριβής-ολίσθησης (FPS). (Giarlelis et al., 2008)

---

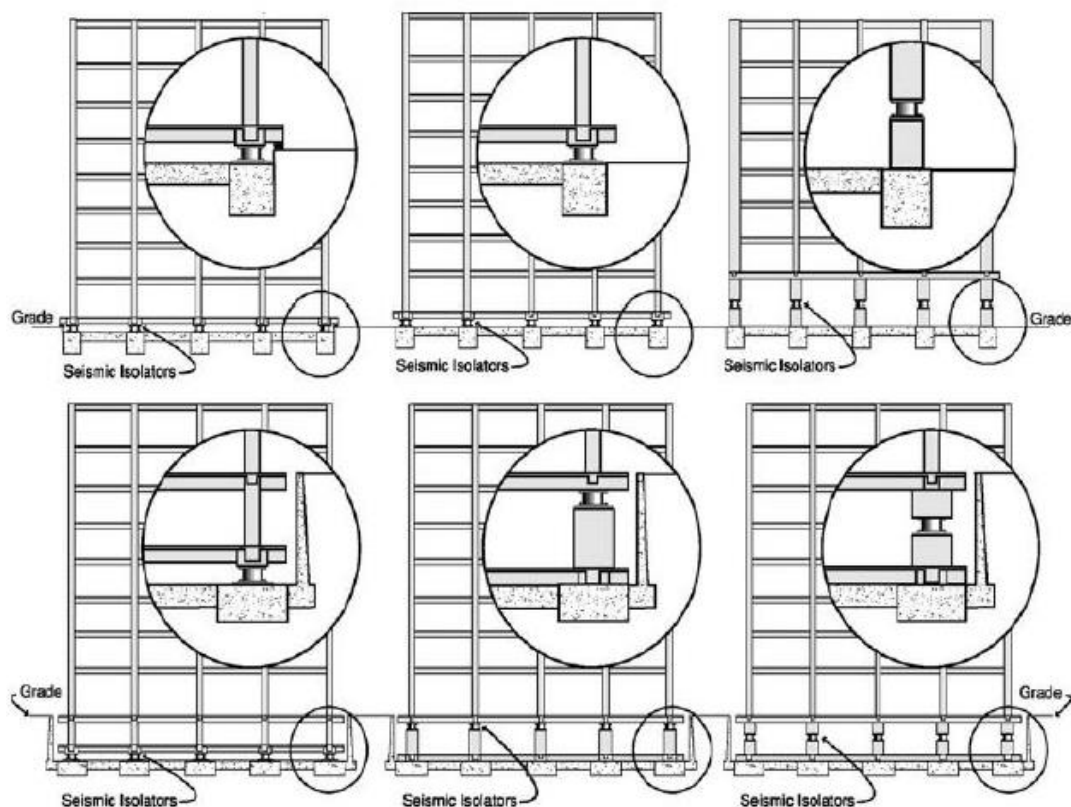
## 2.7. Κατασκευαστικές απαιτήσεις συστημάτων σεισμικής μόνωσης



**Σχήμα 2.10:** Θέσεις εφεδρανών στη στέγη των δομικών στοιχείων του υπογείου της Ωνάσειου Στέγης (Giarelis et al., 2008)



**Σχήμα 2.11:** Θέσεις εφεδρανών στη βάση των δομικών στοιχείων χωρίς υπόγειο (Λιώρης, 2013)



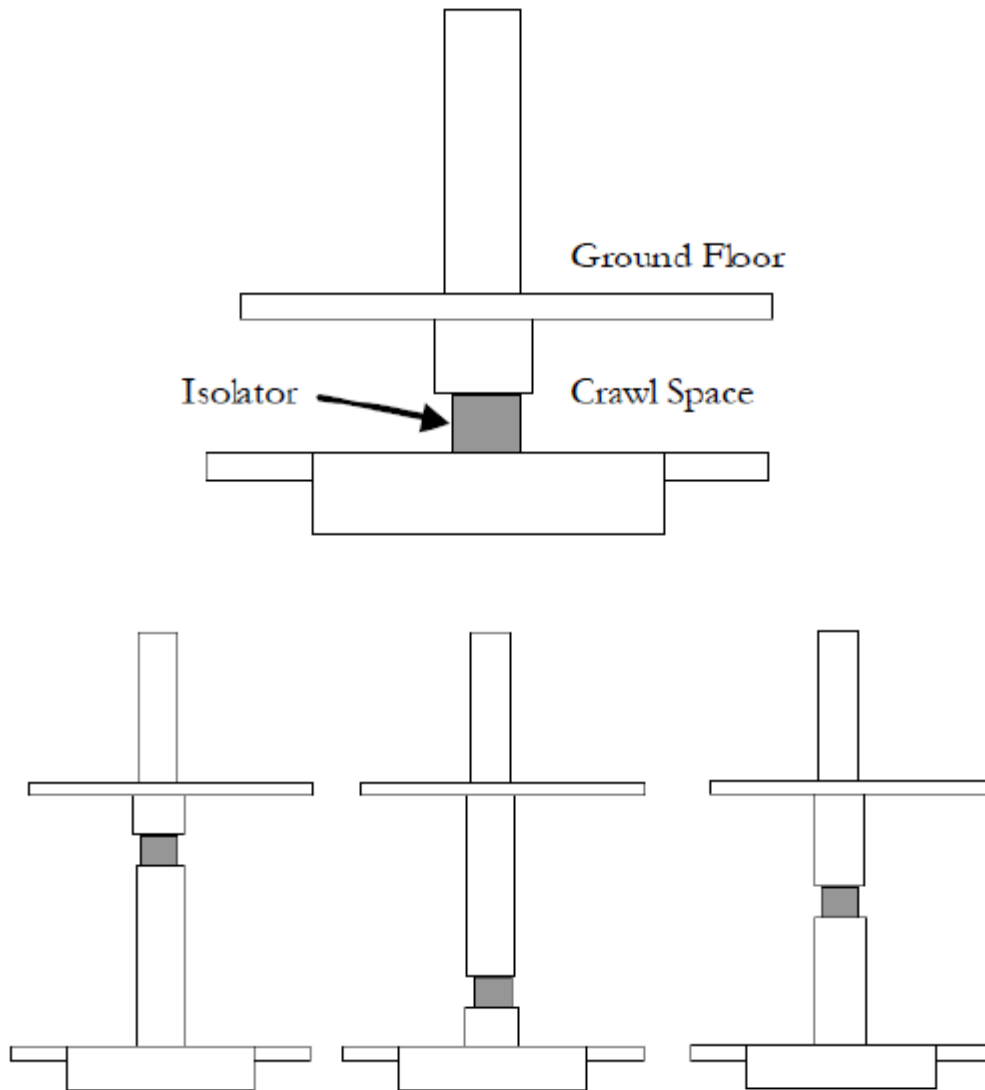
**Σχήμα 2.12:** Θέσεις τοποθέτησης μονωτήρων (Λιώρης, 2013)

Γενικά είναι σκόπιμο η διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης να τοποθετείται κάτω από το πρώτο διάφραγμα της ανωδομής. Όταν το κτίριο δεν περιλαμβάνει υπόγειο στη βάση της ανωδομής κατασκευάζεται μια επιπλέον πλάκα- διάφραγμα, η οποία αποσκοπεί στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων του σεισμού στους μονωτήρες αναλογικά με τη δυσκαμψία τους.

Στο Σχήμα 2.14 απεικονίζεται λεπτομέρεια με τον τρόπο τοποθέτησης των μονωτήρων. Ο κενός χώρος μεταξύ της πλάκας του ισογείου και του επιπέδου έδρασης του μονωτήρα είναι συνήθως 1,2 με 1.5 μέτρα με σκοπό την εύκολη αλλαγή των εφεδράνων. Στην περίπτωση που το κτίριο έχει υπόγειο, οι επιλογές τοποθετήσεως των μονωτήρων παρουσιάζονται στο σχήμα 2.14. Όπως είναι φανερό οι μονωτήρες μπορεί να τοποθετηθούν στη στέψη, στη βάση ή και σε ενδιάμεσο ύψος των υποστυλωμάτων ή των τοιχωμάτων του υπογείου. Στην περίπτωση τοποθέτησης των μονωτήρων στη βάση ή στη στέψη, τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να σχεδιαστούν για την ροπή πρόβολου που αναπτύσσεται λόγω της μέγιστης διατμητικής δύναμης του εφεδράνου. Αυτό συχνά οδηγεί σε μεγάλες διατομές στύλων και ίσως να απαιτηθεί και η τοποθέτηση παραστάδων στα τοιχώματα με σκοπό να αναλάβουν φορτία που ασκούνται στην παράπλευρη επιφάνειά τους.

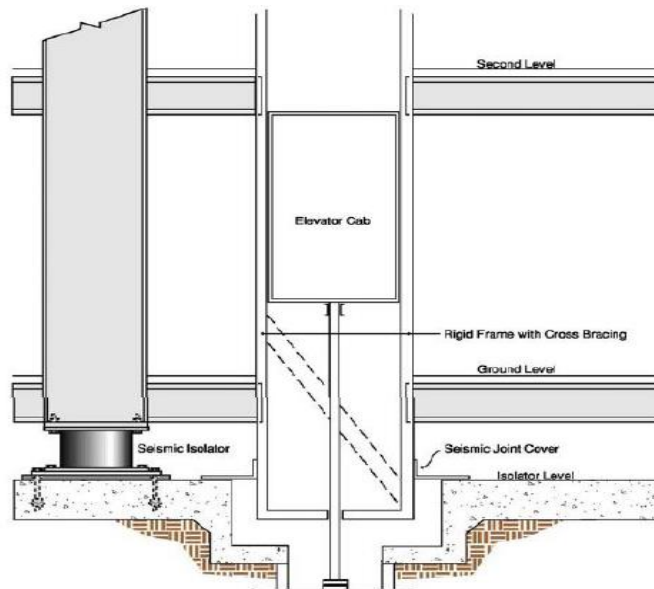
---

Η τοποθέτηση στο μέσο του υποστυλώματος παρουσιάζει το πλεονέκτημα του διαμερισμού της ροπής στη στέψη και στη βάση του στοιχείου. Ωστόσο, θα αναπτυχθούν ροπές λόγω φαινομένων P-Δ στην κολώνα/τοίχωμα ακριβώς από πάνω και από κάτω από το επίπεδο του εφεδράνου.

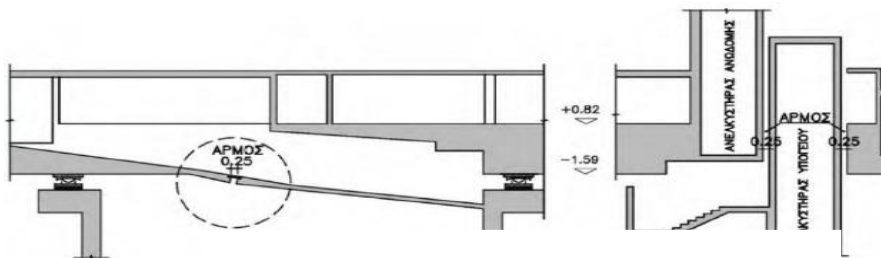


**Σχήμα 2.13:** Λεπτομέρεια τοποθέτησης μονωτήρων με και χωρίς υπόγειο (Λίωρης, 2013)

Κατά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτείται η αντιμετώπιση και επίλυση διάφορων αρχιτεκτονικών και οικοδομικών λεπτομερειών. Αρχικά είναι απαραίτητη η διαμόρφωση μιας «τάφρου» περιμετρικά του κτιρίου ικανού πλάτους ώστε να μην παρεμποδίζεται η οριζόντια μετατόπιση του κτιρίου. Επίσης, όλα τα στοιχεία του κτιρίου που διέρχονται από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης (ανεγκυστήρες, κλιμακοστάσια, ράμπες, δίκτυα κοινής ωφέλειας) απαιτούν ιδιαίτερη αντιμετώπιση ώστε να διασφαλισθεί αφενός η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής, αλλά και λειτουργία των στοιχείων αυτών κατά την διάρκεια του σεισμού αφού αποτελούν διαλεύσεις διαφυγής και δεν επιτρέπεται η αστοχία τους. Στα περισσότερα έργα με σεισμική μόνωση υπάρχουν κατασκευαστικά στοιχεία (σκάλες, ράμπες, φρεάτια ανεγκυστήρων κ.α.) τα οποία απαιτούν κάθετη στήριξη αλλά πρέπει κυρίως να μετακινούνται μαζί με τα εφέδρανα. Η πιο συνηθισμένη στήριξη σε αυτές τις περιπτώσεις είναι πάνω σε εφέδρανα ολίσθησης. Καθώς η κάθετη αντίδραση είναι συνήθως μικρή, η αντίσταση σε τριβή θα είναι αμελητέα σε σύγκριση με τη συνολική δύναμη που δέχεται η μόνωση. Με τα εφέδρανα ολίσθησης, ανεξάρτητα από το πόσο μικρό είναι το φορτίο, η μετατόπιση θα είναι ίση με τη μέγιστη μετακίνηση και επομένως, παρόλο που χρησιμοποιείται μικρός δίσκος έδρασης, το μέγεθος της πλάκας ολίσθησης θα είναι τόση όση θα ήταν για μεγάλα φορτία σχεδιασμού.



Σχήμα 6.7. Κατασκευαστική λεπτομέρεια ανεγκυστήρα.



Σχήμα 2.14: Κατασκευαστική λεπτομέρεια ανεγκυστήρα (Γιαρλέλης, 2008)

---

## **2.8. Σύγχρονοι Κανονισμοί για τη Σεισμική Μόνωση Κατασκευών**

Είναι γνωστό πως σε χώρες όπως οι ΗΠΑ, έχει ενσωματωθεί ο σχεδιασμός σεισμικά μεμονωμένων κατασκευών στους αντισεισμικούς κανονισμούς που εφαρμόζουν. Για παράδειγμα, ο Ευρωκώδικας 8 περιλαμβάνει διατάξεις που σχετίζονται άμεσα με τη σεισμική μόνωση γεφυρών με τη χρήση κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων – ELB. Αντίστοιχα, οι ελληνικές «Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών» (Εγκύκλιος Ε. 39/99) κάνουν αναφορά στον έλεγχο της αντοχής σταθερών ή κινητών ελαστομεταλλικών εφεδράνων, καθώς και σε ωθήσεις γαιών αναπτυσσόμενων σε ακρόβαθρα με ελαστικά εφέδρανα ή εφέδρανα ολίσθησης. Επιπρόσθετα, ο ΕΑΚ 2000 αναφέρει κατηγορηματικά πως δεν καλύπτει το θέμα της σεισμικής μόνωσης.

Ακόμη, η μελέτη νέων σεισμικά μεμονωμένων κτιρίων στις ΗΠΑ, γίνεται με τη χρήση του «Διεθνούς Κτιριακού Κανονισμού» (IBC Έκδοση 2000) ή του Κεφ. 24, Μέρος 2 του «Κώδικα Κανονισμών της Καλιφόρνια», Τμήμα II.

Από τους κανονισμούς απαιτούνται τα εξής:

1. Σταθερό σύστημα σεισμικής μόνωσης για την απαιτούμενη μετατόπιση
2. Παροχή αυξανόμενης αντοχής με αύξηση της μετατόπισης
3. Αναλλοίωτες ιδιότητες υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Τα υιοθετούμενα κριτήρια των παραπάνω κανονισμών προσεγγίζουν τη σεισμική διακινδύνευση σε δύο επίπεδα:

**Σεισμός Σχεδιασμού (DBE)**: επίπεδο εδαφικής ταλάντωσης με 10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια). Ταυτίζεται με τη σεισμική ένταση του σεισμού σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000.

**Μέγιστος Ικανός Σεισμός (MCE)**: εδώ πρόκειται για το μέγιστο εκτιμώμενο επίπεδο εδαφικής ταλάντωσης που μπορεί να συμβεί στη θέση του έργου. (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 100 χρόνια και περίοδος επαναφοράς 1000 χρόνια)

Τέλος, πρέπει να αναφερθεί πως σε όλες τις μελέτες συστημάτων σεισμικής μόνωσης είναι υποχρεωτική μια “ισοδύναμη στατική ανάλυση” η οποία σημειωτέων, υπό συγκεκριμένες συνθήκες ίσως να είναι και η μοναδική μέθοδος σχεδιασμού που απαιτείται. Με την εξέλιξη, πάντως, του κανονισμού οι περιπτώσεις στις οποίες απαιτείται δυναμική ανάλυση έχουν αυξηθεί. (Σπυράκος, 2004)

---

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

---

### ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΟΝΩΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ

---

---

### **3.1. Γενικά Στοιχεία**

Αυτό που γνωρίζουμε για τα ελαστομερή εφέδρανα είναι πως η κατασκευή τους γίνεται από φυσικό ελαστομερές με αρκετές στρώσεις μεταλλικών πλακών. Το ελαστομερές, έχοντας ποικίλες ιδιότητες, έχει και υψηλή ελαστική παραμόρφωση, μεγάλη επιμήκυνση μέχρι το σημείο θραύσης του και είναι σχεδόν ασυμπίεστο. Σημαντικό να σημειωθεί είναι το γεγονός πως διάφορα επιπρόσθετα δίνουν στο ελαστομερές διάφορα χαρακτηριστικά και είναι πιθανό να αλλάζουν τις μηχανικές του ιδιότητες. Συνήθη επιπρόσθετα είναι π.χ. ο μαύρος άνθρακας με τη βοήθεια του οποίου μεταβάλλεται η σκληρότητα, η δυσκαμψία, η επιμήκυνση κατά τη θραύση, τα χαρακτηριστικά του ερπυσμού και της χαλάρωσης καθώς και η κόπωση του ελαστικού. (Κόπανος, 2013)

Τα εφέδρανα από φυσικό καουτσούκ αρχικά χρησιμοποιήθηκαν το 1969 για την προστασία των κτιρίων ενάντια στους σεισμούς στη σχολή Pestalozzi στα Σκόπια. Τα εφέδρανα είναι μεγάλες βάσεις στερέωσης από καουτσούκ χωρίς τις ενισχυτικές πλάκες από ατσάλι που χρησιμοποιούνται σήμερα, και συμπιέζουν περίπου 25% κάτω από το βάρος του κτιρίου. Τα εφέδρανα έχουν μια κάθετη ακαμψία και το καουτσούκ είναι χωρίς απόσβεση. Το σύστημα αυτό ελέγχθηκε από τη «σεισμική τράπεζα» στο EERC το 1982. Χαρακτηριστικό των συστημάτων μόνωσης του είδους αυτού, η οριζόντια κίνηση συνδέεται γερά με μια κίνηση ταλάντωσης, έτσι ώστε η οριζόντια κίνηση εδάφους να επιφέρει κάθετες επιταχύνσεις στην πλευρική λειτουργία. Το σύστημα επίσης έχει βάσεις στερέωσης από αφρολέξ σε κάθε μια πλευρά του εφεδράνου, που σχεδιάστηκαν ώστε να αποτρέψουν την κίνηση του κτιρίου λόγω αέρα, χαμηλής σεισμικής δόνησης. Το σύστημα αυτό εφαρμόζεται ακόμη και από καιρό σε καιρό παρακολουθείται και ελέγχεται. (Kelly, 1993)



---

### **3.2. Σχεδιασμός και ανάλυση ελαστομεταλλικών εφεδράνων**

Τα μέρη από τα οποία αποτελούνται τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα είναι τα εξής δύο: α) οι εναλλασσόμενες στρώσεις ελαστικού και β) τα φύλλα χάλυβα. Ως αποτέλεσμα υπάρχει ευμεγέθης κατακόρυφη δυσκαμψία καθώς επίσης και μια ελάχιστη οριζόντια δυσκαμψία. Στην περίπτωση της κατακόρυφης δυσκαμψίας αποτρέπονται οι ανεπιθύμητες μετακινήσεις, η απόκριση στην κατακόρυφη διεύθυνση, μειώνονται οι διατμητικές τάσεις στο ελαστικό και οι παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού καθώς επίσης αυξάνονται η αντοχή του εφεδράνου να παραλαμβάνει μεγάλες αξονικές δυνάμεις όταν υφίστανται μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις.

Υπάρχουν τρία είδη αναλύσεων που μπορούμε να εφαρμόσουμε στα εφεδράνα: α) ανάλυση υπό πίεση, β) ανάλυση για περιστροφή και γ) ανάλυση με στρώσεις ελαστικού και χάλυβα.

#### **α) Ανάλυση εφεδράνου υπό συνθήκες πίεσης**

Όταν τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα δέχονται δράσεις σχεδιασμού δεν μπορούν να συμπεριφερθούν γραμμικά και οι αναλυτικές λύσεις τους είναι μη πρακτικές για τους μηχανικούς.

Για να αποφευχθεί αυτό συνήθως χρησιμοποιούνται κάποιες παραδοχές έτσι ώστε να καταλήξουμε σε καλές προσεγγιστικές λύσεις. Σημαντικά να σημειωθούν είναι τα αποτελέσματα των παραμέτρων της μέγιστης διατμητικής τάσης  $\gamma$ , τη μέγιστη πίεση  $p_{\max}$ , το μέτρο συμπίεσης  $E_c$ . (*Chalhoub and Kelly, 1990; Constantinou et al., 1992*)

Όπου το  $E_c$  ορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$E_c = \frac{P_t}{A \Delta_c} \quad (2)$$

Μία άλλη παράμετρος αυτών των λύσεων είναι η επιβαλλόμενη κάθετη τάση:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t} \quad (3)$$

όπου  $t$  το πάχος των στρώσεων ελαστικού και  $A$  η διατομή.

## β) Ανάλυση εφεδράνου για περιστροφή

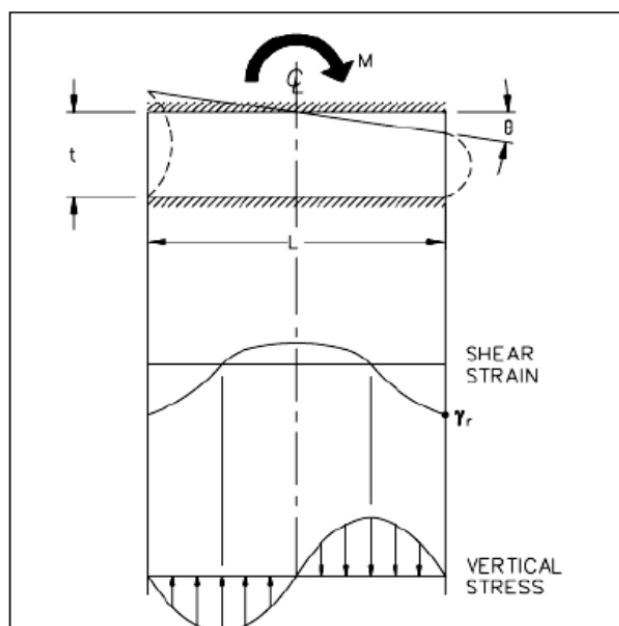
Όπως και στην παραπάνω ανάλυση σε συνθήκες πίεσης, έτσι και σ' αυτή έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές αναλύσεις και βασίζονται στις λύσεις των Gent/Meinecke. Παρακάτω ακολουθεί παράδειγμα με στρώμα ελαστικού το οποίο είναι πακτωμένο και υποβάλλεται σε στροφή άρα δημιουργείται ροπή  $M$  (Chalhoub and Kelly, 1990; Constantinou et al., 1992). Οι διατμητικές τάσεις στο μέσο του ύψους καθώς και οι πιέσεις που δέχεται το ελαστικό στην κάθετη διεύθυνση φαίνονται στο παρακάτω παράδειγμα, όπως προαναφέραμε. Επίσης, τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας λόγω στροφής ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$E_r = \frac{M_t}{I_\theta} \quad (4)$$

$\theta$ : Γωνία στροφής

$I$ : Ροπή αδράνειας ως προς τον άξονα περιστροφής

Είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του μέτρου στροφής  $E_r$  για τον υπολογισμό της στροφικής δυσκαμψίας του στρώματος ελαστικού η οποία απαιτείται για την ανάλυση της ευστάθειας-σταθερότητας των εφεδράνων.



Σχήμα 3.1: Απεικόνιση περιστροφής στρώματος ελαστικού (Κόπανος,2013)

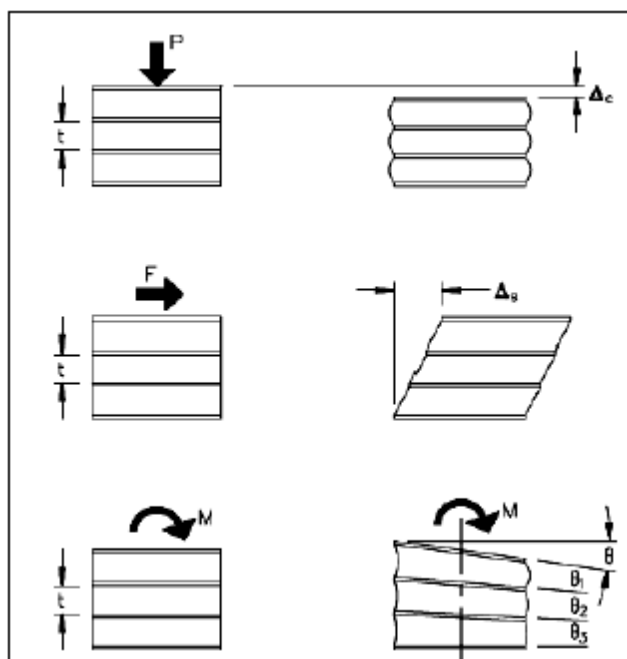
Ακόμη είναι σημαντικό να γνωρίζουμε τη σχέση που ορίζει τη διατμητική τάση του ελαστικού  $\gamma_s$  :

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{t} \quad (4)$$

όπου  $\Delta_s$  η πλευρική παραμόρφωση και  $t$  το πάχος της στρώσης.

### γ) Ανάλυση εφεδράνου με στρώσεις ελαστικού και γάλυβα

Παρόλο που η προηγούμενη ανάλυση σχετίζεται με μία μόνο στρώση ελαστικού, είναι γνωστό πως τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα αποτελούνται συνήθως από την σύνθεση περισσότερων στρώσεων ελαστικού και γάλυβα. Ακολουθεί μία σχηματική απεικόνιση της παραμόρφωσης ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου για τις τρεις πιθανές καταπονήσεις στις οποίες θα υποβληθεί: πίεση, διάτμηση και στροφή.



**Σχήμα 3.2:** Παραμόρφωση ελαστομεταλλικού εφεδράνου υπό πίεση, διάτμηση και στροφή (Κόπανος, 2013)

Όπως βλέπουμε και στην παραπάνω απεικόνιση λοιπόν, οι συνολικές παραμορφώσεις προκύπτουν από το άθροισμα των επιμέρους παραμορφώσεων που αναπτύσσονται σε κάθε στρώμα του εφεδράνου ξεχωριστά. Παρακάτω παρατίθενται ορισμένες σχέσεις για το πώς προκύπτουν οι διατμητικές τάσεις σε διάφορες περιπτώσεις.

$$\gamma_c = \frac{P}{A G S} \quad (6)$$

για διατμητικές τάσεις λόγω αξονικών δυνάμεων κυκλικών και τετραγωνικών εφεδράνων.

$$\gamma_c = \frac{P}{A G S} \frac{f}{F} \quad (7)$$

για κοίλα εφεδράνα

$$\gamma_r = \frac{B^2 \theta}{2t T_r} \quad (8)$$

για διατμητικές τάσεις λόγω στρώσης (όπου  $T_r$  το συνολικό πάχος της στρώσης.)

$$K_v = A \left[ \sum t_i \left[ \frac{1}{E_{ci}} + \frac{4}{3K} \right] \right] \quad (9)$$

η κατακόρυφη δυσκαμψία

Απαραίτητος για την καταλληλότητα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι ο έλεγχος για τυχόν αστάθεια στην αρχική καθώς και στην παραμορφωμένη κατάσταση. Κατά τη διαδικασία της ανάλυσης αντιμετωπίζουμε τα εφέδρανα ως λεπτές κολώνες με οριζόντια ευλυγισία για τον υπολογισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού, το οποίο προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$P_{cr} = \frac{\sqrt{G^2 - A_r^2 + 4GA_s P_E} - GA_s}{2} \quad (10)$$

$P_E$  : φορτίο Euler για κολώνα με πακτωμένα άκρα με τιμή

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{h^2} \quad (11)$$

Όπου  $E$  το μέτρο ελαστικότητας,  $I$  η ροπή αδράνειας στη διεύθυνση λυγισμού και  $h$  το ύψος.

Από την εφαρμογή (10) και (11) προτείνονται τα παρακάτω:

- Το ύψος  $h$  να συμπεριλαμβάνει ύψος στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών φύλλων, χωρίς τις τελικές πλάκες.

$$A_s = A \frac{h}{T_r} \quad (12)$$

$$I_s = I \frac{h}{T_r} \quad (13)$$

όπου  $A, I$  η διατομή και η ροπή αδράνειας και  $T_r$  το συνολικό πάχος του εφεδράνου.

- Το μέτρο ελαστικότητας να ερμηνεύεται ως μέτρο περιστροφής. ( $E=E_r$ )

---

Παρακάτω φαίνονται οι διαφοροποιήσεις του κρίσιμου φορτίου ανά περίπτωση:

$$P_{cr} = \sqrt{P_E G A_s} = \pi \sqrt{E_r \frac{G I_A}{T_r}} \quad (14)$$

για μεγάλους συντελεστές σχήματος.

$$P_{cr} = 0.218 \frac{G B^4}{t T_r} \quad (15)$$

για κυκλικά εφάδρανα διαμέτρου  $B$ , πάχους στρώσεων ελαστικού  $t$ , συνολικό πάχος  $T_r$  και  $E_r = 2GS^2$

$$P_{cr} = 0.340 \frac{G B^4}{t T_r} \quad (16)$$

για τετραγωνικά εφάδρανα διαστάσεων  $B \times B$  και με  $E_r = 2.25GS^2$ .

---

### **3.3. Έλεγχοι ασφαλείας ελαστομεταλλικών εφεδράνων**

#### **3.3.1 Έλεγχος για φορτία λειτουργίας**

Παίρνουμε ως δεδομένα τα εξής:

- Κινητά φορτία,  $P_L$ , με συντελεστή ασφαλείας
- Πλευρική μετακίνηση,  $S$ , για μη σεισμικές φορτίσεις
- Μόνιμα φορτία,  $P_D$ , (ίδιο βάρος) με συντελεστή ασφαλείας
- Στροφή  $S$ , για μη σεισμικές φορτίσεις

Στη στροφή περιλαμβάνονται, σαφώς, οι επιδράσεις των μόνιμων και κινητών κατασκευαστικών φορτίσεων. Χρησιμοποιώντας αυτές τις φορτίσεις υπολογίζονται και οι διατμητικές τάσεις, μέσω των εξισώσεων των αναλύσεων που προηγήθηκαν.

#### **3.2.2 Έλεγχος για σεισμικά φορτία σχεδιασμού**

Χρησιμοποιούνται τα παρακάτω δεδομένα:

- Πλευρική μετακίνηση  $\Delta_{E,DBE}$ , λόγω σεισμικών φορτίσεων
- Μόνιμα φορτία,  $P_D$ , (ίδιο βάρος) με συντελεστή ασφαλείας
- Στροφή  $S$ , για μη σεισμικές φορτίσεις
- Αξονική φόρτιση λόγω σεισμικών δονήσεων  $P_{E,DBE}$
- Κινητά φορτία,  $P_L$ , με συντελεστή ασφαλείας

Ομοίως με πριν, χρησιμοποιώντας αυτές τις παραδοχές, υπολογίζονται οι διατμητικές τάσεις.

#### **3.3.3 Έλεγχος για σεισμικά φορτία μέγιστου αναμενόμενου σεισμού**

Για το σωστό σχεδιασμό των εφεδράνων, ο σχεδιαστής πρέπει να βασίζεται στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό (MCE). Έτσι, οι εξισώσεις που προκύπτουν ανά περίπτωση χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων και οι τελικές διαστάσεις των στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών φύλλων εκπίπτουν από έμπειρους αναλυτές και σχεδιαστές εφεδράνων μέσω πειραματικών εφαρμογών και ελέγχων. Οι λεπτομέρειες φαίνονται αναλυτικά στην παρακάτω σχηματική απεικόνιση.

---

### 3.3.4 Σχεδιασμός τελικών μεταλλικών πλακών εφεδράνου

Έστω ότι έχουμε ένα τυπικό ελαστομεταλλικό εφεδράνο με επιβαλλόμενη δύναμη  $P$  και μετακίνηση  $u$ . Η εν λόγω επιβαλλόμενη δύναμη, περιλαμβάνει τις μόνιμες και τις κινητές φορτίσεις, όπως επίσης και τη δύναμη του σεισμού με τους προτεινόμενους συντελεστές σύμφωνα με τους κανονισμούς. Έτσι, από την ισορροπία του εφεδράνου στην παραμορφωμένη κατάσταση αναπτύσσεται η εξής ροπή:

$$M = \frac{F_H h}{2} + \frac{P_u}{2} \quad (17)$$

Για να καταλήξει σε ένα επιτυχές αποτέλεσμα η διαδικασία σχεδιασμού των τελικών πλακών- που χρησιμοποιεί τη μειωμένη διατομή  $A_r$ - πρέπει να ληφθούν υπόψιν οι παρακάτω παράμετροι:

- Η άνω πλάκα στήριξης να έχει πάχος  $t_{tp}$
- Η κάτω πλάκα στήριξης να έχει πάχος  $t_{bt}$
- Τα εσωτερικά μεταλλικά φύλλα με πάχος  $t_{ip}$
- Η δεσμευμένη διατομή του ελαστικού είναι  $L=D-2C$ , όπου  $C$  το πάχος επικάλυψης του ελαστικού και  $D$  η συνολική διάμετρος
- Αρμός εξωτερικά πάνω και κάτω με πάχος  $t_g$

Η διαδικασία υπολογισμού του πάχους των τελικών πλακών περιλαμβάνει τους εξής υπολογισμούς:

- Υπολογισμός της μειωμένης διατομής  $A_r$  και του πυρήνα εφόσον είναι υπαρκτός.
- Υπολογισμός της διατομής  $b$ , της ισοδύναμης ορθογωνικής μειωμένης διατομής  $A_r$ .
- Υπολογισμός της αντοχής του αρμού.
- Υπολογισμός διάστασης  $b_1$ .
- Υπολογισμός του μήκους προβόλου  $r$ .
- Υπολογισμός της απαιτούμενης αντοχής σε κάμψη ανά μονάδα μήκους της πλάκας.

Όπου χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τύποι:

$$b = \frac{A_r}{0.75 L} \quad (18)$$

$$M_u = \frac{f_b r^2}{2} \quad (19)$$

---

$$r = \frac{b_1 - b}{2} \quad (20)$$

$$b_1 = \frac{P}{0.75 L f_b} \quad (21)$$

$$f_b = 1.7 \Phi_c f'_c \quad (22)$$

Τελικά, το απαιτούμενο πάχος της τελικής πλάκας είναι:

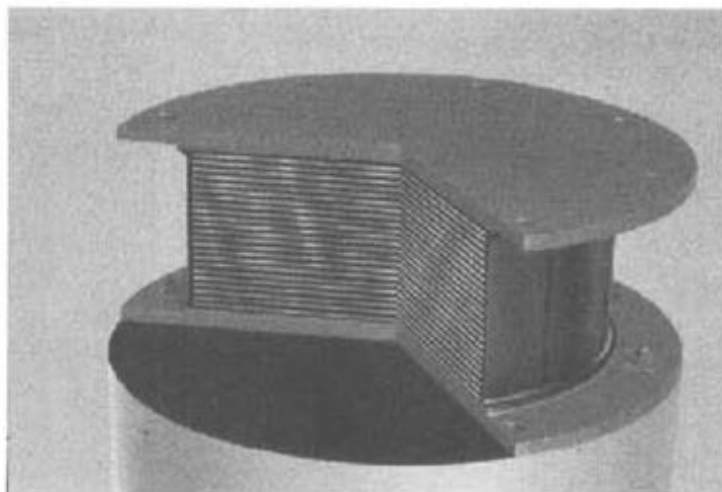
$$t \geq \sqrt{\frac{4 M_u}{\Phi_b F_y}} \quad (23)$$

όπου  $F_y$  η ελάχιστη καθορισμένη τάση διαρροής και  $\Phi_b$  ίση 0.9 και 1 για DBE και MCE αντίστοιχα.



### **3.4. Ελαστομερή εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (ELB)**

Τα φυσικά και συνθετικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης χρησιμοποιήθηκαν ευρέως στην Ιαπωνία μαζί με συμπληρωματικές συσκευές απόσβεσης όπως ιξώδεις αποσβεστήρες, ατσάλινες ράβδοι, ράβδοι μολυβδου, συσκευές τριβής και άλλα. Το ελαστομερές που χρησιμοποιήθηκε στην Ιαπωνία περιλαμβάνει φυσικό καουτσούκ, ενώ στη Γαλλία νεοπρένιο χρησιμοποιήθηκε σε πολλά project. Οι μονωτήρες έχουν δύο πυκνές ατσάλινες τελικές απολήξεις (endplates) και πολλά λεπτά ατσάλινα φύλλα. Το καουτσούκ βουλκανιζάρεται (σκληραίνεται με θείο) και ενώνεται με το ατσάλι με μία μόνη διεργασία υπό συνθήκες θέρμανσης και πίεσης σε ένα καλούπι. Τα φύλλα χάλυβα αποτρέπουν τη διόγκωση του καουτσούκ και παρέχουν μια υψηλή κάθετη ακαμψία, όμως δεν έχουν καμία επίδραση στην οριζόντια ακαμψία, η οποία ελέγχεται από το χαμηλό μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς. Οι διατμητικές τάσεις είναι σχεδόν γραμμικές και η κρίσιμη απόσβεση στο 2-3%. Το υλικό δεν υπόκειται σε ολίσθηση και η μακροπρόθεσμη σταθερότητα του μέτρου είναι καλή.



**Fig. 3.1** Low-damping natural rubber bearing.

**Σχήμα 3.3:** Τυπικό μοντέλο ελαστομερούς εφεδράνου χαμηλής απόσβεσης (*Kelly, 1993*)

Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν εφαρμοστεί ως σεισμική μόνωση. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού (Neoprene) - ειδικά επεξεργασμένου (vulcanized) ώστε να καταστεί ανθεκτικότερο στις περιβαλλοντικές επιδράσεις – στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλισθεί υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις του ελαστομερούς.

---

Η σύνδεση των εφεδράνων αυτών με την ανωδομή και τη θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα μόνωσης και κατηγοριοποιούνται σε εφέδρανα χαμηλής και υψηλής απόσβεσης. Η απόσβεση προσδίδεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς στο εφέδρανο για την επανακέντρωσή του μετά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης, ενώ στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου η (υψηλή) τιμή της απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία του μόλυβδου.

Η συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία  $G_b \cdot A_b / t_e$  για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100%, όπου  $G_b$  είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς,  $A_b$  η επιφάνειά του και  $t_e$  το συνολικό του πάχος. Ορισμένα από τα πλεονεκτήματά τους είναι το γεγονός ότι η διαδικασία κατασκευής τους είναι σχετικά απλή και δοκιμασμένη, η μαθηματική τους προσομοίωση είναι εύκολη και η μηχανική τους συμπεριφορά είναι ανεξάρτητη από τον ρυθμό επιβολής της παραμόρφωσης, την θερμοκρασία, την ιστορία φόρτισης και την ηλικία. Απ' την άλλη, ένα βασικό μειονέκτημά τους είναι ο αναπόφευκτος συνδυασμός τους με αποσβεστήρες, οι οποίοι συχνά περιλαμβάνουν πολύπλοκες ενώσεις και στην περίπτωση μεταλλικών αποσβεστήρων είναι επιρρεπείς σε κόπωση μετά από λίγους κύκλους φόρτισης. Επιπλέον η μαθηματική προσομοίωση των αποσβεστήρων μπορεί να περιέχει πρόσθετες δυσκολίες. Το υλικό αυτό είναι ανθεκτικό στο φως, στις λιπαρές ουσίες και τα οξέα και έχει μεγαλύτερη αντοχή σε διάβρωση και γήρανση από το σκυρόδεμα και τον χάλυβα. (*American Society for Testing and Materials, 1988*)

### **3.5. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR)**

#### **3.5.1 Γενικά Στοιχεία**

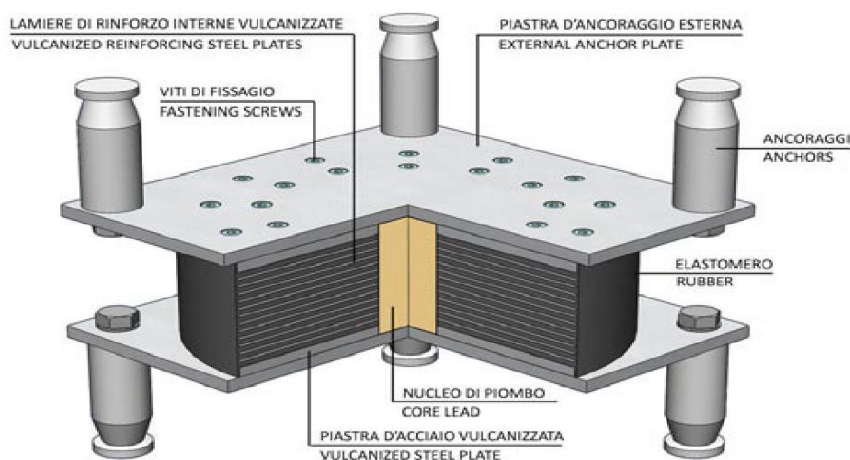
Η διαφορά σε σχέση με τα ELB οφείλεται στο ότι το υλικό που χρησιμοποιείται χαρακτηρίζεται από σημαντικά υψηλότερη τιμή του ποσοστού ιξώδους απόσβεσης. Είναι σχεδιασμένα να υποστηρίζουν μεγάλα βάρη και συγχρόνως να παρέχουν μικρή δυσκαμψία σε οριζόντιες μετακινήσεις.

Τα εφέδρανα αυτά χαρακτηρίζονται από την ικανότητα μεγάλης απορρόφησης ενέργειας καθώς η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση κυμαίνεται από 5% έως και 16% της κρίσιμης απόσβεσης για το 100% της διατμητικής παραμόρφωσης και έχουν την ικανότητα αυτόματης επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση.

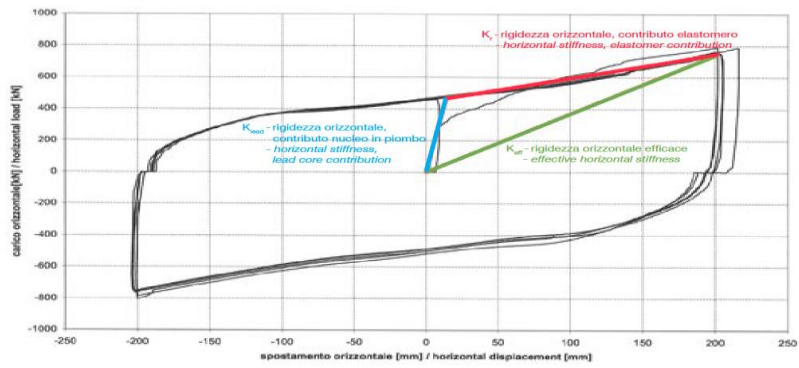
Χρειάζεται προσοχή ώστε να μη βρεθούν υπό εφελκυστικές τάσεις καθώς η ικανότητά τους να τις παραλάβουν είναι μικρή σε σχέση με την ικανότητα ανάληψης θλιπτικών τάσεων. Σε περίπτωση εμφάνισης εφελκυστικών τάσεων απαιτούνται ιδιαίτερα μέτρα και σχεδιασμός.

Η συμπεριφορά των εφεδράνων HDNR και κατ' επέκταση οι μηχανικές του ιδιότητες εξαρτώνται από τα παρακάτω :

- Επιφάνεια πίεσης
- Ελαστομερές και τα πρόσθετα υλικά
- Ταχύτητα της φόρτισης
- Επιφάνεια πίεσης
- Θερμοκρασία (ειδικότερα κάτω από 20° F)
- Ιστορία φορτίσεως (scragging)



**Σχήμα 3.4:** Ελαστομερές εφέδρανο χαμηλής απόσβεσης(ELB) (Necs.fr, 2017)



**Σχήμα 3.5:** Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης ελαστομερούς εφεδράνου χαμηλής απόσβεσης (ELB) (Necs.fr, 2017)

---

### 3.5.2 Σχεδιασμός Ελαστομεταλλικών Εφεδράνων

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα :

- Επιλογή του ισοδύναμου συντελεστή απόσβεσης  $\beta_{\text{eff}}$  μέσω του οποίου θα μειωθούν οι φασματικές αποκρίσεις  $S_a$ ,  $S_v$ . Η μείωση αυτή μπορεί να προσδιοριστεί από την παράμετρο (EC8, prEN 1998-1):

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{c,q}}} \geq 0.55 \quad (24)$$

- Προσδιορισμός της κατηγορίας του εδάφους θεμελίωσης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής
- Μέσω των κανονισμών, στατικής η δυναμικής ανάλυσης προσδιορίζουμε την ισοδύναμη οριζόντια δυσκαμψία  $K_{\text{eff}}$  και την μετακίνηση  $D$  του συστήματος.
- Επιλέγουμε τις μηχανικές ιδιότητες του υλικού, συμπεριλαμβανομένου του μέτρου ελαστικότητας και διατμήσεως

Η διατμητικές τάσεις και το συνολικό πάχος του εφεδράνου προσδιορίζεται από :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{\text{max}}} \quad (25)$$

Υπολογίζουμε την διατομή  $A$  και το πάχος  $t$  των στρωμάτων του ελαστικού.

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c A}{t_r}}{\frac{G A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E (1+2 kS^2)}{G} \geq 400 \quad (26)$$

για  $S > 10$

**Όπου:**

$E$  : Μέτρο ελαστικότητας ανάμεσα από 1.5 και 5.0 MPa

$t_r$ : Το συνολικό ύψος των στρώσεων του ελαστικού

$S$ : Συντελεστής σχήματος που ισούται με  $A/A_f$  (Kelly, 1993)

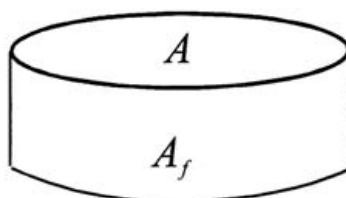
$A_f$ : Η διατομή που δεν φορτίζεται περιμετρικά

$K_v$  : Κατακόρυφη δυσκαμψία

$K_h$ : Οριζόντια δυσκαμψία

G : Ο συντελεστής διάτμησης ανάμεσα από 0.4 και 1.0  $M_{ap}$

A : Η συνολική διατομή(διατομή φορτίσεως) του εφεδράνου



Rubber Hardness IRHD $\pm 2$	Young's Modulus E (N/cm <sup>2</sup> )	Shear Modulus G (N/cm <sup>2</sup> )	Modified Factor k
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.8
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	735	173	0.53
75	940	222	0.52

**Σχήμα 3.6:** Διατομή ελαστομερούς εφεδράνου HDNR

**Πίνακας 3.5:** Μέτρο ελαστικότητας, συντελεστής διάτμησης και δυσκαμψία για κάθε κατηγορία ελαστομερούς εφεδράνου HDNR (Κόπανος, 2013)

Η ελαχίστη διατομή του εφεδράνου (διατμητική αστοχία) δίνεται από :

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} t_r}{G} \quad (27)$$

Χρησιμοποιώντας την τιμή  $A_{sf}$  προσδιορίζουμε τις διαστάσεις του εφεδράνου. Έπειτα υπολογίζουμε την μειωμένη διατομή  $A_f$  αναλόγως τον τύπο του εφεδράνου όπως προσδιορίζεται στις εξ. (14), (15) και (16) :

- Η διατομή σχεδιασμού επιλέγεται ως η μέγιστη των τριών  $A_0$ ,  $A_1$ ,  $A_2$
- Επιλεγούμε τις επιθυμητές διαστάσεις των στρωμάτων ελαστικού συμφωνά με την διατομή σχεδιασμού A
- Επιλογή του πάχους t και του αριθμού N των στρωμάτων που θα απαιτηθούν.

- Χρησιμοποιώντας του συντελεστές σχήματος S και τις διαστάσεις των στρωμάτων προσδιορίζεται το πάχος ενός μεμονωμένου στρώματος ελαστικού t.
- Ο αριθμός των στρωμάτων του ελαστικού δίνεται από τον τύπο:

$$t_r = N \times t \quad (28)$$

Υπολογισμός του πάχους  $t_s$  των μεταλλικών φύλλων :

$$t_s \geq \frac{E_t}{\frac{0.6 F_y A}{P_{DL+LL} - 2}} \quad (29)$$

**Όπου:**

$E=1.65$  ή  $2.5$

t: Το πάχος στρώσης ελαστικού

$F_y$  : Η αντοχή διαρροής των μεταλλικών πλακών (274.4 MN/m<sup>2</sup>)

Πάχος των τελικών πλακών

Το απαιτούμενο πάχος των τελικών πλακών δίνεται από :

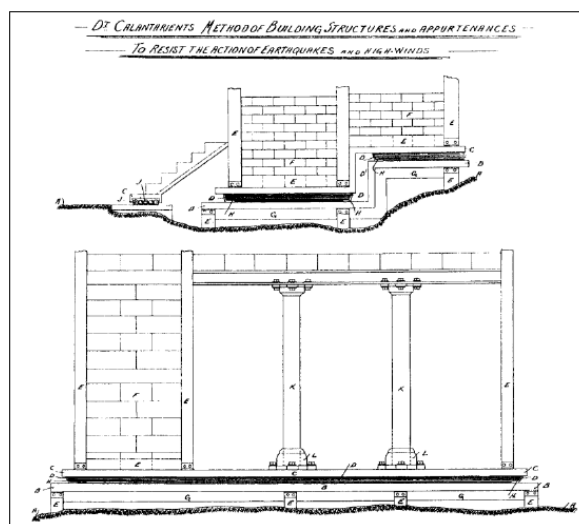
$$t \geq \sqrt{\frac{4 M_u}{\phi_b F_y}} \quad (30)$$

Οι τελικές διαστάσεις των στρώσεων του ελαστικού, των μεταλλικών φύλλων και γενικά η ακριβής διαστασιολόγηση του εφεδράνου θα προκύψει από τους έμπειρους αναλυτές και κατασκευαστές των εφεδράνων μέσω πειραματικών ελέγχων.

## **3.6. Εφέδρανα Τριβής – Ολίσθησης**

### **3.6.1.Γενικά Στοιχεία**

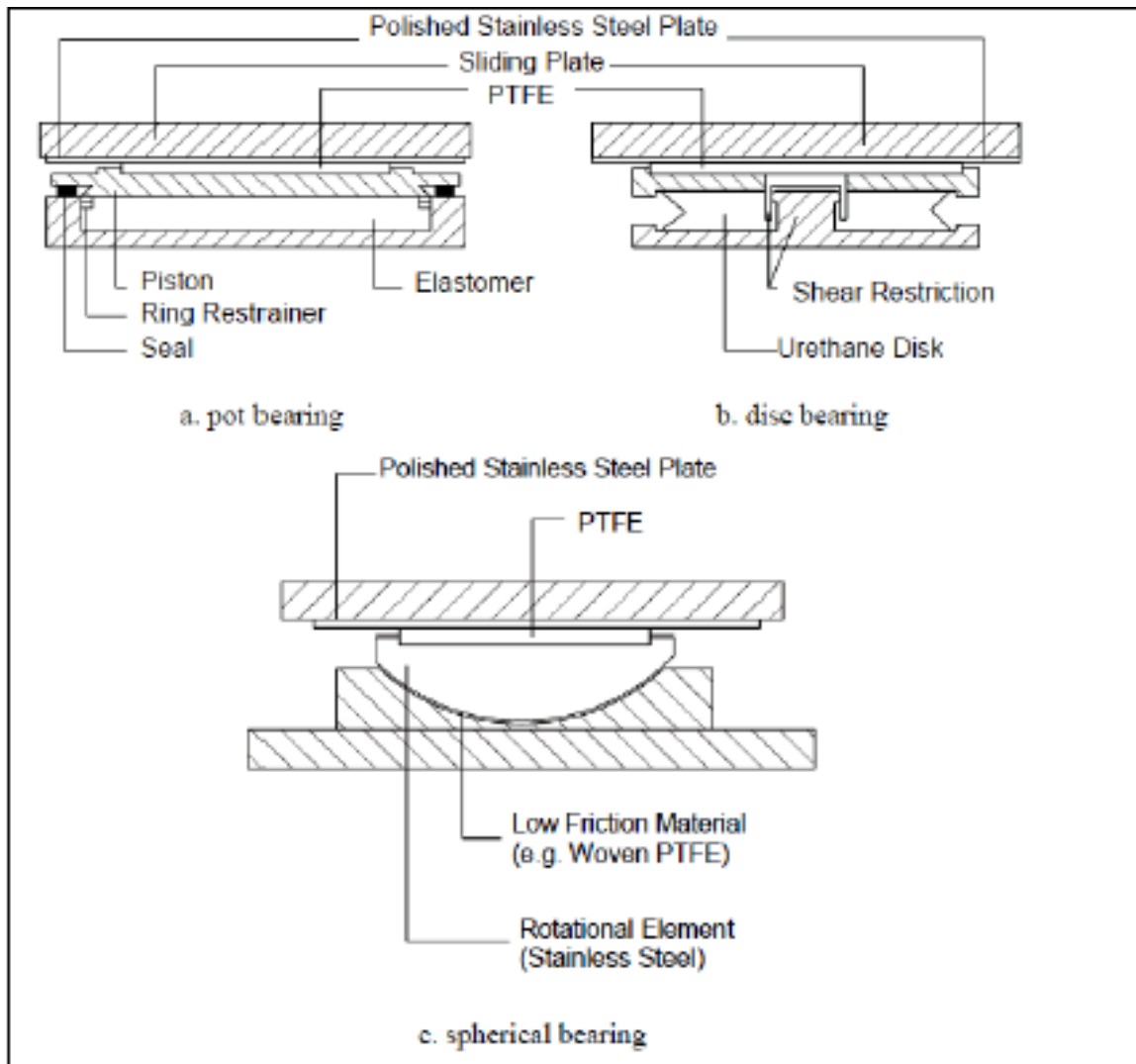
Το πρώτο σύστημα σεισμικής μόνωσης το οποίο βασίστηκε στην ολίσθηση προτάθηκε στην Αγγλία το 1909 από τον Johannes Avetican Calantarients ο οποίος ήταν γιατρός. Πρότεινε να διαχωριστεί η κατασκευή από την θεμελίωση με μια στρώση «ταλκ». Το σύστημα μόνωσης μείωνε της επιταχύνσεις οι οποίες περνούσαν στην κατασκευή «εις βάρος» των μεγάλων σχετικών μετακινήσεων της ανωδομής και της θεμελίωσης. Ουσιαστικά το σύστημα του Dr. Calantarients, είχε όλα τα στοιχεία που θεωρούνται απαραίτητα για την σεισμική μόνωση. Σήμερα το σημαντικότερο μέρος των θεωρητικών και πειραματικών αναλύσεων έχει πραγματοποιηθεί για την δυναμική συμπεριφορά των σεισμικά μονωμένων κατασκευών με συστήματα τριβής-ολίσθησης υπό σεισμικές δονήσεις. (Kelly, 1993)



**Σχήμα 3.7:** Πρώτη απεικόνιση συστήματος σεισμικής μόνωσης κατά Calantarients (Kelly, 1993)

Η πρώτη κατηγορία των συστημάτων που βασίζονται στην ολίσθηση είναι τα εφέδρανα με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης. Μπορούν να έχουν διάφορες μορφές και να συνδυαστούν με ελαστομερή εφέδρανα δημιουργώντας υβριδικά συστήματα με τροποποιημένες μηχανικές ιδιότητες και μεγαλύτερη ενεργειακή απορρόφηση. Οι βασικοί τύποι (pot, disk and spherical bearings) απεικονίζονται στην παρακάτω.





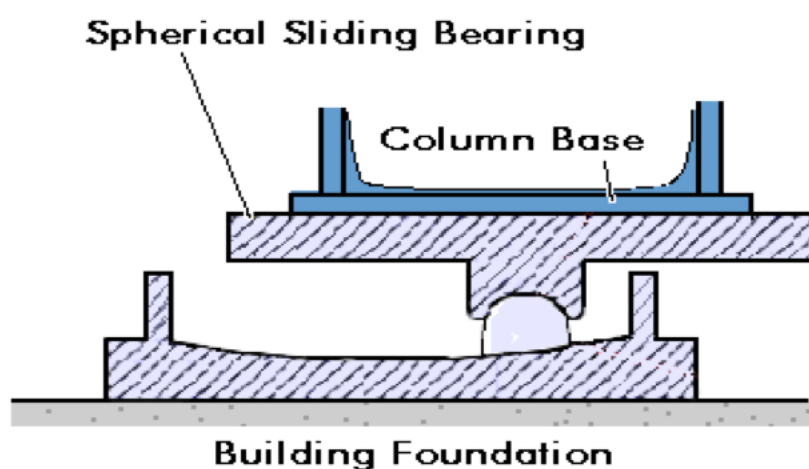
**Σχήμα 3.8:** Αναλυτική απεικόνιση τυπικού μοντέλου ολίσθησης (Κόπανος, 2013)

Ένα ακόμα σύστημα είναι το σύστημα που βασίζεται σε επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης. Χωρίζονται σε δυο κατηγορίες, τα συστήματα που λιπαίνονται και έχουν κατά κανόνα συντελεστή τριβής μικρότερο του 0.02 και τα συστήματα που δεν λιπαίνονται και έχουν συντελεστή τριβής της τάξης του 0.03. Ο συντελεστής τριβής όμως εξαρτάται από την ταχύτητα ολίσθησης και την ασκούμενη κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης. Πρακτικά έχουν μετρηθεί συντελεστές τριβής 0.10 έως 0.15 κατά την εκδήλωση σεισμού. Η συμπεριφορά του συστήματος είναι γραμμική όταν το ποσοστό της οριζόντιας δύναμης προς την κατακόρυφη είναι μικρότερο του συντελεστή τριβής, όταν ξεπεραστεί ο συντελεστής αυτός τότε δημιουργείται ολίσθηση και η τιμή της διατμητικά μεταφερόμενης δύναμης δεν αυξάνει άλλο. Έτσι μειώνονται σημαντικά οι σεισμικές δυνάμεις οι οποίες συνοδεύονται από μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις.

### **3.6.2 Τρόπος Λειτουργίας Συστημάτων Τριβής-Ολίσθησης**

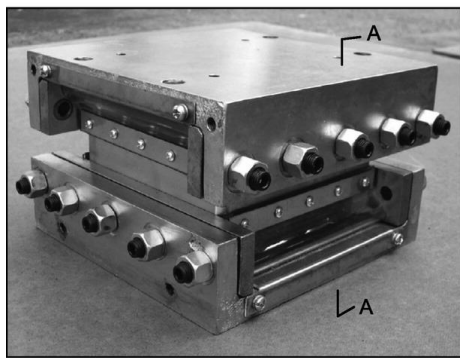
Ας δούμε τον τρόπο λειτουργίας των συστημάτων ολίσθησης σε επίπεδες επιφάνειες. Όταν η οριζόντια δύναμη λόγω σεισμικής δράσης ξεπεράσει τη δύναμη της στατικής τριβής που ασκείται στο εφέδρανο, το σύστημα ολισθαίνει. Το σύστημα ολίσθησης, τότε, παρέχει έναν ελαστικό – πλήρη πλαστικό κλάδο. Η δύναμη τριβής, ως γνωστόν, ισούται με τον συντελεστή τριβής επί το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στο εφέδρανο λόγω της ανωδομής. Πρέπει να σημειωθεί πως η τέμνουσα βάσης είναι ίση με τη δύναμη ολίσθησης. Τα συστήματα ολίσθησης σε επίπεδες επιφάνειες όμως, έχουν ένα σοβαρό μειονέκτημα. Δεν παρέχουν δύναμη επαναφοράς και επομένως μετά από ένα σοβαρό σεισμικό επεισόδιο η κατασκευή αδυνατεί να επανέλθει στην αρχική της θέση και επιπλέον επειδή η στατική τριβή είναι μεγαλύτερη από την τριβή ολίσθησης ίσως το σύστημα να κληθεί να αναλάβει μεγαλύτερα φορτία. Λύση στο πρόβλημα δίνουν τα συστήματα που έχουν καμπύλες επιφάνειες (FPS).

Τα εφέδρανα FPS (Friction Pendulum bearing) είναι σφαιρικά με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης έχουν πλευρική δυσκαμψία εξαιτίας της καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης. Τα εφέδρανα FPS έχουν την ικανότητα να αναλαμβάνουν μεγάλες αξονικές φορτίσεις, σχεδιάζονται για μεγάλες χρονικές περιόδους δηλαδή πάνω από 5 δευτερόλεπτα και έχουν μεγάλη αντοχή για μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις.

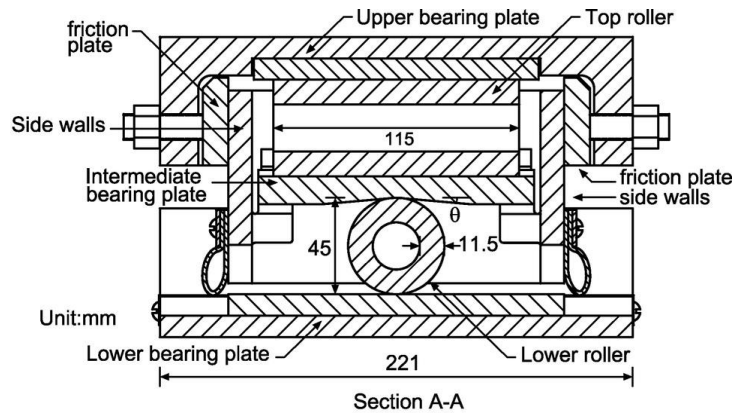


**Σχήμα 3.9:** Απεικόνιση εφεδράνου FPS (*mceer.buffalo.edu, 2014*)

Τα εφέδρανα Eradiquake είναι μια κατηγορία τα οποία ανήκουν στα συστήματα ολίσθησης σε συνδυασμό με ελαστομερή στοιχεία. Όπως φαίνεται στην εικόνα πιο κάτω αποτελούνται από μια επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης πλαισιωμένη με ένα εφεδράνου δίσκου και τοποθετημένα με ορθογώνια ευθυγράμμιση ελαστομερή στοιχεία με δυσκαμψία και απόσβεση για την επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση μετά από σεισμό.

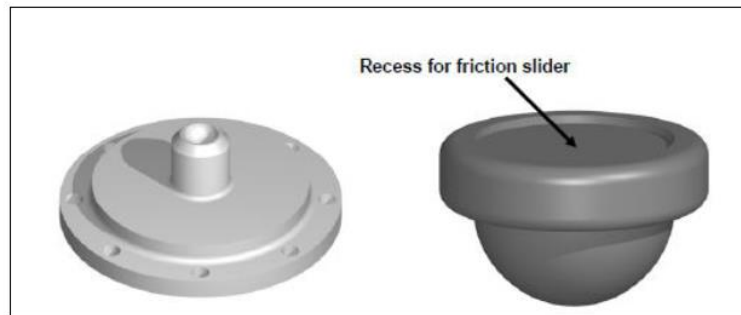
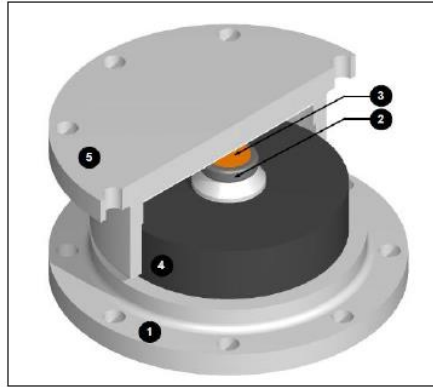


Bearing assembly



**Σχήμα 3.10:** Απεικόνιση εφεδράνου Eradiquake (*ascelibrary.org, 2017*)

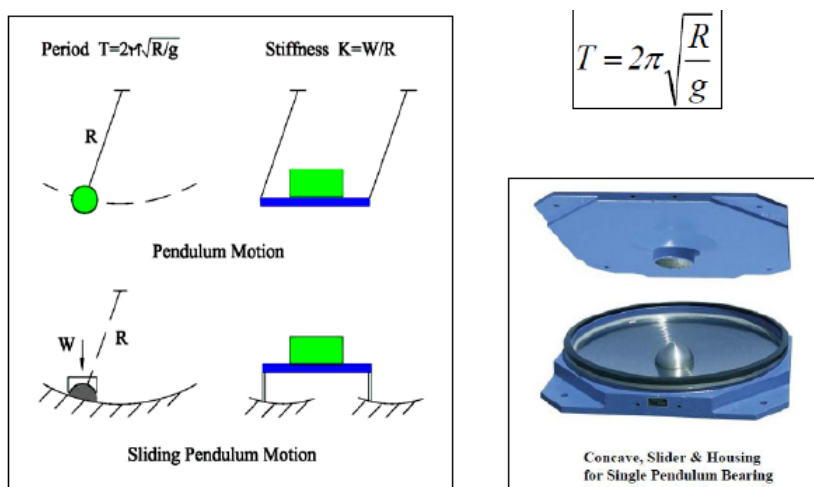
Το Εφέδρανο «AXON» αποτελείται από επιφάνεια ολίσθησης με χαμηλό συντελεστή τριβής για να παρέχει την απαιτούμενη οριζόντια ευλυγισία και το ελαστομερές στοιχείο με δύναμη επαναφοράς για την επιστροφή του εφεδράνου στην αρχική του κατάσταση μετά από μια πλευρική μετακίνηση.



**Σχήμα 3.11:** Απεικόνιση εφεδράνου «AXON» με λεπτομέρεια στοιχείων (βάση-ολισθήρας) (Κόπανος, 2013)

### 3.6.3. Συστήματα Τριβής FPS

Η πιο διαδεδομένη κατηγορία συστημάτων που βασίζονται στην ολίσθηση είναι τα Συστήματα τριβής FPS. Άρχισαν να μελετώνται στη δεκαετία του '90 και η λειτουργία τους βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς. Αποτελούνται από ένα αρθρωτό ολισθήρα ο οποίος ολισθαίνει πάνω σε σφαιρική επιφάνεια τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα ακτίνας καμπυλότητας R. Η επιφάνεια του ολισθήρα η οποία έρχεται σε επαφή με τη σφαιρική επιφάνεια είναι επικαλυμμένη με συνθετικό υλικό. Κατά την σεισμική δόνηση, το αρθρωτό στοιχείο ολισθαίνει στην σφαιρική επιφάνεια αποσβένοντας την ενέργεια μέσω τις τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ της επιφάνειας και του ολισθήρα και λόγω της καμπυλότητας η μάζα της ανωδομής ανυψώνεται και έτσι εμφανίζεται μία δύναμη επαναφοράς με αποτέλεσμα η κατασκευή να έχει την δυνατότητα να αυτοεπαναφέρεται στην αρχική της θέση μετά το πέρας του σεισμού. Αυτή η δύναμη επαναφοράς είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας και ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα. Η περίοδος ταλάντωσης της ανωδομής είναι ανεξάρτητη από τη μάζα αυτής και εξαρτάται μόνο από την ακτίνα καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας του μονωτήρα και δίνεται από τον παρακάτω τύπο. (Kelly, 1993)



Σχήμα 3.12: Απεικόνιση τυπικού μοντέλου εφεδράνου τριβής (Κόπανος, 2013)

Θεωρώντας ένα σύστημα με μάζα M και δυσκαμψία K καταλήγουμε εύκολα στην εξίσωση (32).

---

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (31)$$

$$\frac{W}{K} = \frac{R}{g} \rightarrow K = \frac{W}{R} \quad (32)$$

Γενικά τα συστήματα παρέχουν στην σεισμικά μονωμένη κατασκευή δυναμική περίοδο ταλάντωσης από 1 sec έως και 5 sec και αντοχή μετακίνησης πάνω από 1m.

Το εφέδρανο μπορεί να τοποθετηθεί είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω όπως απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα. Το αποτέλεσμα της σεισμικής μόνωσης είναι το ίδιο. Στην μια περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ effect) μεταφέρονται στα στοιχεία της ανωδομής και στην άλλη περίπτωση στα στοιχεία της θεμελίωσης.

---

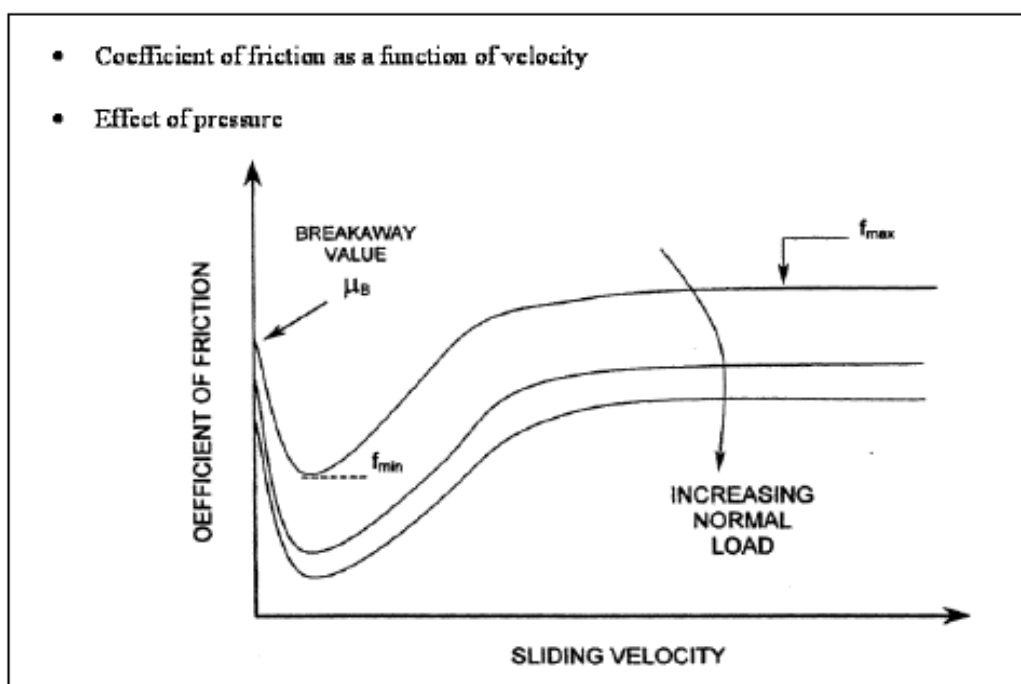
### 3.6.4.Μηχανικά Χαρακτηριστικά FPS

Τα συστήματα ολίσθησης κατασκευάζονται στις Ηνωμένες Πολιτείες από την εταιρεία EPS και συγκεκριμένα τα εφεδρανα (FPS) από τον R.J. Watson inc. EPS. Τα συστήματα FPS χρησιμοποιούνται ευρέως για την σεισμική μόνωση σε γέφυρες και σε κτίρια γιατί έχουν μεγάλη δυνατότητα μετακίνησης. Παρακάτω έχουμε ένα παράδειγμα στην γέφυρα Οντάριο στο Μισισσιπή.

Τα βασικά του στοιχειά είναι:

1. Η σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (concave plate)
2. Ο αρθρωτός ολισθήρας (Articulated friction slider)
3. Και το υλικό ολίσθησης PTFE (bearing material)

Η επιφάνεια ολίσθησης είναι πρωταγωνιστής στην απόκριση του εφεδράνου FP. Ο συντελεστής τριβής επηρεάζεται από την πίεση που ασκείται στην επιφάνεια του εφεδράνου, την ταχύτητα της ολίσθησης, την θερμοκρασία και το επίπεδο φθοράς και την κατάσταση της επιφάνειας ολίσθησης. Η επιρροή της ταχύτητας και της πίεσης φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.13: Απεικόνιση διαγράμματος Ταχύτητας – Πίεσης (Kelly, 1993)

---

Γενικά :

1. Κατά την έναρξη της κίνησης και σε συνθήκες σχεδόν στατικές οι επιφάνειες παρουσιάζουν υψηλές τιμές του συντελεστή τριβής. Αυτή ονομάζεται στατική τριβή και συμβολίζεται με  $\mu_B$ .
2. Στα πρώτα στάδια της κίνησης ενώ το σύστημα κινείται με χαμηλή ταχύτητα ο συντελεστής τριβής φτάνει στην χαμηλότερη τιμή του  $f_{min}$ .
3. Ο συντελεστής τριβής αυξάνεται με την αύξηση της ταχύτητας ολίσθησης και φτάνει σε μια μέγιστη σχεδόν σταθερή τιμή,  $f_{max}$ .
4. Σε γενικές γραμμές η τιμή  $f_{min}$  είναι πολύ μικρότερη από την  $\mu_B$  και η  $f_{max}$  μεγαλύτερη από την τιμή  $\mu_B$  εκτός από πολύ μικρές τιμές της θερμοκρασίας ( $-40^\circ\text{C}$  και λιγότερο) όπου η  $\mu_B$  γίνεται μεγαλύτερη από την  $f_{max}$ .
5. Για ενδιάμεσες τιμές της ταχύτητας ( $v$ ), ο συντελεστής τριβής μπορεί να εξαχθεί από την ακόλουθη εξίσωση :

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) e^{-av} \quad (33)$$

6. Η θερμοκρασία για τιμές ανάμεσα από  $-30^\circ\text{C}$  και  $50^\circ\text{C}$  έχει ήπια επιρροή στην μέγιστη τιμή του συντελεστή τριβής  $f_{max}$ . Αυτό το φαινόμενο είναι αποτέλεσμα της θέρμανσης λόγω της τριβής στη επιφάνεια ολίσθησης.

Τα παραπάνω χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες των εφεδράνων FPS έχουν προκύψει από εκτενείς δοκιμές σε ερευνητικά κέντρα Αντισεισμικής Μηχανικής διεθνούς φήμης όπως τα εξής:

- Εθνικό Κέντρο Αντισεισμικής Μηχανικής Έρευνας (NCEER)
- Πανεπιστήμιο Νέας Υόρκης στο Buffalo (MCEER)
- Κέντρο Ερευνών (EERC)
- Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια (στο Berkeley)



---

### **3.6.5. Σχεδιασμός Εφεδράνου Τύπου FPS**

Για το σχεδιασμό των εν λόγω εφεδράνων απαιτούνται τα παρακάτω βήματα:

1. Επιλογή των υλικών της επιφάνειας ολίσθησης και της επιφάνειας πίεσης για να επιτύχουμε τις επιθυμητά χαρακτηριστικά της τριβής.
2. Επιλογή του πάχους της πλακάς από ανοξείδωτο χάλυβα για την αποφυγή της ανύψωσης του εφεδράνου (uplift) ή φορτίσεων που μπορούν να οδηγήσουν στην αστοχία της πλακάς.
3. Επιλογή του πάχους του υλικού ολίσθησης PTFE η αλλού συγγενούς υλικού για τον προσδιορισμό της επιθυμητής φθοράς της επιφάνειας.
4. Επιλογή του πάχους των τελικών πλακών για την ασφαλή στήριξη των πιέσεων και την επιβολή επαρκούς ακαμψίας για την αποφυγή της παραμόρφωσης της επιφάνειας ολίσθησης
5. Επιλογή του μεγέθους και της δυσκαμψίας του στοιχείου περιστροφής (αρθρωτός ολισθήρας) για να ελαχιστοποιήσει τις τάσεις στην κορυφή της επιφάνειας ολίσθησης. Αυτές οι τάσεις μπορούν να οδηγήσουν σε υπερβολική φθορά.

Στη συνέχεια, παραθέτονται κάποιες προδιαγραφές για τη γεωμετρία και την επιλογή των υλικών οι οποίες προτείνονται από τον κανονισμό AASHTO 1999 και είναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθούν ως εγχειρίδιο για τον σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων ολίσθησης:

- Το ωφέλιμο πάχος των φύλλων του υλικού PTFE πρέπει να είναι τουλάχιστον 1.6 mm μετά την συμπίεση λόγω των κατακόρυφων φορτίσεων. Συγκριτικά, το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1337-1 (European Standard 2000) σχετίζει το ωφέλιμο πάχος με τις διαστάσεις των φύλλων PTFE και προτείνει ελάχιστο πάχος 2.2 mm άνευ φορτίου.
- Ο ανοξείδωτος χάλυβας της επιφάνειας ολίσθησης θα πρέπει να βελτιώνεται ( λούστρο με υψηλό επίπεδο ανακλαστικότητας). Ο κανονισμός AASHTO 1999 προτείνει το τελείωμα να έχει μέση αριθμητική επιφανειακή σκληρότητα ( $R_a$ ) να μην υπερβαίνει τα 0.8 micrometers.
- Ο ανοξείδωτος χάλυβας (stainless steel) θα πρέπει να είναι κατά προτίμηση του τύπου 316 σύμφωνα με ASTM A 240 (in the U.S.A.) ή τύπου 5 CrNiMo σύμφωνα με DIN 17440 (in Germany) η κάποιο ισοδύναμης ποιότητας.

- Το πάχος της πλακάς από ανοξείδωτο χάλυβα και την επιφάνεια ολίσθησης πρέπει να είναι τουλάχιστον 1.5 mm για επιφάνειες που έχουν μέγιστη διάσταση μικρότερη από 300 mm, και τουλάχιστον 2.3 mm για επιφάνεια που έχει μέγιστη διάσταση μέχρι και 900 mm. Για μεγαλύτερες διαστάσεις το πάχος της πλακάς απαιτείται να εξεταστεί και να γίνουν τεστ στο εφέδρανο με τις πιθανές δυνάμεις και ταχύτητες.
- Εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιούν λίπανση πρέπει πάνω στα φύλλα PTFE να υπάρχουν κυκλικές εσοχές με διάμετρο έως και 8 mm και βάθος έως και 2 mm. Οι εσοχές αυτές θα πρέπει να καλύπτουν το 20-30% της επιφάνειας PTFE. Το λιπαντικό πρέπει να είναι σιλικόνη αποτελεσματική για χαμηλές θερμοκρασίες.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί πως τα εφέδρανα ολίσθησης είναι χρήσιμο να έχουν ικανότητα στροφής ώστε να μπορούν να δεχθούν τυχόν στροφικές μετακινήσεις από φορτίσεις, κατασκευαστικές ατέλειες και μεταβολές της θερμοκρασίας. Ακόμη, είναι πιθανό να δεχθούν στροφή  $\theta$  λόγω πλευρικών μετακινήσεων, δηλαδή:

$$\theta = \sin^{-1} \left[ \frac{D}{R} \right] \quad (34)$$

Όπου:

- D : Η πλευρική μετακίνηση
- R : Η ακτίνα καμπυλότητας

Δεδομένου ότι συνήθως ισχύει  $D/R \leq 0.2$  η στροφή είναι 0.2 rad ή μικρότερη.

Σύμφωνα με τον κανονισμό AASHTO 1999 για τη διαστασιολόγηση χρειάζεται να υπολογιστούν τα παρακάτω χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης μέσω της φασματικής ανάλυσης και των ισοδύναμων ιδιοτήτων:

- Δυναμικός συντελεστής τριβής
- Ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης και
- Την μετακίνηση αντοχής του συστήματος

---

Πιο συγκεκριμένα η παραπάνω διαδικασία έχει ως εξής:

- Υπολογισμός του ελάχιστου και του μεγίστου πιθανού συντελεστή τριβής  $f_{\min}$ ,  $f_{\max}$  αντίστοιχα με την βοήθεια των τροποποιημένων συντελεστών ιδιοτήτων (property modification factors included in 2003 NEHRP recommended provisions)
- Υπολογισμός της ακτίνας καμπυλότητας του εφεδράνου

Για να επέλθει η επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση χωρίς μόνιμες μετακινήσεις, προτείνεται από τον κανονισμό AASHTO 1999 η ιδιοπερίοδος της κατασκευής να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$T_d \leq 40 [D/g]^{1/2} \quad (35)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (36)$$

Και τελικά καταλήγουμε στην εξής σχέση:

$$R \leq 40 D_d \quad (37)$$

Προσδιορισμός της μετακίνησης αντοχής των εφεδράνων

Θεωρούμε μια επιθυμητή μετακίνηση σχεδιασμού  $D_d$ .

Υπολογίζουμε την ισοδύναμη δυσκαμψία  $K_e$  από τη σχέση:

$$K_e = \frac{\mu W_s}{D_d} + \frac{W_s}{R} \quad (38)$$

Υπολογισμός του ισοδύναμου συντελεστή απόσβεσης  $\beta_e$  από τη σχέση:

$$\beta_e = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right] \quad (39)$$

Υπολογισμός της ισοδύναμης περιόδου του συστήματος μόνωσης από τη σχέση:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{k_e g}} \quad (40)$$

---

Προσδιορισμός της μετακίνησης σχεδιασμού από το φάσμα απόκρισης για τον μέγιστο αναμενόμενο σεισμό (MCE) από τη σχέση:

$$SD = \frac{T^2 SA}{4 \pi^2} \quad (41)$$

**Όπου:**

SA: Η επιτάχυνση (για περίοδο T και συντελεστή απόσβεσης β) από το φάσμα απόκρισης για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό

T=T<sub>eff</sub>: Η ισοδύναμη περίοδος της σεισμικά μονωμένης κατασκευής για τον μέγιστο αναμενόμενο σεισμό

ή από τον κανονισμό AASHTO 1999 έχουμε τη σχέση:

$$D_d = 250 AS \frac{T_e}{B} \quad (42)$$

**Όπου:**

A: Ο συντελεστής επιτάχυνσης

B: Ο συντελεστής απόσβεσης για β<sub>e</sub>

S : Παράμετρος αναλόγως την τοποθεσία

Μοντελοποίηση των εφεδράνων για την ανάλυση χρησιμοποιώντας τον ελάχιστο και μέγιστο συντελεστή τριβής

Ανάλυση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων και των δυνάμεων της ανωδομής

Έλεγχος για σταθερότητα και ικανότητα στροφής των εφεδράνων υπό τα φορτία βαρύτητας και όχι της σεισμικής διέγερσης

---

## **3.7. Συστήματα με Ελατήρια**

### **3.7.1. Γενικά Στοιχεία**

Τα ελαστομερικά συστήματα μόνωσης καθώς και τα συστήματα ολίσθησης συνήθως διαμορφώνονται ώστε να παρέχουν μονάχα οριζόντια μόνωση. Όταν απαιτείται μόνωση και των τριών διαστάσεων, είναι πιθανό, αλλά όχι συνηθισμένο, να χρησιμοποιούνται ελαστομερικά εφέδρανα. Σε γενικές γραμμές, τα συστήματα με ελατήρια (spring-type) έχουν χρησιμοποιηθεί στις περιπτώσεις αυτές.

### **3.7.2. Συστήματα GERB**

Το σύστημα GERB για τη σεισμική μόνωση αναπτύχθηκε αρχικά για τη μόνωση των κραδασμών στους στροβιλοκινητήρες των μονάδων παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας. Χρησιμοποιεί μεγάλα ελικοειδή ελατήρια από ατσάλι, τα οποία είναι εύκαμπτα και οριζόντια και κάθετα. Η κάθετη συχνότητα είναι περίπου 3-5 φορές όσο η οριζόντια συχνότητα. Τα ατσάλινα ελατήρια δεν έχουν καθόλου απόσβεση και το σύστημα χρησιμοποιείται πάντοτε σε συνδυασμό με το GERB viscodamper. Όπως συμβαίνει σε όλα τα συστήματα τριών διαστάσεων, υπάρχει πολύ ισχυρή σύζευξη ανάμεσα στην οριζόντια κίνηση και την κίνηση κύλισης, επειδή το κέντρο βαρύτητας της μονωμένης δομής είναι πάνω από το κέντρο δυσκαμψίας του μονωμένου συστήματος. Αυτός ο τύπος συστήματος είναι πρακτικός στις περιπτώσεις όπου το κέντρο της βαρύτητας και αυτό της δυσκαμψίας είναι στο ίδιο επίπεδο.

Το σύστημα αυτό έχει δοκιμαστεί στη «σεισμική τράπεζα» στα Σκόπια και έχει εφαρμοστεί σε δύο σπίτια στη Santa Monica, California. Τα σπίτια αυτά είχαν πληγεί έντονα από το σεισμό του Northridge το 1994. Η ανταπόκρισή τους στο σύστημα μόνωσης δείχνει πως το τελευταίο δεν υπήρξε αποτελεσματικό στο να μειώσει τις επιταχύνσεις στα κτίρια αυτά, οι οποίες οφείλονταν στην πλευρική κίνηση. (Kelly, 1993)

### **3.8. Πλευρικά συστήματα**

Αυτός ο τύπος μόνωσης μειώνει τα σεισμικά φορτία σε όλο το οικοδόμημα, ιδιαίτερα τις δυνάμεις πίεσης που δημιουργούνται στις κολόνες ή στα βάθρα στήριξης. Η δυναμική αυτών των δομών είναι αρκετά διαφορετική από συμβατικές δομές, αλλά έχει εκτενώς μελετηθεί, και θεωρητικά και πειραματικά, σε δοκιμές στη «σεισμική τράπεζα» στο EERC.

Το concept αυτό εφαρμόστηκε σε ένα σιδηροδρομικό σταθμό πάνω σε γέφυρα στη Νέα Ζηλανδία. Το South Rangitikei River Bridge έχει βάθρα στήριξης 69-m , που έχουν σχεδιαστεί ώστε να ανυψώνουν το έργο υποδομής υπό συνθήκες σεισμικής δόνησης.



**Fig. 3.11** South Rangitikei River Bridge.

**Σχήμα 3.14:** Παράδειγμα γέφυρας με πλευρικό σύστημα μόνωσης στη Νέα Ζηλανδία (South Rangitikei Bridge) (Kelly, 1993)

---

Εντός κάθε βάρου υπάρχουν δύο μεγάλες συσκευές διασκόρπισης ενέργειας, οι οποίες βασίζονται στην ελαστική-πλαστική στρέβλωση των ατσάλινων πλακών. Αυτές παρέχουν δυνάμεις ελέγχου στις πλάκες, είτε όταν το βάρη κινείται προς τα πάνω, είτε όταν κινείται προς τα κάτω. Οι συσκευές αυτές σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν στο Department of Scientific and Industrial Research Physics and Engineering Laboratory στη Νέα Ζηλανδία το 1971-1972, και είναι οι πρώτες συσκευές διασκόρπισης ενέργειας που χρησιμοποιήθηκαν στο σεισμικό σχεδιασμό. Η μέθοδος δεν έχει χρησιμοποιηθεί ξανά σε γέφυρες, ωστόσο θα μπορούσε να είναι μια πολλά υποσχόμενη στρατηγική για μεγάλες γέφυρες όπως η Golden Gate Bridge, η Oakland Bay Bridge και η Williamsburg Bridge. Η προσέγγιση αυτή χρησιμοποιήθηκε ξανά αργότερα για τη μόνωση ψηλών καμινάδων στο Christchurch, στη Νέα Ζηλανδία. (Kelly, 1993)

---

### 3.9 Συστήματα Μόνωσης Κυλινδρικών Πασσάλων

Στις περιπτώσεις όπου είναι απαραίτητο να χρησιμοποιούνται βαθείς πασσάλους-για παράδειγμα σε κτίρια που βρίσκονται πάνω σε πολύ μαλακό έδαφος- αποτελεί πλεονέκτημα η χρήση αυτών των πασσάλων, για να παράσχουν την οριζόντια ευκαμψία που χρειάζεται για ένα σύστημα μόνωσης. Οι πάσσαλοι καθίστανται εύκαμπτοι με το να περιβάλλονται από σωλήνες, με ένα διάκενο κατάλληλο για ασφάλεια. Η οριζόντια δυσκαμψία είναι ανάλογη προς το  $EI/l^3$ , ενώ το φορτίο λυγισμού είναι ανάλογο προς το  $EI/l^2$ , όπου  $EI$  είναι η δυσκαμψία λύγισης του πασσάλου και το μήκος του. Εάν το φορτίο που φέρει ο πάσσαλος είναι  $W$  και η περίοδος του συστήματος  $T$ , τότε:

$$\frac{a EI}{l^3} = \frac{W}{g} [ 2\pi/T ]^2 \quad (43)$$

όπου  $a$  είναι ένας παράγοντας που εξαρτάται από την πάκτωση σε κάθε άκρη του πασσάλου.

Το φορτίο λυγισμού του πασσάλου είναι:

$$P_{crit} = \frac{\beta EI}{l^2} \quad (44)$$

όπου το  $\beta$  εξαρτάται από την πάκτωση.

Ο παράγοντας ασφάλειας ενάντια στην στρέβλωση δίνεται ως:

$$SF = \frac{P_{crit}}{W} = \frac{a}{\beta} \frac{l}{g T^2} \quad (45)$$

Οπότε κατά συνέπεια, για ένα συγκεκριμένο κάθετο φορτίο και καθορισμένη συχνότητα ή περίοδο, ο παράγοντας ασφάλειας ενάντια στη λύγιση αυξάνει όσο οι πάσσαλοι είναι πιο μεγάλοι.





**Fig. 3.9** GERB system: Lowe residences.

**Σχήμα 3.15:** Απεικόνιση συστήματος Κυλινδρικών Πασσάλων (*Kelly, 1993*)

Το σύστημα αυτό εφαρμόστηκε σε ένα από τα πιο πρόσφατα project μόνωσης βάσης, το Union House στο Auckland, στη Νέα Ζηλανδία, και ολοκληρώθηκε το 1983. Το κτίριο, που βρίσκεται σε μια περιοχή με φτωχό έδαφος, χρειαζόταν προεκτεταμένους πασσάλους στο υπόστρωμα, στα περίπου 10m κάτω από την επιφάνεια. Οι πάσσαλοι αυτοί περικλείονται σε ατσάλινα περιβλήματα με περιθώριο 150mm. Το κτίριο είναι 12όροφο με εξωτερικούς αρμούς. Η ανωδομή είναι έχει μεγάλη ακαμψία και η περίοδος στο σύστημα κυλινδρικών πασσάλων είναι περίπου 4sec. Απόσβεση παρέχεται από τον ελαστικό-πλαστικό ερπυσμό κωνικών ατσάλινων δίσκων, που είναι σε διάταξη περιμέτρου του κτιρίου σε επίπεδο εδάφους. Οι αποσβέστες έχουν τοποθετηθεί στην κορυφή των κυλινδρικών πασσάλων. Οι ατσάλινοι αποσβέστες

---

παρέχουν ελαστική δυσκαμψία πέρα από την απόσβεση, μειώνουν την περίοδο σε περίπου 2sec, και παρέχουν αποτελεσματική απόσβεση 12%.

Μια παρόμοια προσέγγιση χρησιμοποιήθηκε για τη μόνωση του Wellington Central Police Station. Ολοκληρώθηκε το 1991 και αυτή η δομή των 10 ορόφων υποστηρίζεται από 15m μακριούς κυλινδρικούς πασσάλους με ένα περιθώριο 375mm. Η περιοχή βρίσκεται πολύ κοντά σε ρήγμα και οι σεισμικές απαιτήσεις είναι σοβαρές. Απόσβεση παρέχεται από 24 αποσβεστήρες εξώθησης από μόλυβδο και με ένα επίπεδο διαρροής των 250kN.

Μια παραλλαγή αυτού του συστήματος χρησιμοποιείται για το Randolph Langenbach house στο Oakland, California. Γνωστό ως damped-sway foundation system, χρησιμοποιεί κυλινδρικούς πασσάλους και υδραυλικούς ιξώδεις αποσβεστήρες.

Αυτός που ανέπτυξε το σύστημα, που είναι και ιδιοκτήτης του σπιτιού, εκτιμά πως το σύστημα ανέβασε το κόστος κατασκευής του σπιτιού στα 10000 δολάρια, ποσό το οποίο αντιπροσωπεύει περίπου το 3% του συνολικού κόστους του σπιτιού. (*Kelly, 1993*)

---

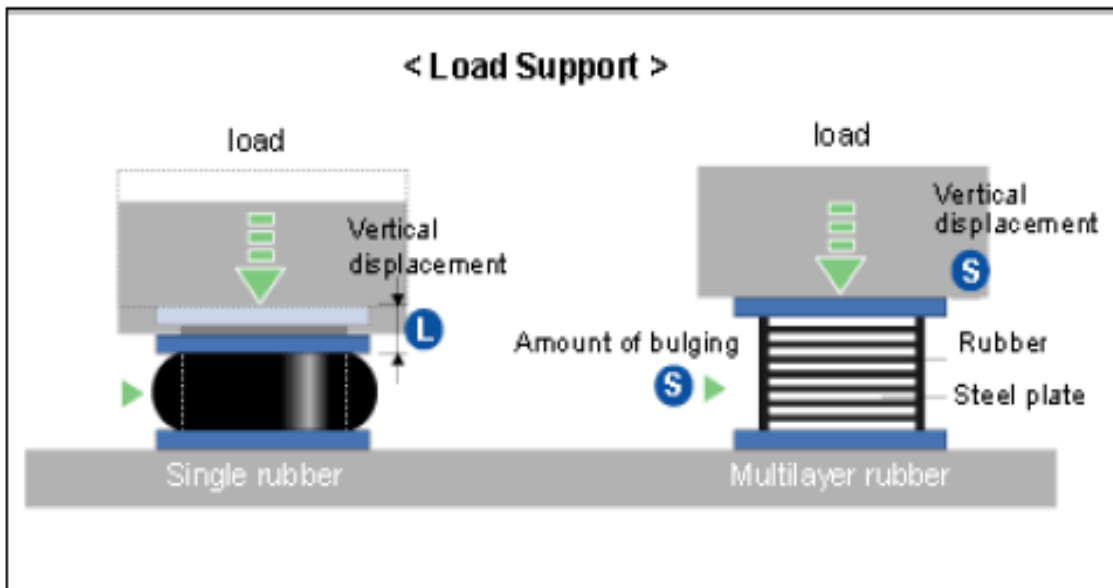
## **3.10. Εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου**

### **3.10.1. Γενικά Στοιχεία**

Τα εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου εφευρέθηκαν στη Νέα Ζηλανδία το 1975 και χρησιμοποιούνται εκτενώς σε Νέα Ζηλανδία, Ιαπωνία και στις Ηνωμένες Πολιτείες. Τα τελευταία είναι laminated εφέδρανα από καουτσούκ που μοιάζουν με τα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης, αλλά περιέχουν δύο ή και περισσότερα βύσματα μόλυβδου, τα οποία εισέρχονται σε οπές. Αποτελούνται από εναλλαγές στρώσεων ελαστικού και χάλυβα, που περιβάλλουν έναν κύλινδρο από μόλυβδο, συμπαγή και τοποθετημένο στο κέντρο των στρώσεων. Οι απσάλινες πλάκες στο εφέδρανο εξαναγκάζουν το βύσμα μόλυβδου σε παραμόρφωση διάτμησης. Ο μόλυβδος του εφεδράνου παραμορφώνεται φυσικά με μία πίεση ερπυσμού των περίπου 10MPa, παρέχοντας στο εφέδρανο μια διγραμμική αντίδραση(response). Ο μόλυβδος χρειάζεται να προσαρμόζεται στενά στο ελαστομερές εφέδρανο, και αυτό επιτυγχάνεται κάνοντας το βύσμα μόλυβδου ελαφρώς μεγαλύτερο από την οπή και πιέζοντάς το μέσα σε αυτή. Η ενεργή δυσκαμψία και η ενεργή απόσβεση του εφεδράνου με πυρήνα μόλυβδου εξαρτώνται από τη μετατόπιση. Τα εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου έχουν δοκιμαστεί εκτενώς στη Νέα Ζηλανδία, και υπάρχουν ολοκληρωμένες οδηγίες για το σχεδιασμό και την εφαρμογή τους. Τα κτίρια που είχαν μονωθεί με τέτοιου τύπου εφέδρανα ανταποκρίθηκαν καλά στους σεισμούς του Northridge και Kobe, το 1994 και 1995 αντίστοιχα. (Kelly,199)

Τα εφέδρανα LR παράγονται με βουλκανισμό των επάλληλων στρώσεων ελαστικού και των μεταλλικών πλακών μέσα σε καλούπι συγκεκριμένων διαστάσεων. Είναι ικανά να παρέχουν οριζόντια ευκαμψία, καθώς επίσης, και απόσβεση στην κατασκευή.

Κατασκευάζονται από εναλλασσόμενες στρώσεις χάλυβα επικολλώμενου σε φυσικό ή συνθετικό ελαστικό. Η επιθυμητή δυσκαμψία και τα χαρακτηριστικά απορρόφησης της ενέργειας είναι εφικτά εάν μεταβληθεί το συνολικό ύψος ή και οι διαστάσεις σχεδιασμού του εφεδράνου ή ακόμα και το πάχος του ελαστικού των ενδιάμεσων στρώσεων. Δηλαδή, όσο μειώνεται το πάχος των στρώσεων τόσο αυξάνει η κατακόρυφη δυσκαμψία και η επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων.



**Σχήμα 3.16:** Τομή εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου (Κόπανος, 2013)

Η μικρή τάση διαρροής του μολύβδου καθώς και η μικρή απαιτούμενη θερμοκρασία για την ανάπτυξη πλαστιμότητας (συγκριτικά με άλλα μέταλλα), αποτελούν τους κύριους λόγους για τους οποίους επιλέγεται ο μολύβδος. Όταν όμως το εφεδράνο υπόκειται σε ανακυκλιζόμενες σεισμικές μετακινήσεις, ο πυρήνας του μολύβδου παραμορφώνεται διατμητικά από τις μεταλλικές πλάκες και τελικά διαρρέει σε επίπεδα της τάξης των 10MPa. Αφού διαρρεύσει, τότε παρουσιάζει μια σχεδόν πλήρης πλαστική συμπεριφορά.

---

### **3.10.2. Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου**

Γενικά, η κατασκευή αυτού του είδους εφεδράνων το ελαστομερές χαμηλής απόσβεσης και τον πυρήνα μολύβδου με διάμετρο οι τιμές της οποίας είναι 15-30% της συνολικής διαμέτρου του εφεδράνου.

Επίσης, τα όρια διαρροής του μολύβδου εξαρτώνται από:

- Τη θερμοκρασία
- Τον περιορισμό του πυρήνα που παρέχεται μέσω των μεταλλικών φύλλων και των τελικών πλακών πάνω και κάτω.

Συνεπώς, η συμπεριφορά των εν λόγω εφεδράνων καθώς και οι μηχανικές του ιδιότητες επηρεάζονται από τα εξής:

- Ελαστομερές
- Επιφάνεια πίεσης
- Ταχύτητα της φόρτισης
- Θερμοκρασία

Τέλος, είναι σημαντικό να σημειωθεί πως όλες οι ενδεχόμενες αποκλίσεις στις ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων LR (σύνθλιψη λόγω αποκόλλησης του πυρήνα μικρής διαμέτρου, τροποποίηση των βρόχων υστέρησης λόγω περιορισμού του πυρήνα του μολύβδου), αντιμετωπίζονται την βοήθεια των παρακάτω:

- Συνοριακές αναλύσεις και
- Τροποποιητικοί συντελεστές των ιδιοτήτων που υποδεικνύουν οι κανονισμοί NEHRP 2003.

### **3.10.3. Σχεδιασμός εφεδράνων LR**

Η όλη διαδικασία σχεδιασμού των εφεδράνων LR, περιλαμβάνει ότι ακριβώς και η διαδικασία σχεδιασμού των ελαστομεταλλικών με επιπλέον απαίτηση σχεδιασμού του πυρήνα μολύβδου.

Για τη σωστή διαστασιολόγηση του πυρήνα απαιτείται ο προσδιορισμός της διατομής  $A_p$  και της διαμέτρου  $d_p$ . Οι τιμές των στοιχείων αυτών βασίζονται στη δύναμη  $Q_d$  και στην αντοχή διαρροής  $f_{py}$  και δίνεται από την εξής σχέση:

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} \quad (46)$$

Όπου:

$f_{py}$ : Η αντοχή διαρροής του πυρήνα μολύβδου για διατμητική τάση 10MPa

$Q_d$ : Η δύναμη διαρροής του πυρήνα μολύβδου =  $W_D/(4D)$

---

$W_D$  : Η ενέργεια που εκλύεται ανά κύκλο φόρτισης =  $2\pi K_{\text{eff}} D^2 \xi_{\text{eff}}$

$D$  : Η μετακίνηση σχεδιασμού του εφεδράνου

Τέλος, ο πυρήνας μολύβδου παρέχει την ελαστική δυσκαμψία και την απόσβεση της ενέργειας του εφεδράνου και οι διαστάσεις του απαιτείται να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5.0 \quad (47)$$

Όπου  $H_p$  και  $d_p$  το ύψος και η διάμετρος του πυρήνα μολύβδου.

---

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

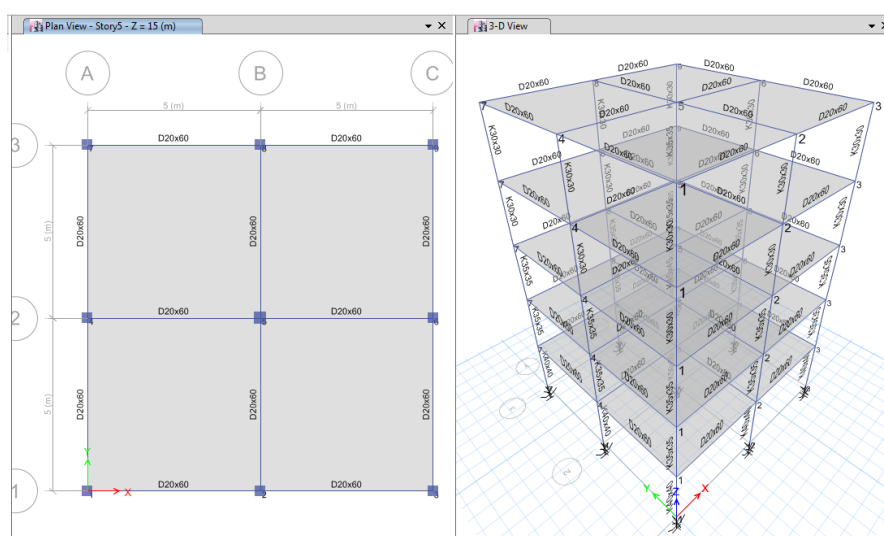
---

### ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

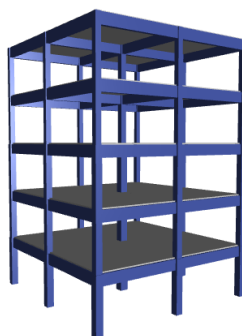
---

#### **4. Δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας**

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η συμπεριφορά ενός κτιρίου με σεισμική μόνωση (εφέδρανα) και συγκρίνεται με τη συμπεριφορά του αντίστοιχου κτιρίου χωρίς σεισμική μόνωση, κατά την εφαρμογή τριών διαφορετικών σεισμών: α) το σεισμό της Καλαμάτας το 1986, β) το σεισμό ΚΟΒΕ στην Ιαπωνία το 1995 και γ) το σεισμό της Αθήνας το 1999. Από τις εφαρμογές αυτές συγκεντρώθηκαν στοιχεία όσων αφορά τις μετακινήσεις του κτιρίου κατά τη διάρκεια των σεισμών, τις επιταχύνσεις, τις ροπές και τις τέμνουσες δυνάμεις και συγκρίθηκαν μεταξύ τους στις δυο καταστάσεις του κτιρίου όπως προαναφέρθηκε. Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS και στη συνέχεια παρουσιάζονται με τη σειρά τα αποτελέσματα των αναλύσεων.



**Σχήμα 4.1:** Τρισδιάστατη μορφή και κάτοψη του υφιστάμενου κτιρίου.



**Σχήμα 4.2:** Απεικόνιση μοντέλου



#### 4.1. Υφιστάμενο κτίριο

Επιλέχθηκε ένα τυπικό υφιστάμενο κτίριο ωπλισμένου σκυροδέματος της δεκαετίας του 1960. Το κτίριο που επιλέχθηκε είναι πενταώροφο με δύο ανοίγματα και στις δύο διευθύνσεις. Έχει μελετηθεί σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και τον Παλαιό Κανονισμό Ω.Σ. του 1954. Χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων και τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητες τους. Επίσης δεν υπάρχει κρίσιμος οπλισμός περισφιγξης, ούτε γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό.

Το ύψος των ορόφων είναι 3m. Το μήκος των ανοιγμάτων είναι 5m. Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά διαστάσεων 40x40 cm<sup>2</sup> στο ισόγειο, 35x35 cm<sup>2</sup> στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο και 30x30 cm<sup>2</sup> στον 3<sup>ο</sup> και 4<sup>ο</sup> όροφο. Οι διαστάσεις των δοκών είναι 20x60 cm<sup>2</sup>. Οι πλάκες έχουν πάχος 14 cm.

Τα φορτία είναι ίσα με: 1.5 kN/m<sup>2</sup> επικάλυψη και 2.0 t/m<sup>2</sup> κινητό. Η εσωτερική τοιχοποιία λαμβάνεται ως φορτίο ομοιόμορφα κατανομημένο σε όλες τις πλάκες ίσο με 1.0 kN/m<sup>2</sup>, ενώ το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας (ανά m<sup>2</sup> όψεως) είναι ίσο με 3.6 kN/m<sup>2</sup>. Τα κτίρια είναι σχεδιασμένα για κατηγορία σεισμικής ζώνης I σε σκληρό έδαφος τύπου B, με αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή, ε=0.04.

Τα υλικά που θεωρήθηκαν κατά τον σχεδιασμό ήταν B160 (μέση αντοχή κύβου 16.0 MPa) για το σκυρόδεμα και St I (μέση τιμή διαρροής 310 MPa, αστοχίας 420 MPa) για τον χάλυβα.

Ο τύπος των εφεδράνων που επιλέχθηκε για να τοποθετηθούν κάτω από το κτίριο και να διευρυνθεί η επιρροή τους στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, είναι τα εφέδρανα τριβής. Υπολογίστηκαν οι ιδιότητες των εφεδράνων ώστε το σεισμικά μονωμένο κτίριο να έχει μια ιδιοπερίοδο ίση με 2.5 sec με τον περιορισμό η μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων να είναι ίση με 10 cm.

Στη συνέχεια, ακολουθούν οι υπολογισμοί των ιδιοτήτων των εφεδράνων όπως προαναφέρθηκε προηγουμένως.

$\mu = 0.025$  ως συντελεστής τριβής

$$N_{sd} = 5686.4127 \text{ kN}$$

Η μάζα υπολογίστηκε από την παρακάτω σχέση:

$$m = \frac{N_{sd}}{g} = \frac{5686.4127}{9.81} = 579.65 \frac{\text{kN}}{\text{sec}^2}$$

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η ακτίνα καμπυλότητας του συστήματος για ιδιοπερίοδο  $T_{\text{eff}}$  από την παρακάτω σχέση:

$T_{eff} = 2.50 \text{ sec} \rightarrow SA = 0.6659 \frac{m}{sec^2} \rightarrow SD = 0.105425 \text{ m}$  , όπου SD η μετατόπιση

$$R = \frac{T_{eff}^2 g D}{4\pi^2 D - T_{eff}^2 \mu g} = \frac{2.5^2 9.81 0.105425}{4\pi^2 0.105425 - 2.5^2 0.025 9.81} = 2.4585 \text{ m}$$

Ακολούθως, προκύπτει η ενεργός δυσκαμψία του ελατηρίου, η απόσβεση  $\xi$  και η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος του συστήματος από τις παρακάτω σχέσεις:

$$K_{eff} = \frac{N_{sd}}{R} + \frac{\mu N_{sd}}{D} = \frac{5686.4127}{2.4585} + \frac{0.025 5686.4127}{0.105425} = 3661.41 \frac{kN}{m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{579.65}{3661.41}} = 2.4987 \text{ sec} \approx 2.50 \text{ sec}$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\frac{D}{R} + \mu} = \frac{2}{\pi} \frac{0.025}{\frac{0.105425}{2.4585} + 0.025} = 0.23446$$

Το προσομοίωμα πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό Etabs, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1 και 4.2. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία. Το πακτωμένο κτίριο έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με 1.192 sec ενώ το σεισμικά μονωμένο κτίριο έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με 2.691 sec.

---

## **4.2. Σεισμός Καλαμάτας 1986**

Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας στο κτίριο με και χωρίς σεισμική μόνωση. Από τις αναλύσεις προκύπτει η βελτιωμένη συμπεριφορά του σεισμικά μονωμένου κτιρίου, όπως φαίνεται παρακάτω. Στα Σχήματα 4.3 έως 4.19 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες μετακινήσεις των ορόφων των δύο κτιρίων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Οι μετακινήσεις στον 1ο όροφο είναι μεγαλύτερες στο κτίριο με την σεισμική μόνωση. Στον 2ο όροφο οι μετακινήσεις είναι παρόμοιες, με το σεισμικά μονωμένο κτίριο να έχει λίγο μεγαλύτερες τιμές. Αντίθετα από τον 3ο όροφο και πάνω οι μετακινήσεις στο πακτωμένο κτίριο είναι μεγαλύτερες από το σεισμικά μονωμένο, με την μεγαλύτερη διαφορά στον 5ο όροφο.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.19 οι μετακινήσεις των ορόφων για το πακτωμένο κτίριο παρουσιάζουν μια σταδιακή αύξηση καθ' ύψος. Αντίθετα, στο σεισμικά μονωμένο κτίριο οι μετακινήσεις όλων των ορόφων είναι σχεδόν ίδιες μεταξύ τους (Σχήμα 4.18) καθώς και με την μετακίνηση της βάσης.

Έτσι, η σχετική μετακίνηση των ορόφων στο σεισμικά μονωμένο κτίριο είναι πολύ μικρή, με αποτέλεσμα να είναι μικρά και τα εντατικά μεγέθη στα μέλη της σεισμικά μονωμένης κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.20 και 4.21 φαίνονται οι επιταχύνσεις του 5ου ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο και στο πακτωμένο. Οι τιμές της επιτάχυνσης είναι μεγαλύτερες στο πακτωμένο κτίριο.

Στα Σχήματα 4.23 έως 4.25 παρουσιάζονται οι ροπές στο μεσαίο περιμετρικό υποστύλωμα του ισογείου (K4). Η μέγιστη ροπή για το υποστύλωμα του πακτωμένου κτιρίου αναπτύσσεται στην βάση του ενώ για το σεισμικά μονωμένο κτίριο η μέγιστη ροπή είναι στην κορυφή του υποστυλώματος.

Απο τα διαγράμματα φαίνεται ότι η ροπή στα υποστυλώματα του σεισμικά μονωμένου κτιρίου είναι σημαντικά μικρότερη από εκείνη στο πακτωμένο κτίριο.

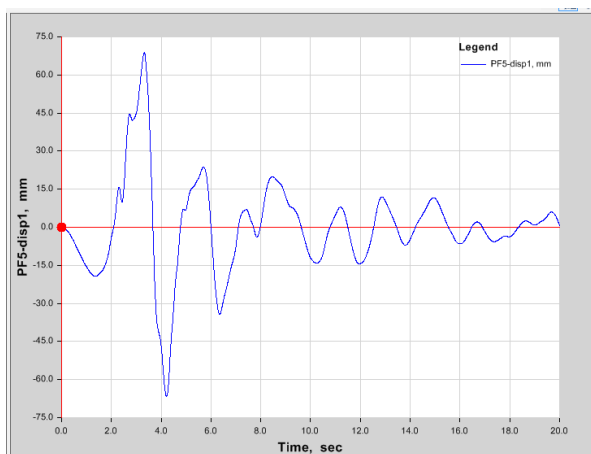
Για την περίπτωση του σεισμού της Καλαμάτας η μείωση είναι 75.2%

Στα σχήματα 4.26 και 4.27 παρουσιάζονται οι ροπές στο μεσαίο υποστύλωμα του ισογείου του υφιστάμενου κτιρίου (K5). Από τα διαγράμματα (Σχήμα 4.28) φαίνεται πως η ροπή του υποστυλώματος στο σεισμικά μονωμένο κτίριο είναι αισθητά μικρότερη, της τάξης του 87.9%.

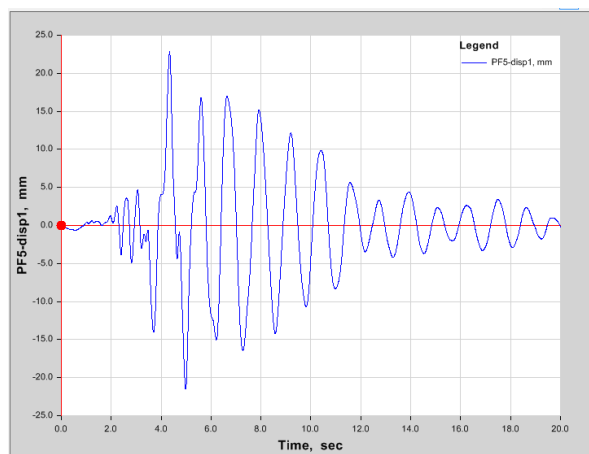
Αντίστοιχα, η τέμνουσα στο μεσαίο περιμετρικό υποστύλωμα (K4) παρουσιάζει μια μείωση της τάξης του 81.7% όταν το κτίριο τοποθετηθεί σεισμική μόνωση. (Σχήμα 4.31 έως 4.33)

Τέλος, η τέμνουσα στο κεντρικό υποστύλωμα του ισογείου του υφιστάμενου κτιρίου (K5) παρουσιάζει μείωση ίση με 90.7% (Σχήμα 4.34 έως 4.36)

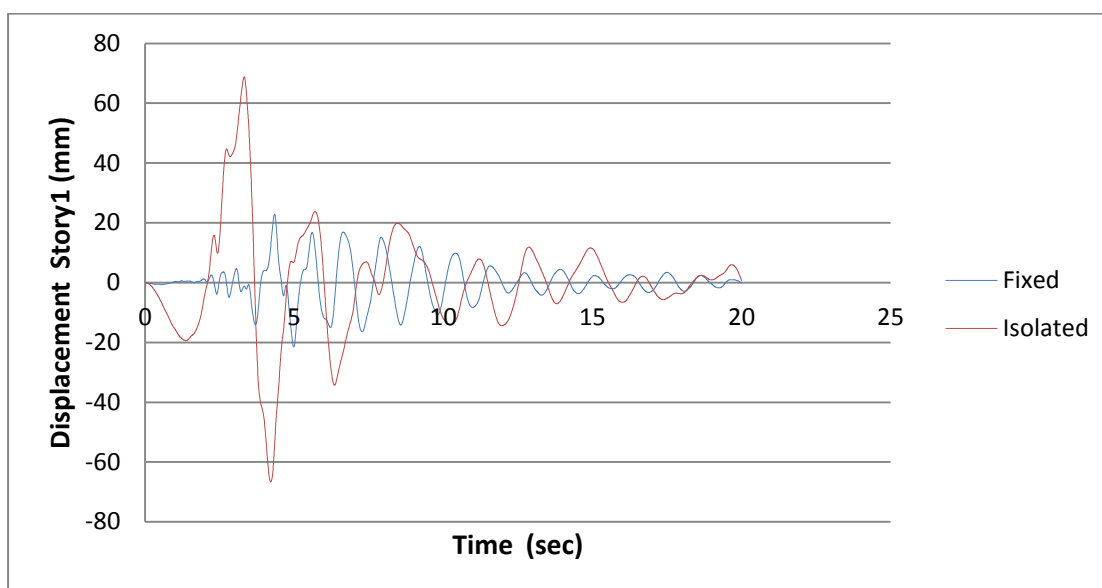
### 4.2.1. Μετατοπίσεις ορόφων



**Σχήμα 4.3:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



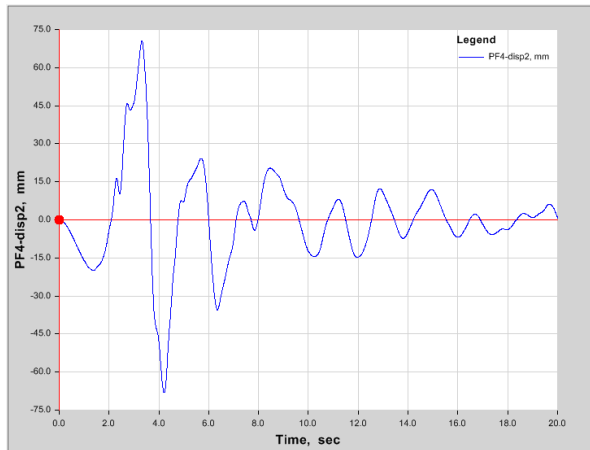
**Σχήμα 4.4:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



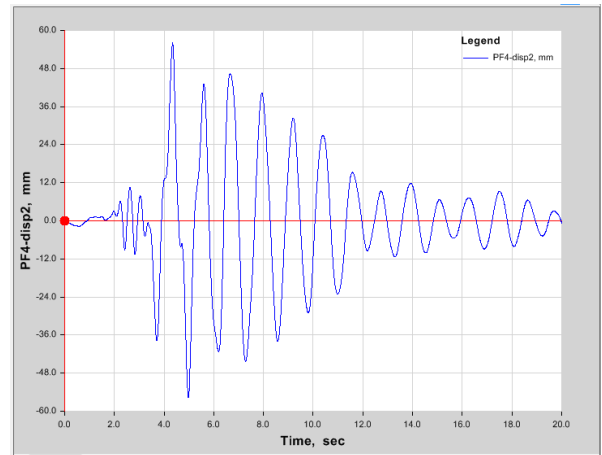
**Σχήμα 4.5:** Διάγραμμα μετακινήσεων 1<sup>ου</sup> ορόφου στις δυο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.1:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 1<sup>ου</sup> ορόφου με και χωρίς σεισμική μόνωση

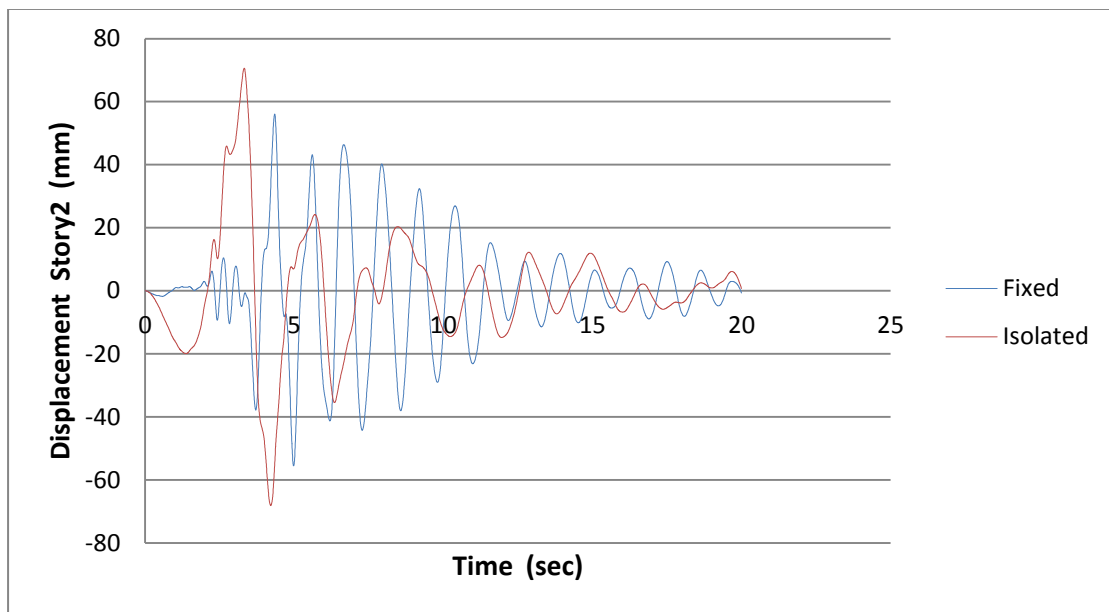
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-21.47	-66.62
Max (mm)	22.85	68.78



**Σχήμα 4.6:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



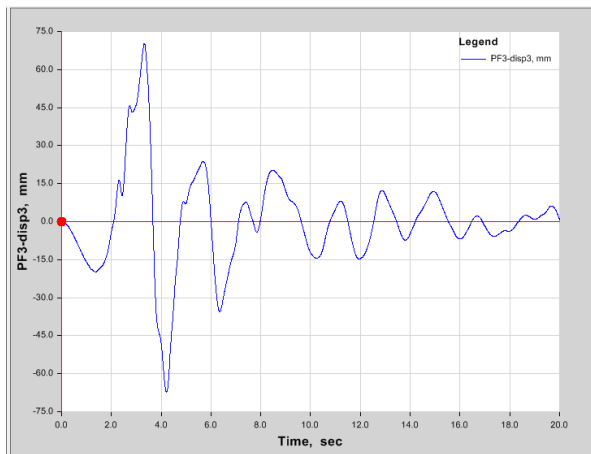
**Σχήμα 4.7:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



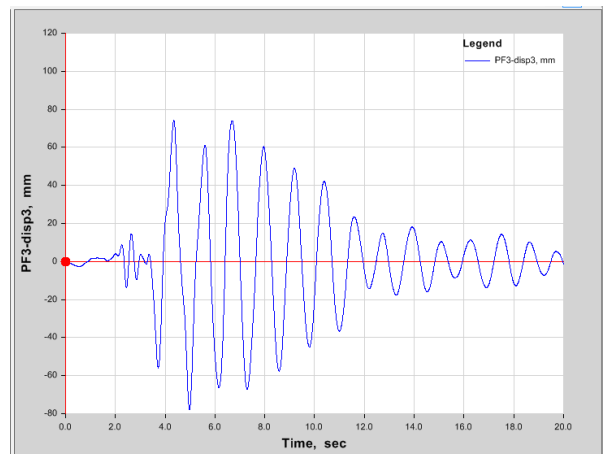
**Σχήμα 4.8:** Διάγραμμα μετακινήσεων 2<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.2:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 2<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου στις δύο καταστάσεις.

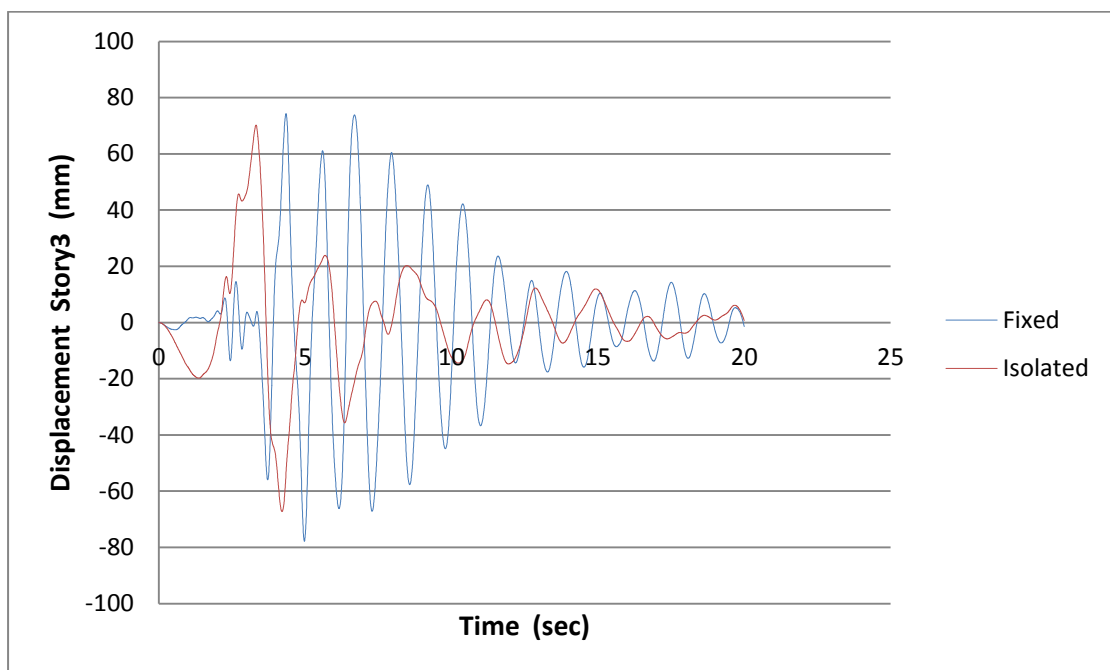
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-55.53	-68.09
Max (mm)	56.03	70.60



**Σχήμα 4.9:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



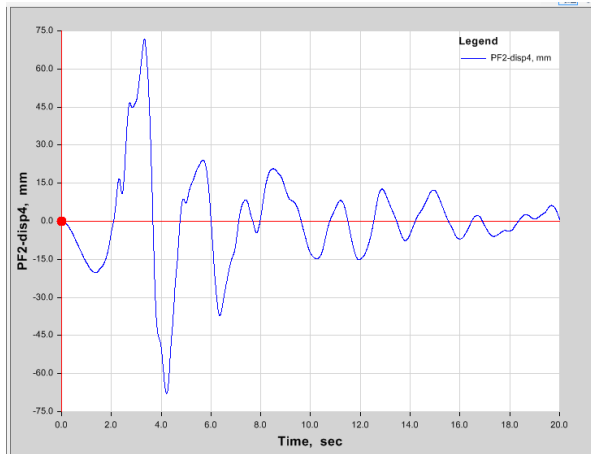
**Σχήμα 4.10:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



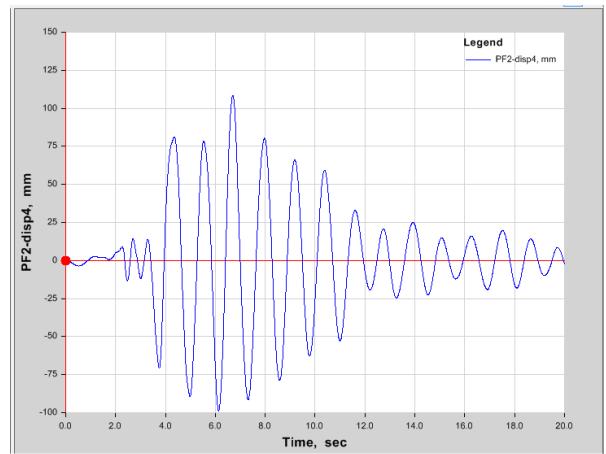
**Σχήμα 4.11:** Διάγραμμα μετακινήσεων 3<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.3:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 3<sup>ου</sup> ορόφου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

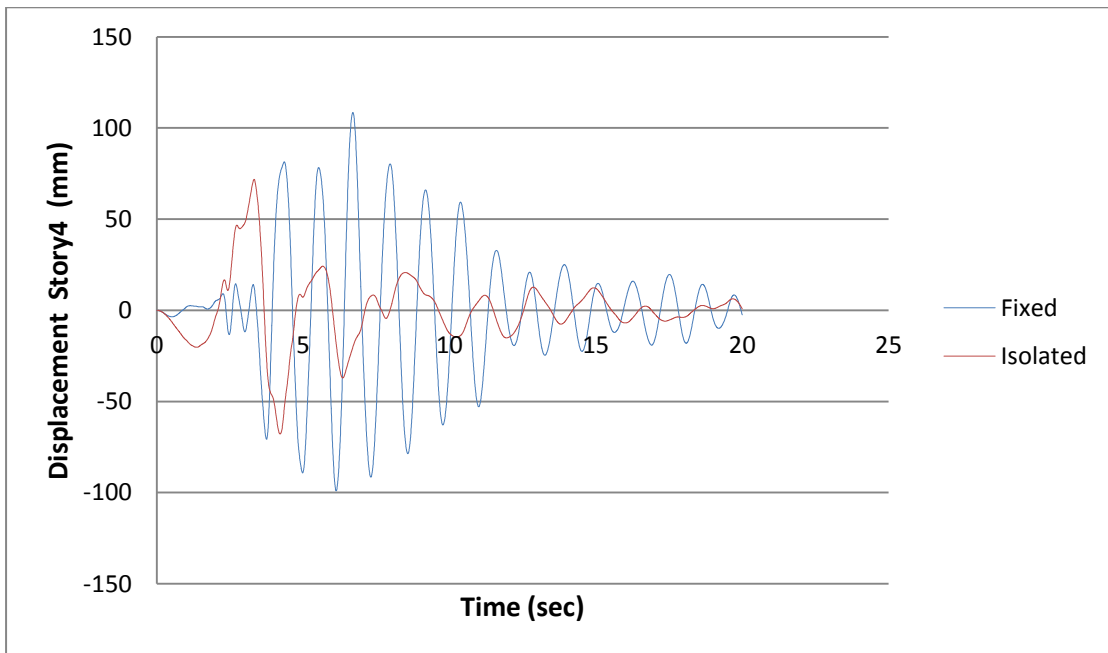
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-77.82	-67.22
Max (mm)	74.30	70.23



**Σχήμα 4.12:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



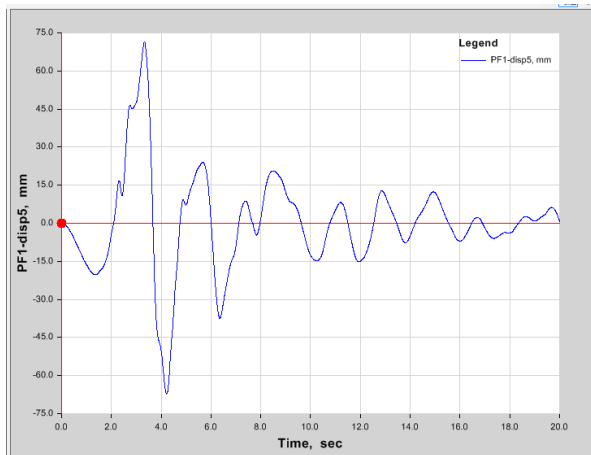
**Σχήμα 4.13:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



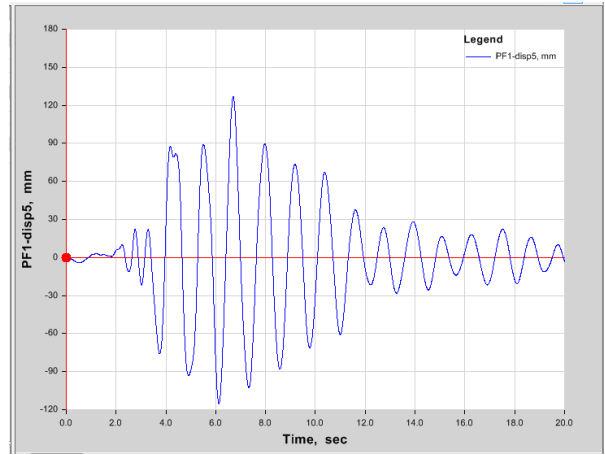
**Σχήμα 4.14:** Διάγραμμα μετακινήσεων 4<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.4:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 4<sup>ου</sup> ορόφου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

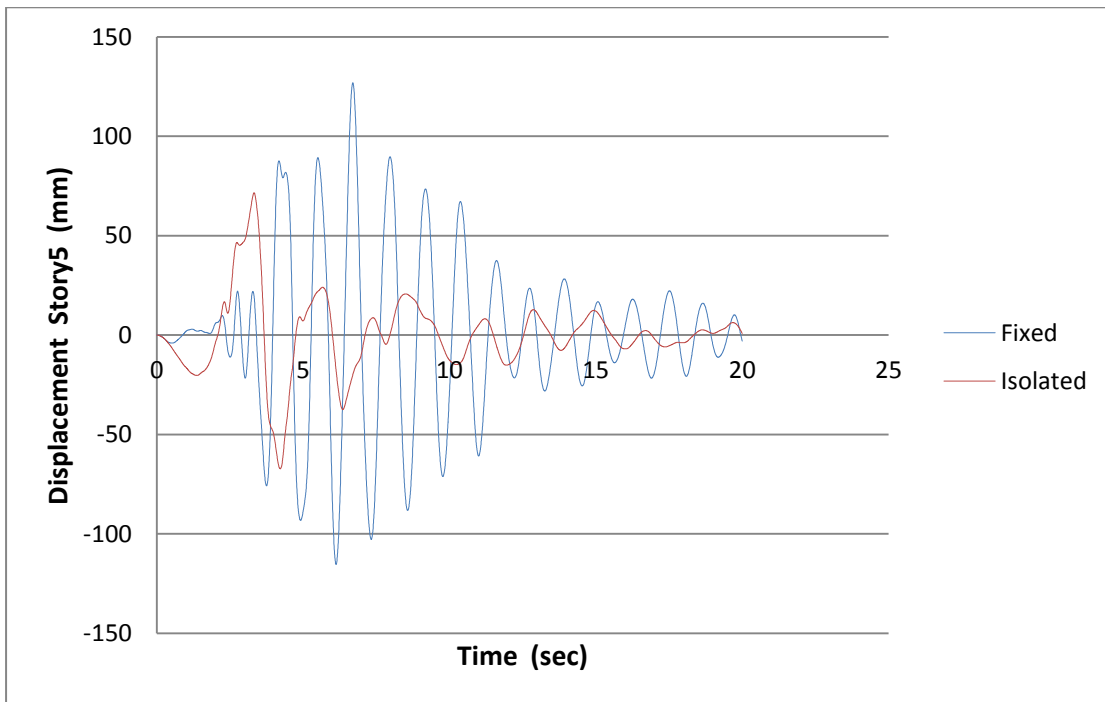
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-99.03	-67.84
Max (mm)	108.50	71.76



**Σχήμα 4.15:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σειμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.16:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σειμικά μονωμένο κτίριο.

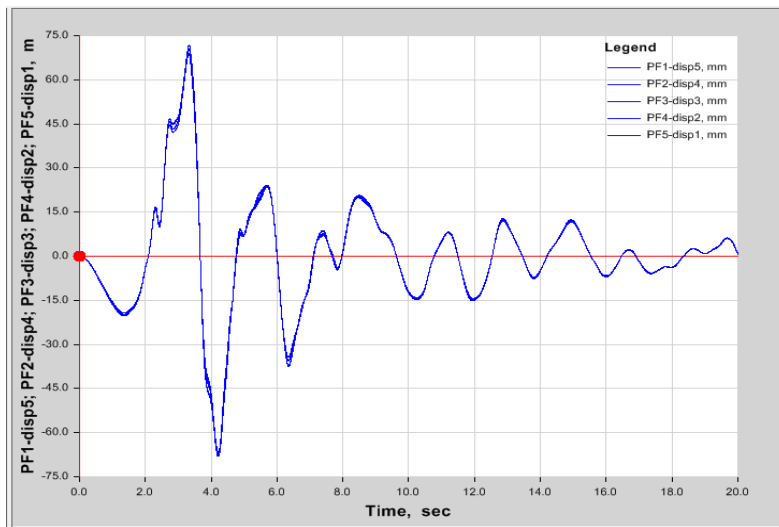


**Σχήμα 4.17:** Διάγραμμα μετακινήσεων 5ου ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

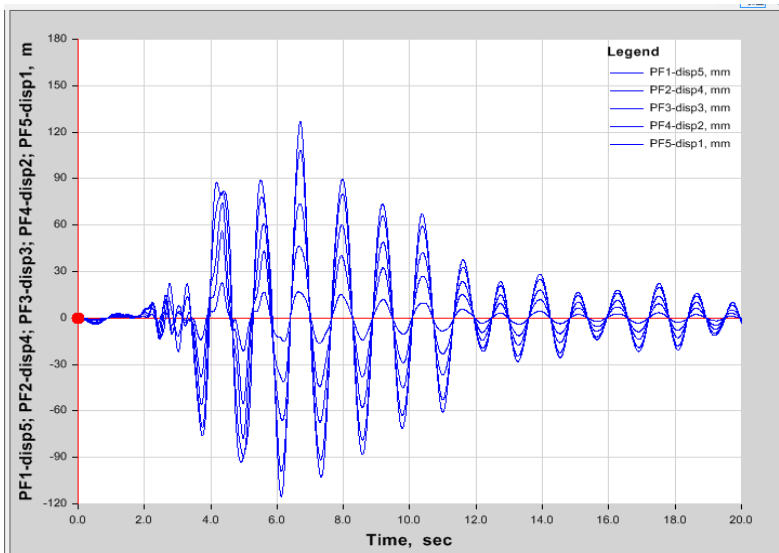
**Πίνακας 4.5:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 5ου ορόφου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (mm)	-115.34	-67.20
Max (mm)	126.87	71.59





**Σχήμα 4.18:** Μετακινήσεις ορόφων του σεισμικά μονωμένου κτιρίου.



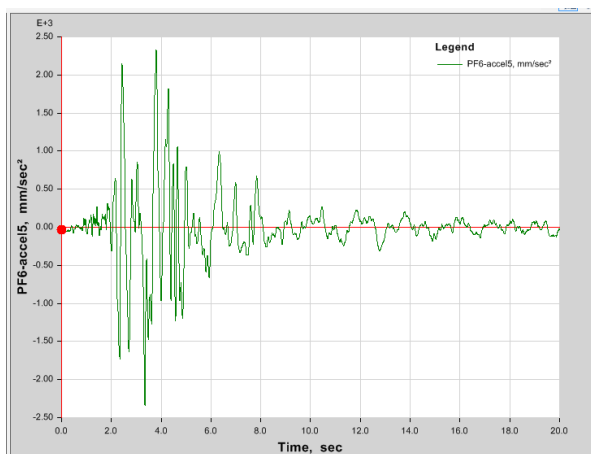
**Σχήμα 4.19:** Μετακινήσεις ορόφων του μη σεισμικά μονωμένου κτιρίου.

Παρατηρώντας τα σχήματα 4.18 και 4.19 βγαίνει το συμπέρασμα πως οι μετακινήσεις ορόφων στο σεισμικά μονωμένο κτίριο δεν έχουν μεγάλη απόκλιση τιμών μεταξύ τους, ενώ στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο παρατηρείται μια σταδιακή αύξηση στις τιμές των μετακινήσεων ανά όροφο.

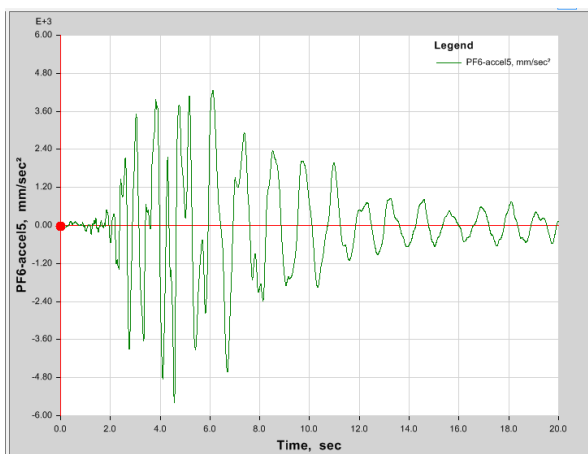
**Πίνακας 4.6:** Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για το κτίριο με και χωρίς σεισμική μόνωση

Όροφοι	Σχετικές Μετακινήσεις (mm)	
	Fixed	Isolated
0-1	0.01106	0.00061
1-2	0.00726	0.00012
2-3	0.01023	0.00051
3-4	0.00611	0.000057

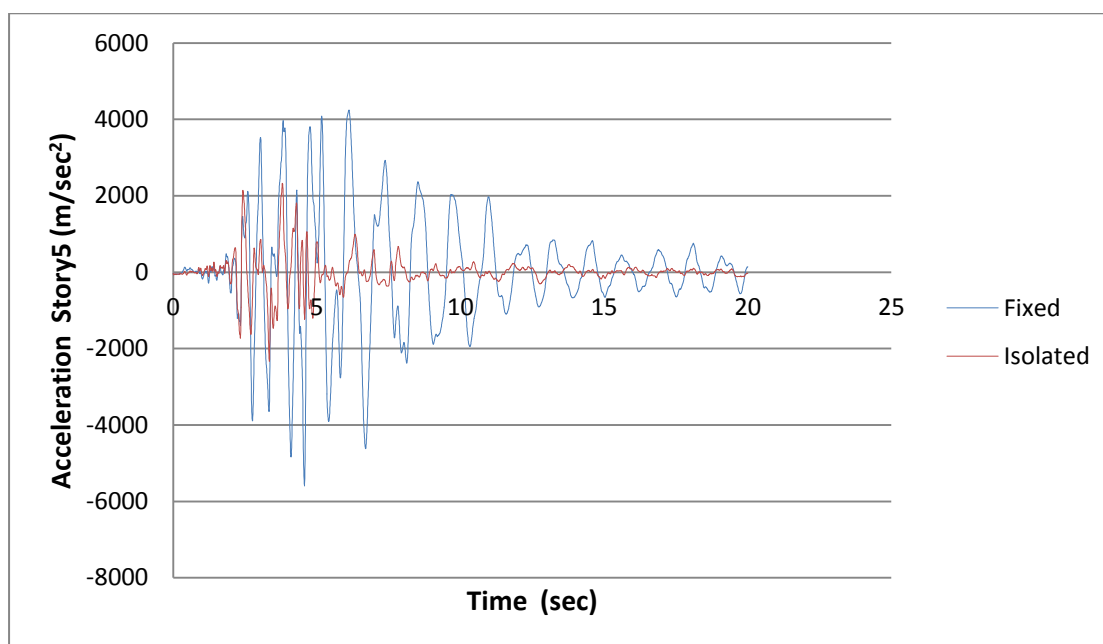
## 4.2.2. Επιταχύνσεις 5<sup>ου</sup> ορόφου



**Σχήμα 4.20:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.21:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

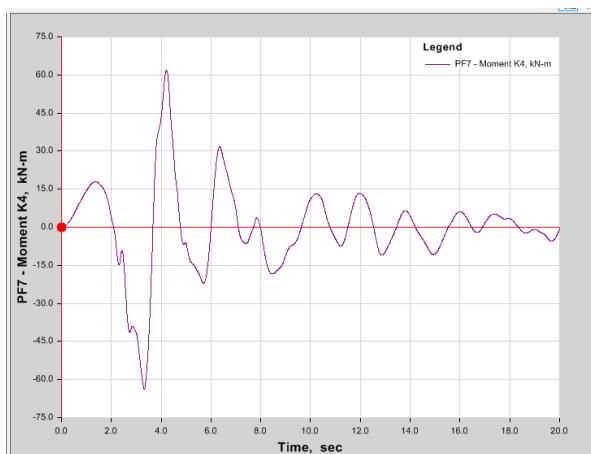


**Σχήμα 4.22:** Διάγραμμα μετακινήσεων 5<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

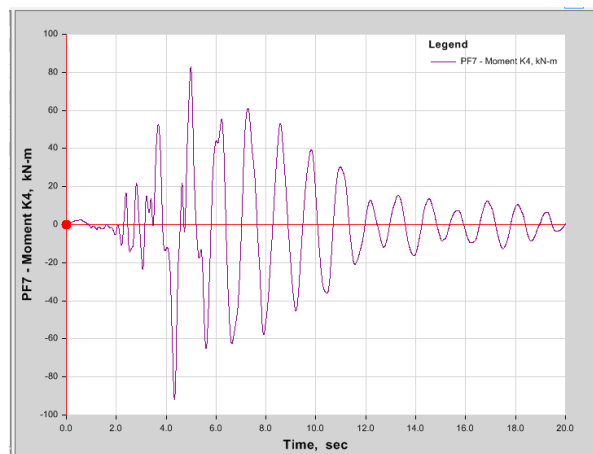
**Πίνακας 4.7:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές επιταχύνσεων του 5<sup>ου</sup> ορόφου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (m/sec <sup>2</sup> )	-5.59	-2.33
Max (m/sec <sup>2</sup> )	4.24	2.32

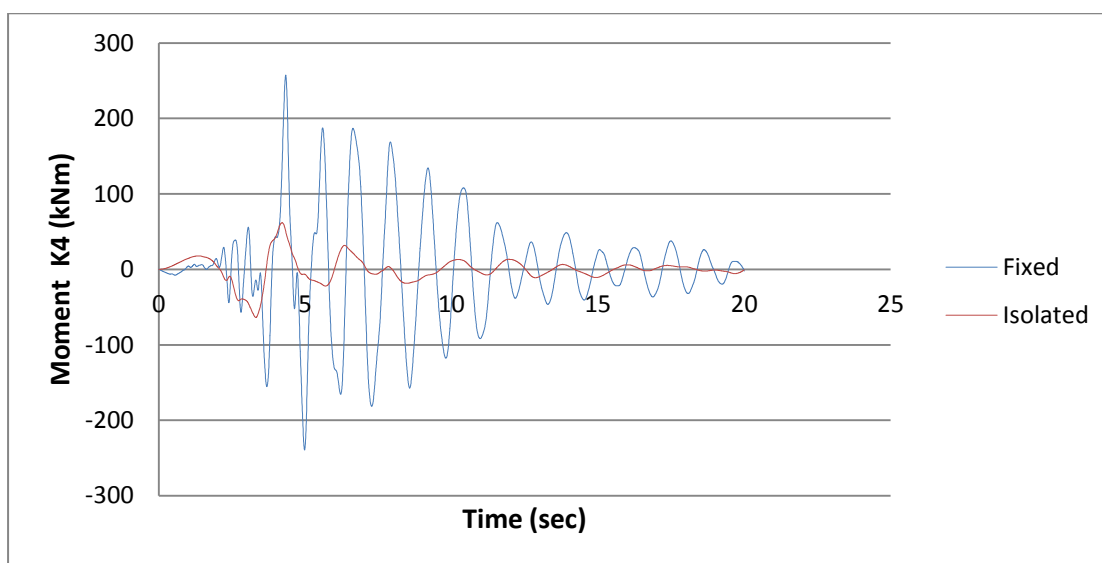
### 4.2.3. Ροπές υποστυλωμάτων



**Σχήμα 4.23:** Ροπή υποστυλώματος K4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



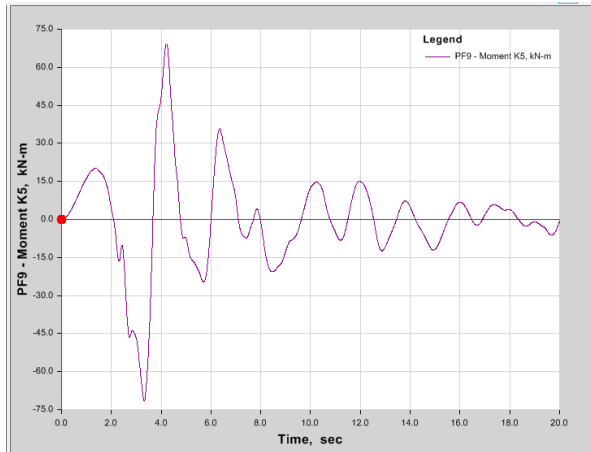
**Σχήμα 4.24:** Ροπή υποστυλώματος K4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



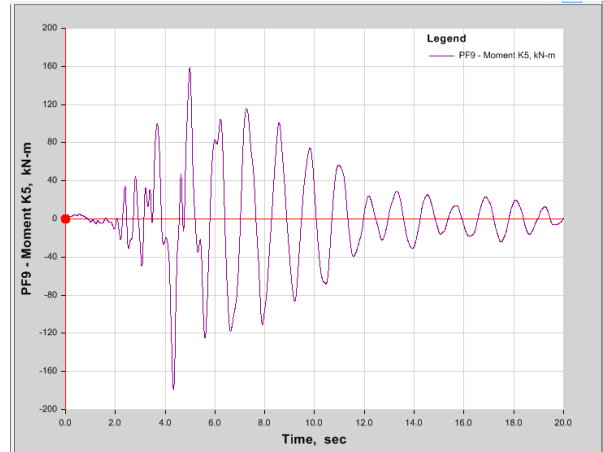
**Σχήμα 4.25:** Διάγραμμα ροπών υποστυλώματος K4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.8:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ροπών του υποστυλώματος K4 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

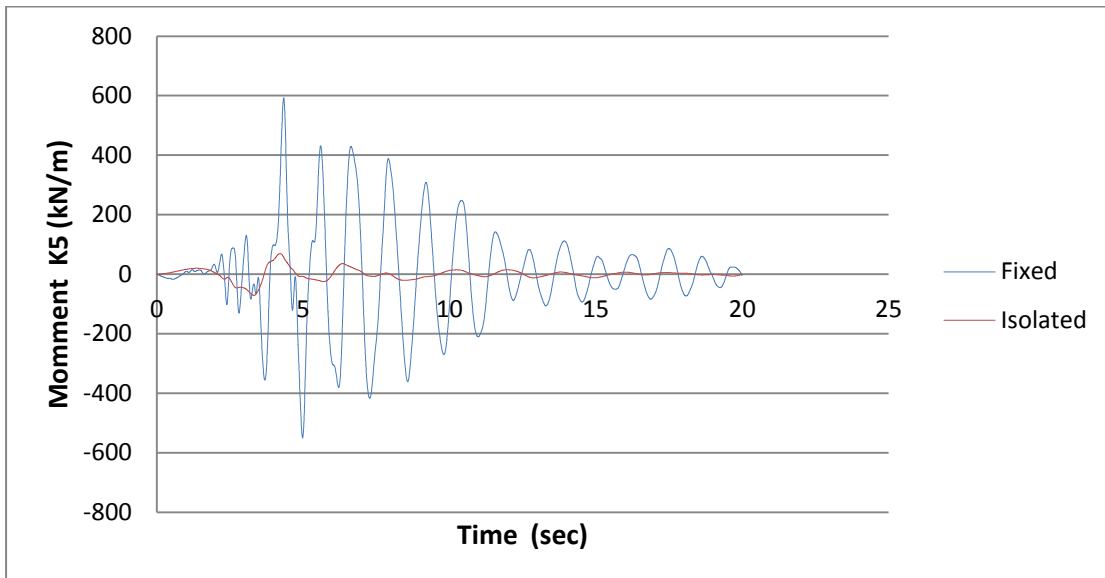
	Fixed	Isolated
Min (kNm)	-239.42	-63.76
Max (kNm)	257.43	61.75



**Σχήμα 4.26:** Ροπή υποστυλώματος K5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



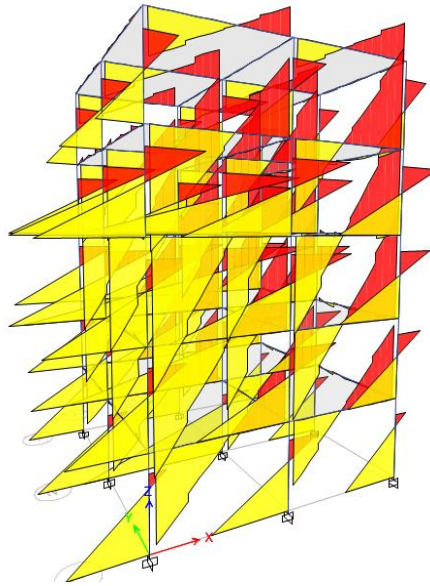
**Σχήμα 4.27:** Ροπή υποστυλώματος K5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



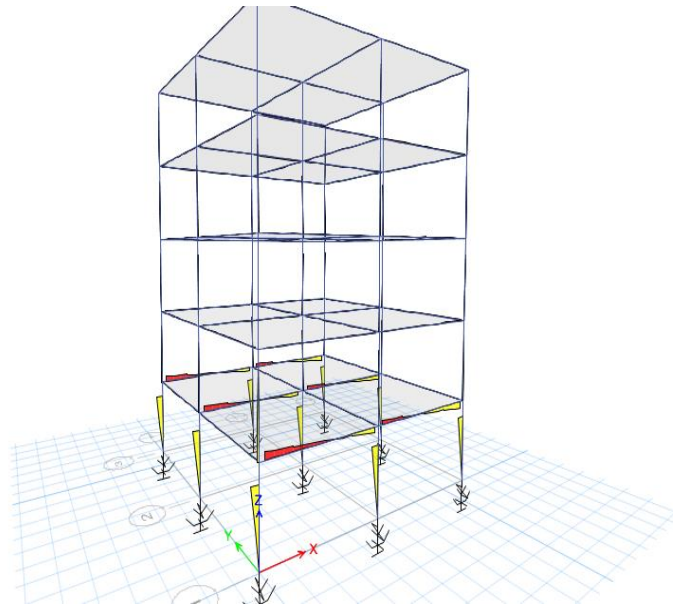
**Σχήμα 4.28:** Διάγραμμα ρομών υποστυλώματος K5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.9:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ρομών του υποστυλώματος K5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kN/m)	-550.60	-71.57
Max (kN/m)	593.27	69.27

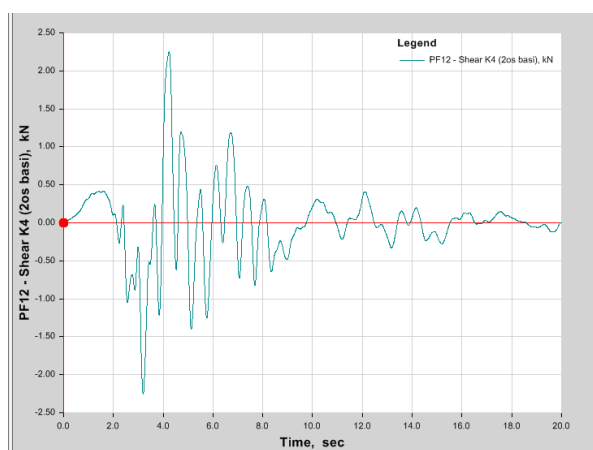


**Σχήμα 4.29:** Μέγιστες τιμές ροπών στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο (για  $t=4.34$  sec)

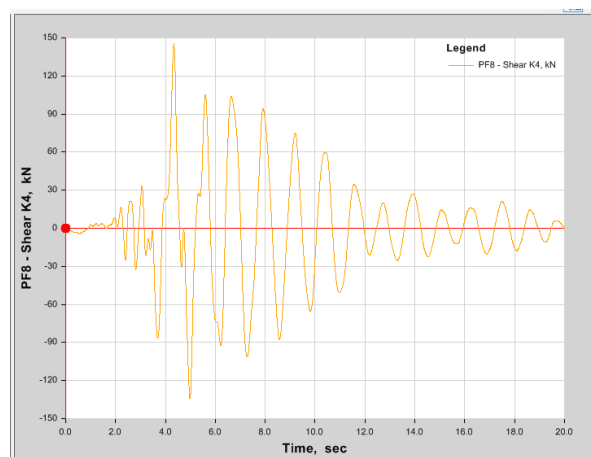


**Σχήμα 4.30:** Μέγιστες τιμές ροπών στο σεισμικά μονωμένο κτίριο (για  $t=3.32$  sec)

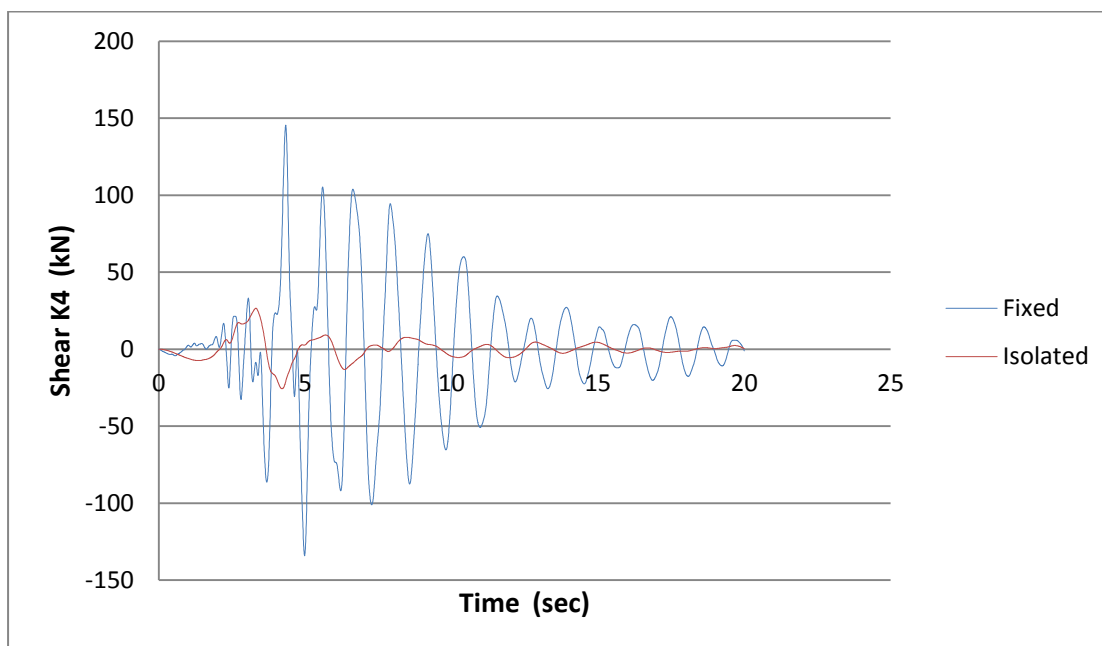
#### 4.2.4. Τέμνουσες υποστυλωμάτων



**Σχήμα 4.31:** Τέμνουσα υποστυλώματος K4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



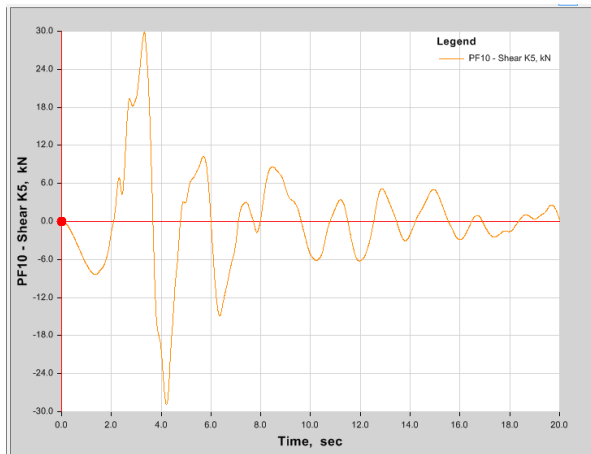
**Σχήμα 4.32:** Τέμνουσα υποστυλώματος K4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



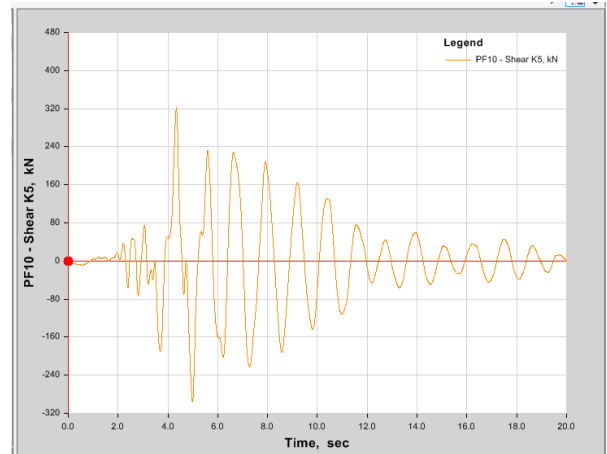
**Σχήμα 4.33:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστυλώματος K4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.10:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών του υποστυλώματος K4 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

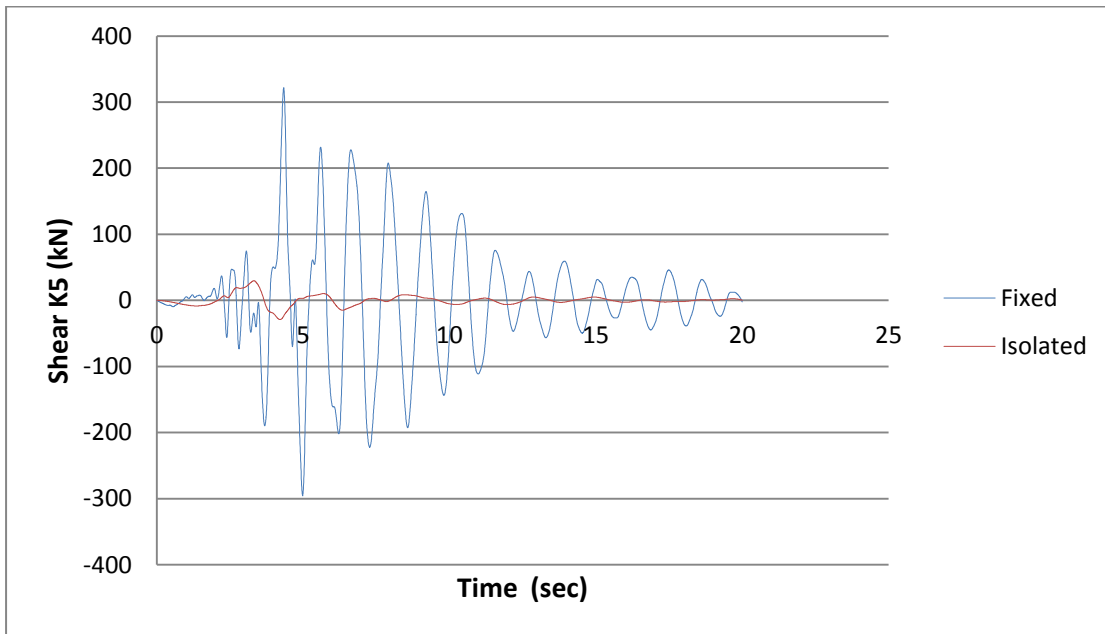
	Fixed	Isolated
Min (kN)	-134.23	-25.73
Max (kN)	145.51	26.56



**Σχήμα 4.34:** Τέμνουσα υποστρώματος K5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.35:** Τέμνουσα υποστρώματος K5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

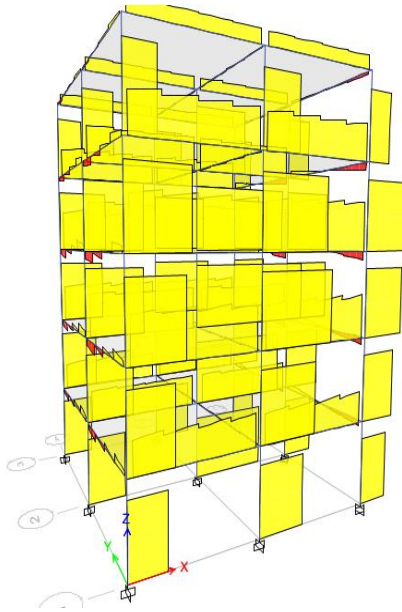


**Σχήμα 4.36:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστρώματος K5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

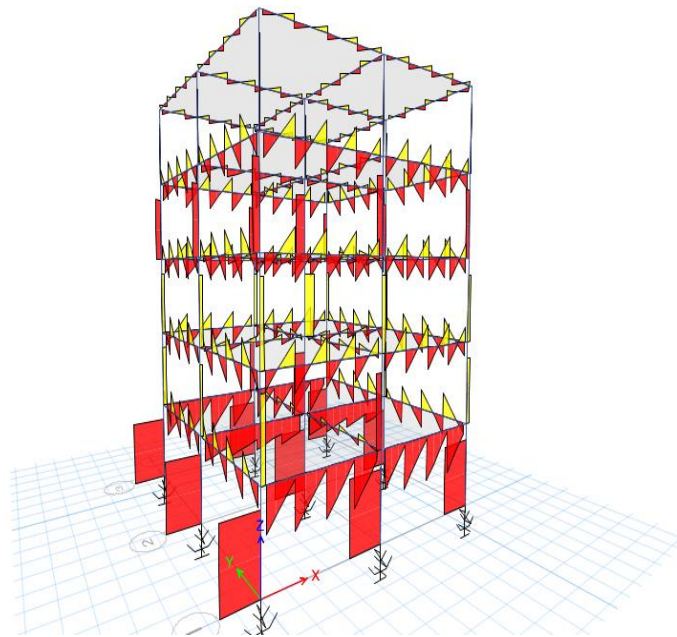
**Πίνακας 4.11:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών υποστρώματος K5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kN)	-295.53	-28.86
Max (kN)	321.96	29.82





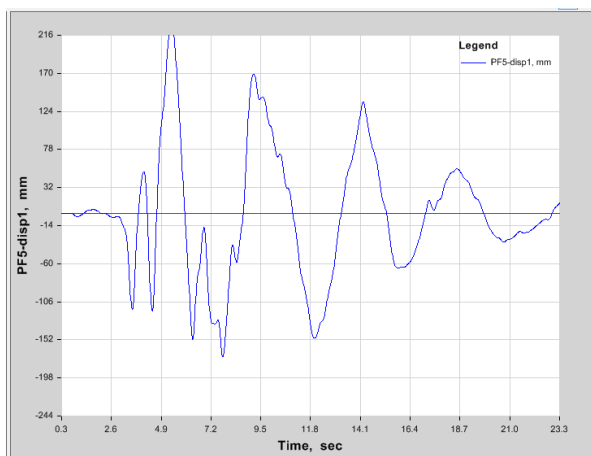
**Σχήμα 4.37:** Μέγιστες τιμές τεμνουσών δυνάμεων στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο (για  $t=4.34$  sec)



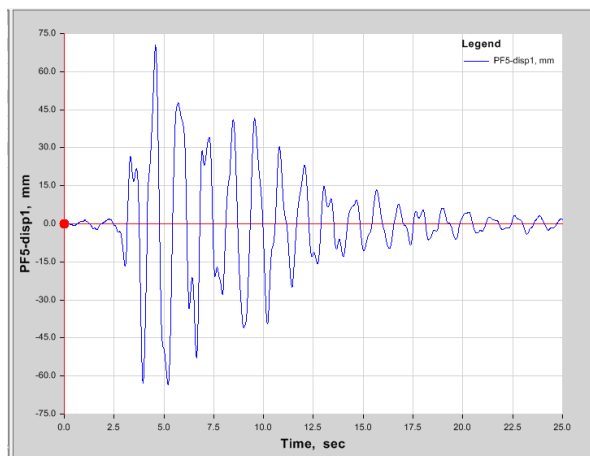
**Σχήμα 4.38:** Μέγιστες τιμές τεμνουσών δυνάμεων στο σεισμικά μονωμένο κτίριο (για  $t=3.32$  sec)

### 4.3. Σεισμός Ιαπωνίας ΚΟΒΕ 1995

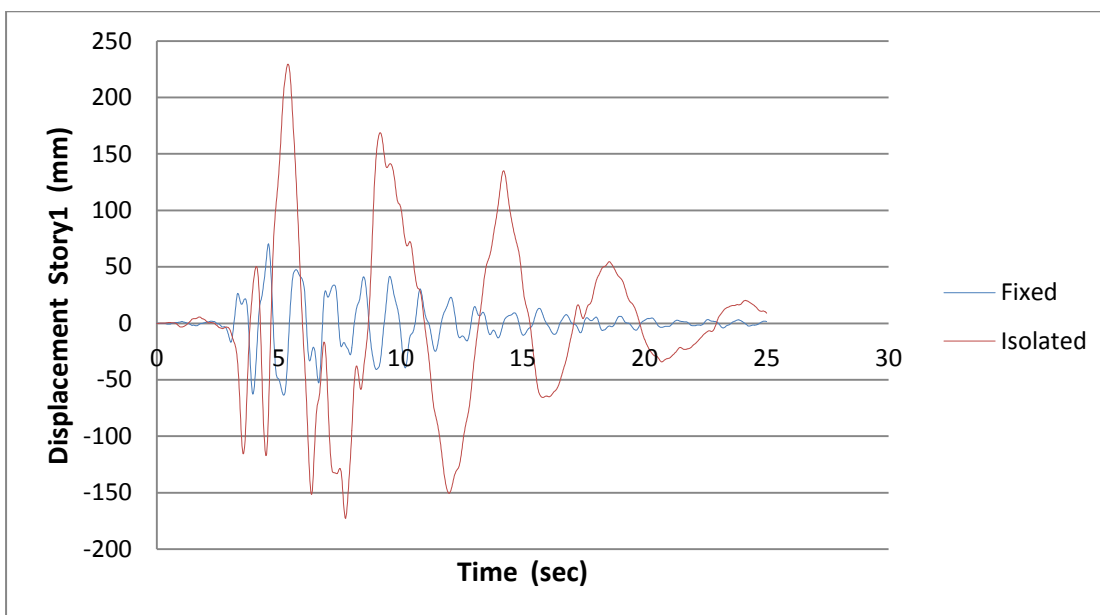
#### 4.3.1. Μετατοπίσεις ορόφων



**Σχήμα 4.39:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



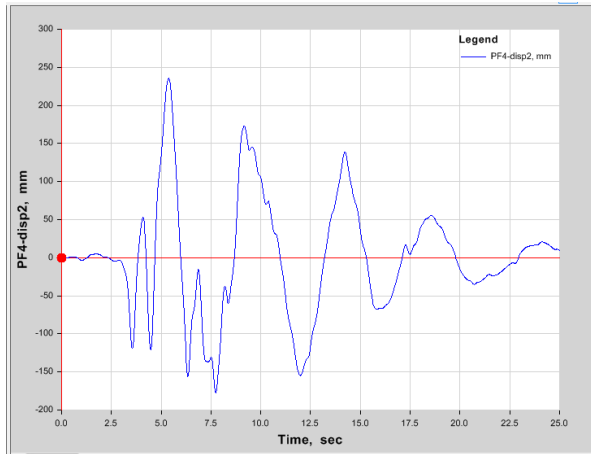
**Σχήμα 4.40:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



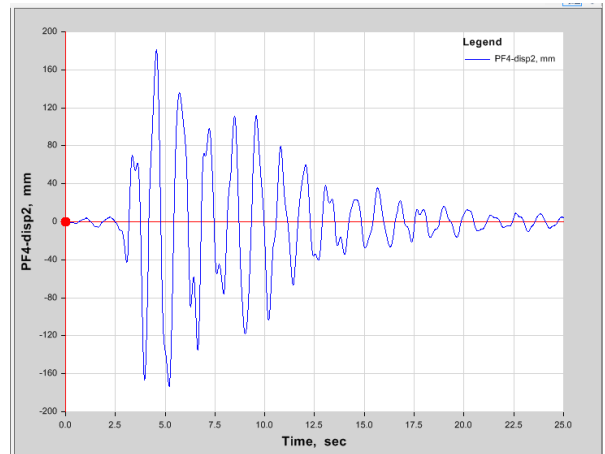
**Σχήμα 4.41:** Διάγραμμα μετακινήσεων 1<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.12:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 1<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

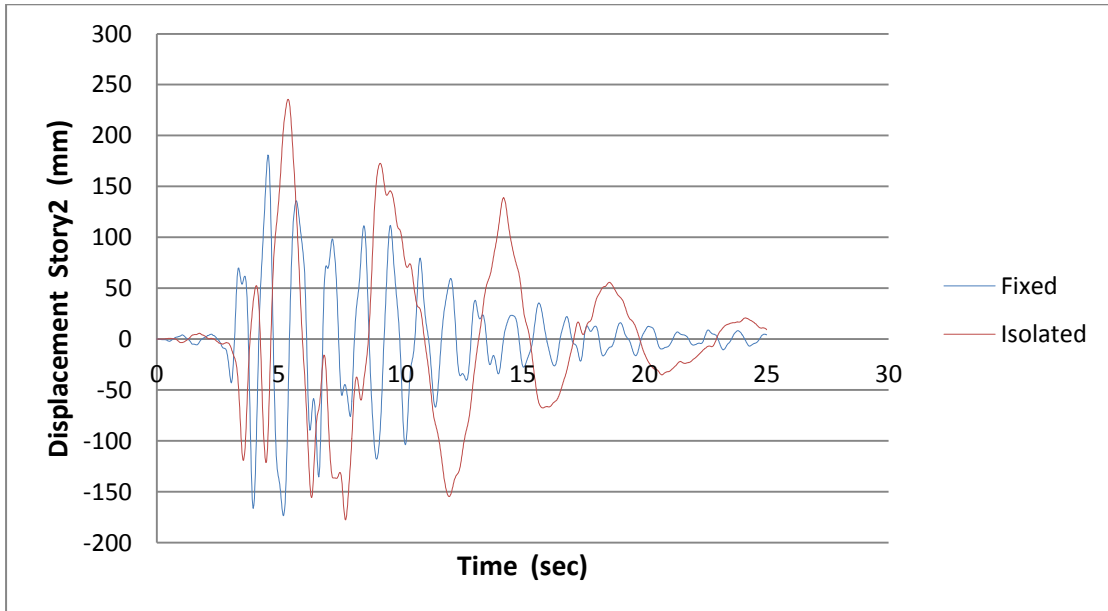
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-63.55	-172.67
Max (mm)	70.44	229.55



**Σχήμα 4.42:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



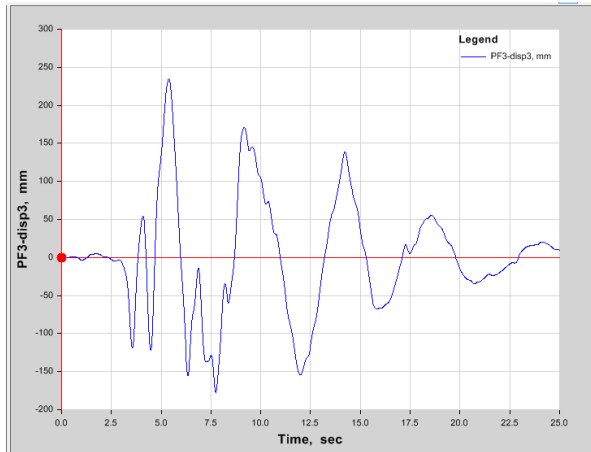
**Σχήμα 4.43:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



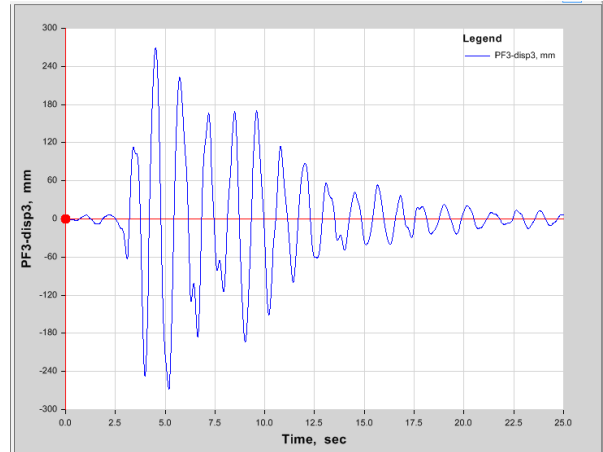
**Σχήμα 4.44:** Διάγραμμα μετακινήσεων 2<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου

**Πίνακας 4.13:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 2<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

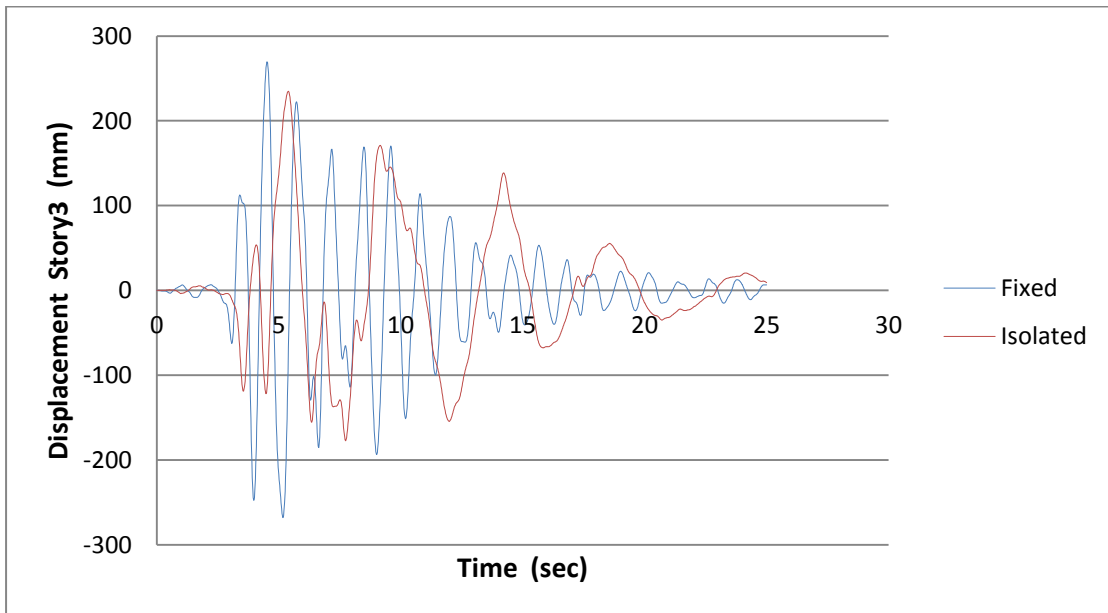
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-173.42	-177.64
Max (mm)	180.91	235.65



**Σχήμα 4.45:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



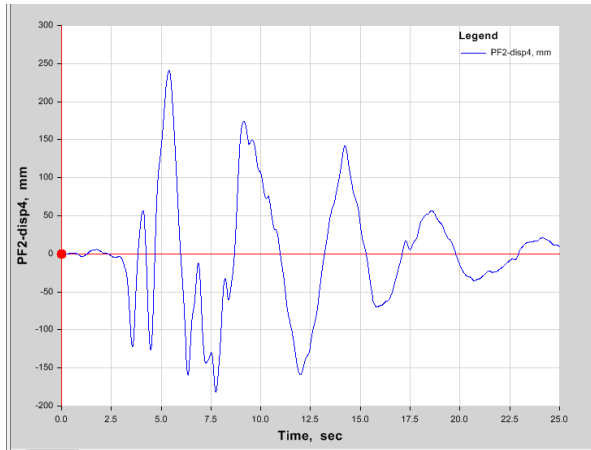
**Σχήμα 4.46:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



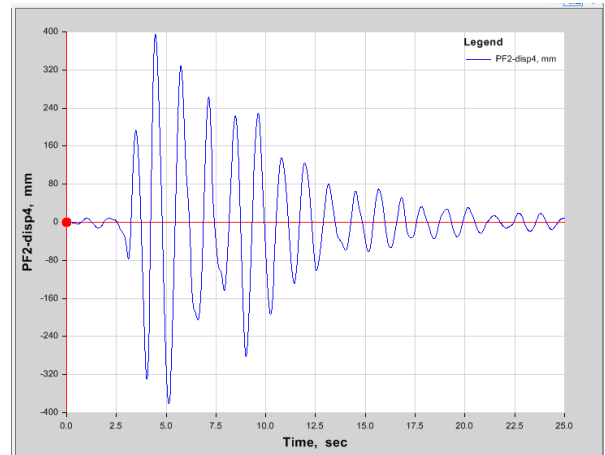
**Σχήμα 4.47:** Διάγραμμα μετακινήσεων 3<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.14:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 3<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

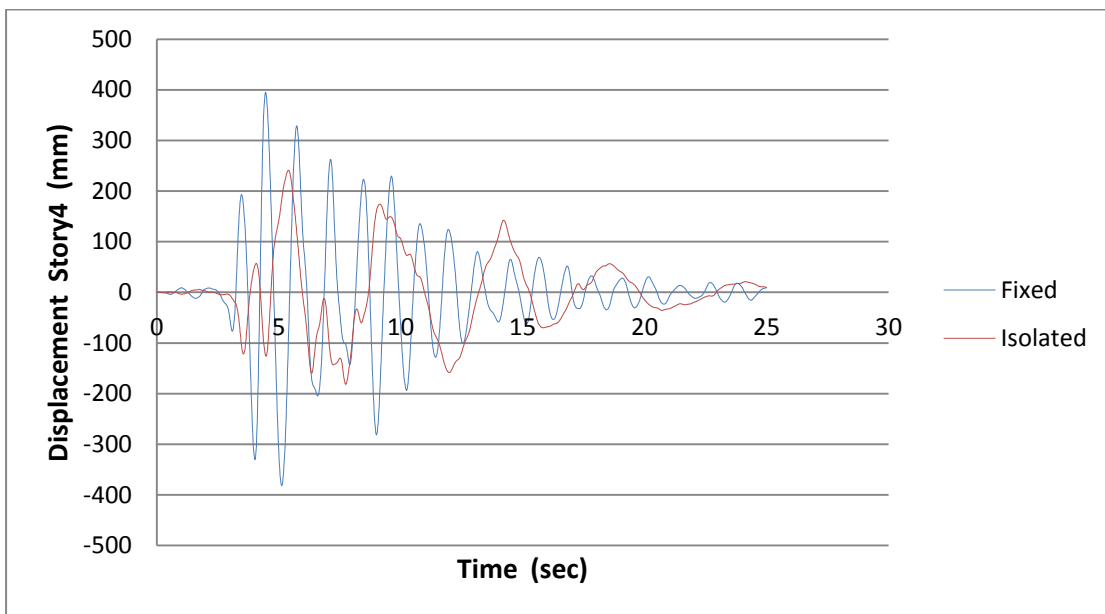
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-267.85	-177.18
Max (mm)	269.68	234.76



**Σχήμα 4.48:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



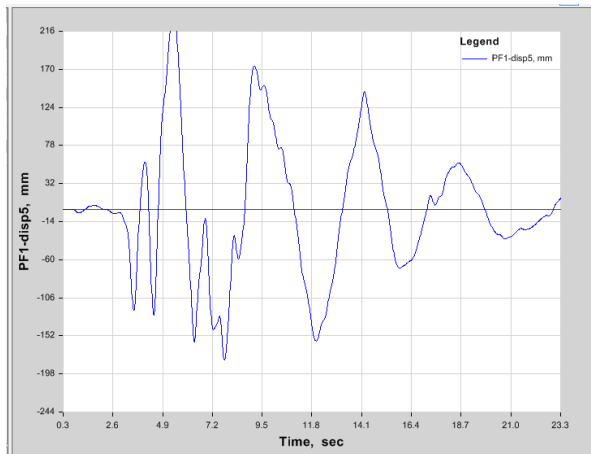
**Σχήμα 4.49:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



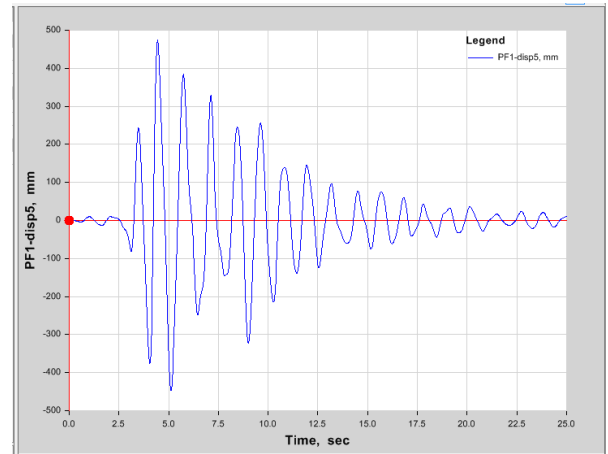
**Σχήμα 4.50:** Διάγραμμα μετακινήσεων 4<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.15:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 4<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

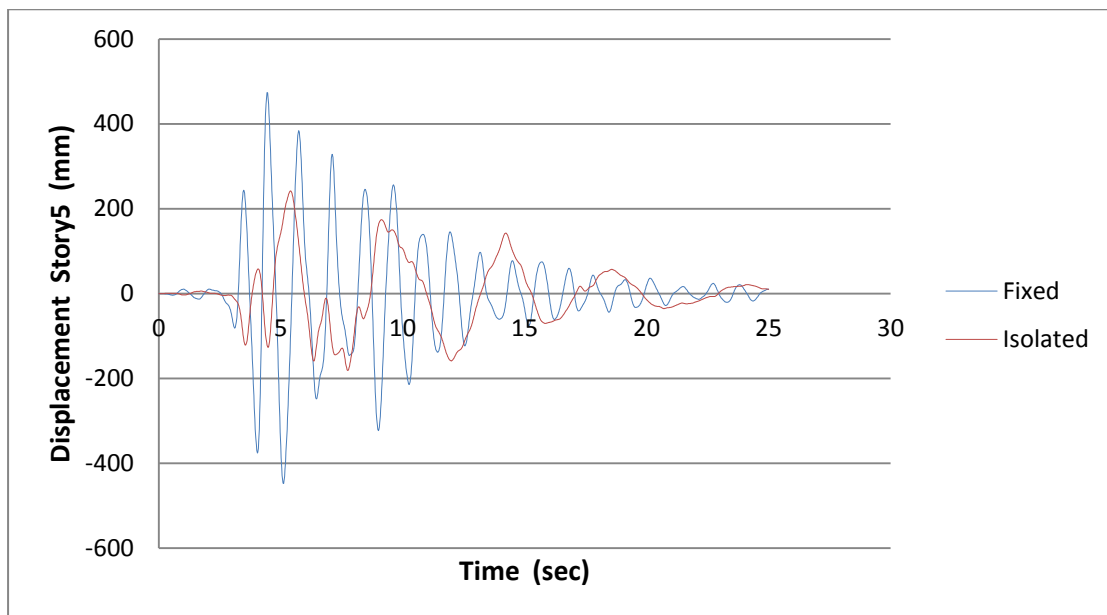
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-381.29	-181.55
Max (mm)	395.24	241.23



**Σχήμα 4.51:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



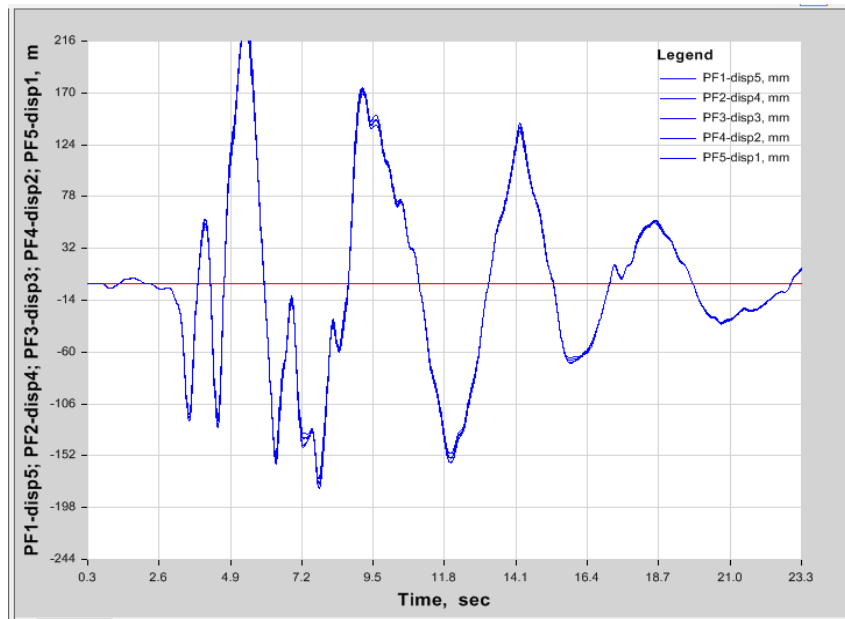
**Σχήμα 4.52:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



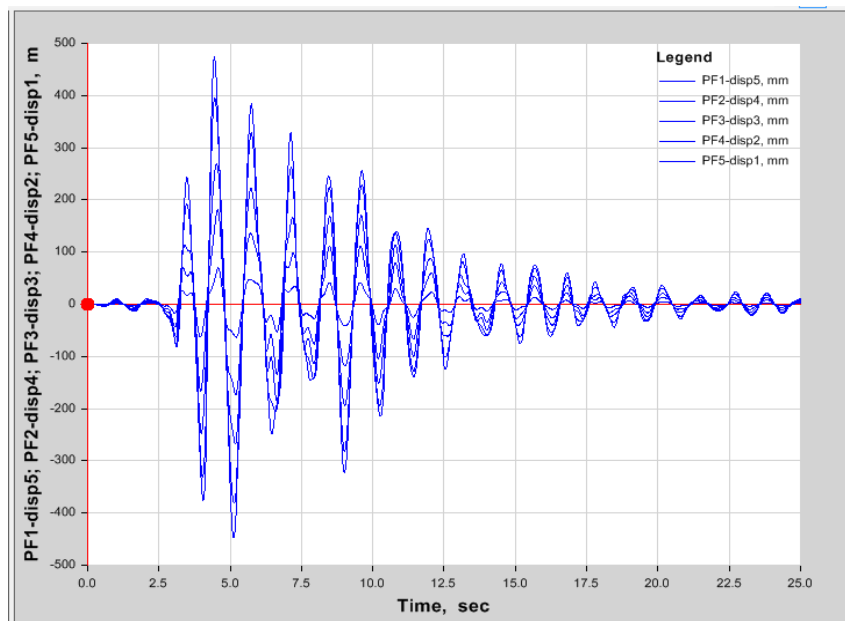
**Σχήμα 4.53:** Διάγραμμα μετακινήσεων 5<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.16:** Μεγιστές και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 5<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (mm)	-447.64	-181.45
Max (mm)	473.47	241.74



**Σχήμα 4.54:** Μετακινήσεις ορόφων του σεισμικά μονωμένου κτιρίου.



**Σχήμα 4.55:** Μετακινήσεις ορόφων του μη σεισμικά μονωμένου κτιρίου.

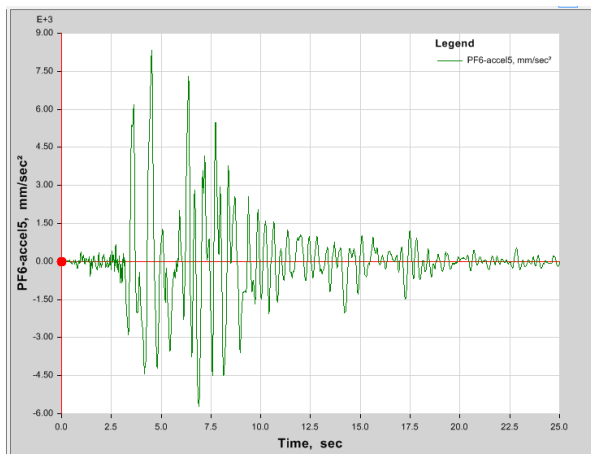
Όπως και στην ενότητα 4.2.1. έτσι παρατηρείται και εδώ πως η απόκλιση τιμών των μετακινήσεων ανά όροφο είναι μεγαλύτερη στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο. Αντιθέτως, στο σεισμικά μονωμένο κτίριο οι τιμές των μετακινήσεων των ορόφων είναι σχεδόν ίσες με πολύ μικρές διαφοροποιήσεις.

**Πίνακας 4.17:** Σχετικές μετακινήσεις ορόφων στο κτίριο με και χωρίς σεισμική μόνωση

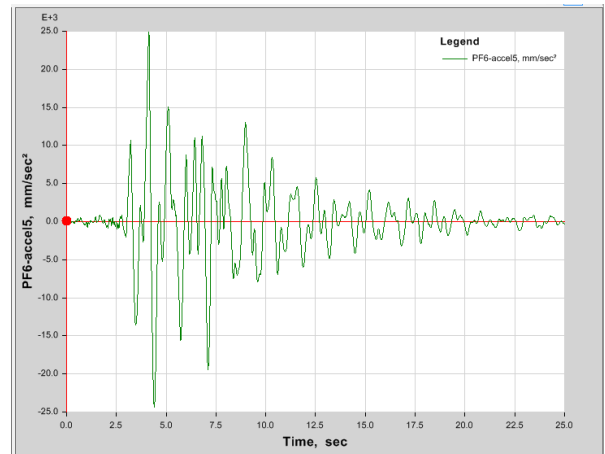
Όροφοι	Σχετικές Μετακινήσεις (mm)	
	Fixed	Isolated
0-1	0.03682	0.00203
1-2	0.00295	0.00029
2-3	0.04185	0.00215
3-4	0.00261	0.00016



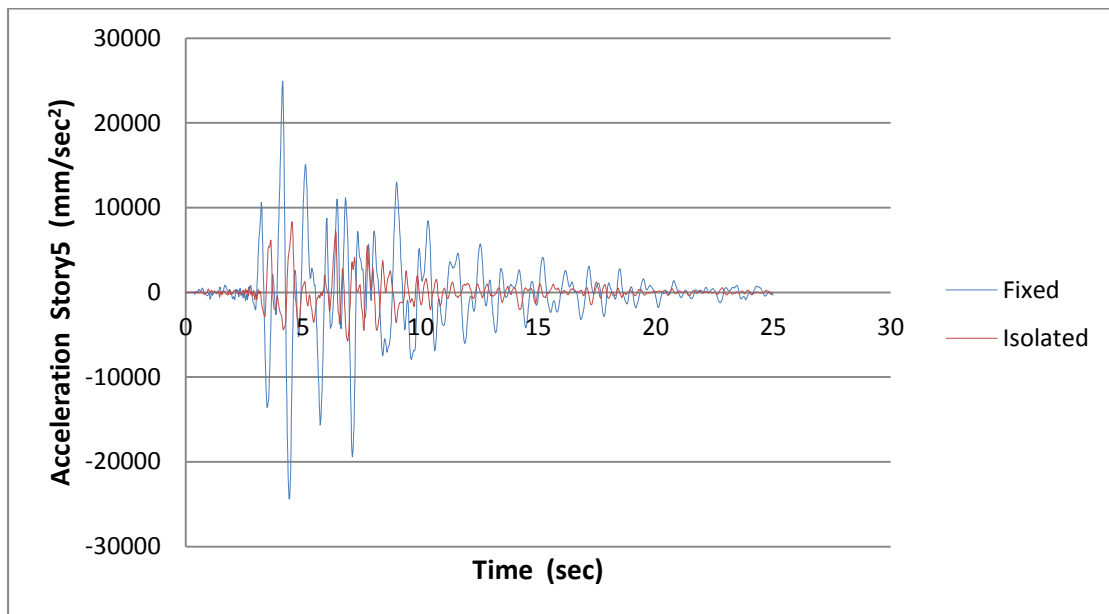
### 4.3.2. Επιταχύνσεις 5<sup>ου</sup> ορόφου



**Σχήμα 4.56:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.57:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

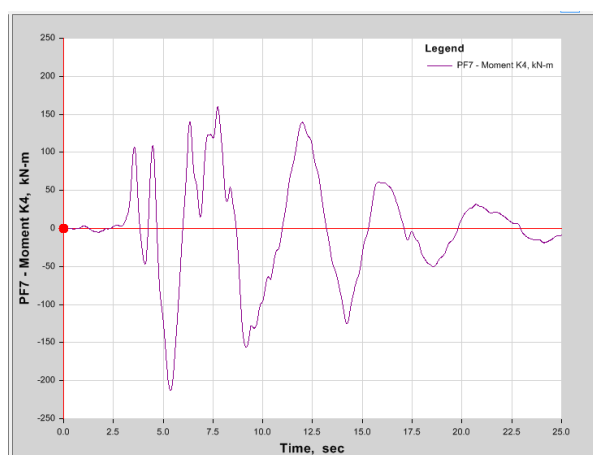


**Σχήμα 4.58:** Διάγραμμα επιταχύνσεων 5<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

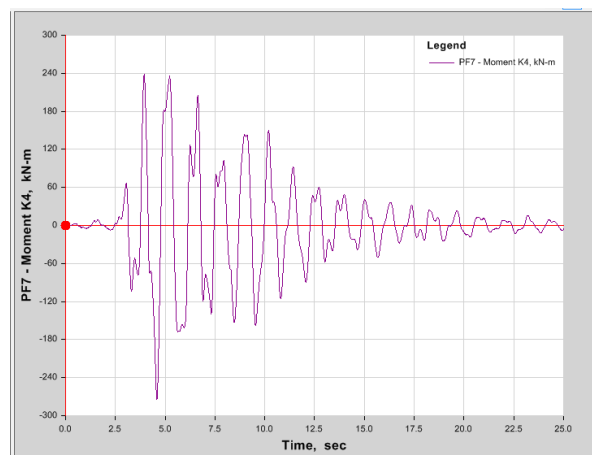
**Πίνακας 4.18:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές επιταχύνσεων του 5<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (m/sec <sup>2</sup> )	-24.39	-5.72
Max (m/sec <sup>2</sup> )	24.90	8.32

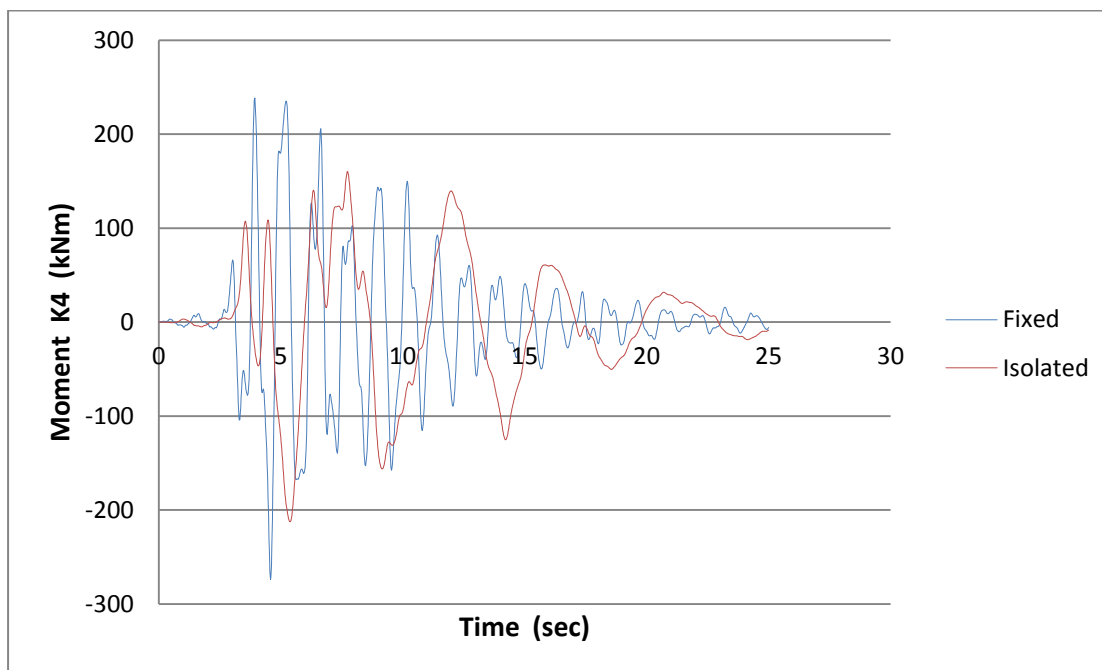
### 4.3.3. Ροπές υποστλωμάτων



**Σχήμα 4.59:** Ροπή υποστλώματος Κ4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



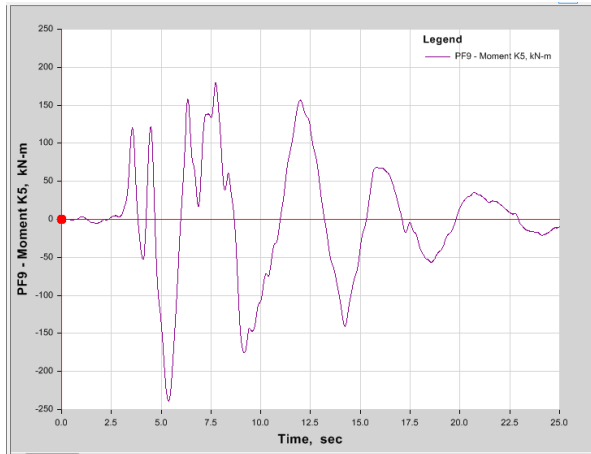
**Σχήμα 4.60:** Ροπή υποστλώματος Κ4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



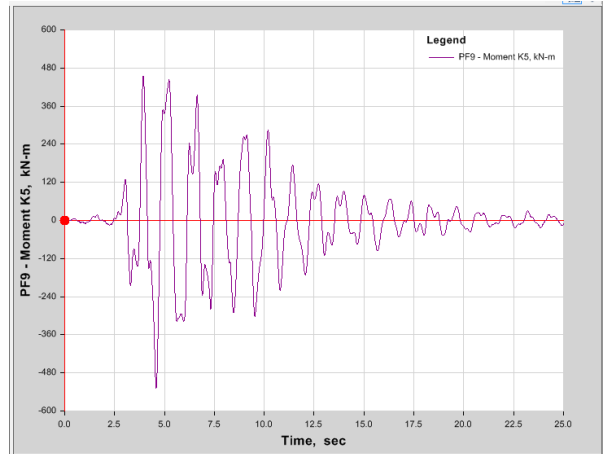
**Σχήμα 4.61:** Διάγραμμα ροπών υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.19:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ροπών του υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

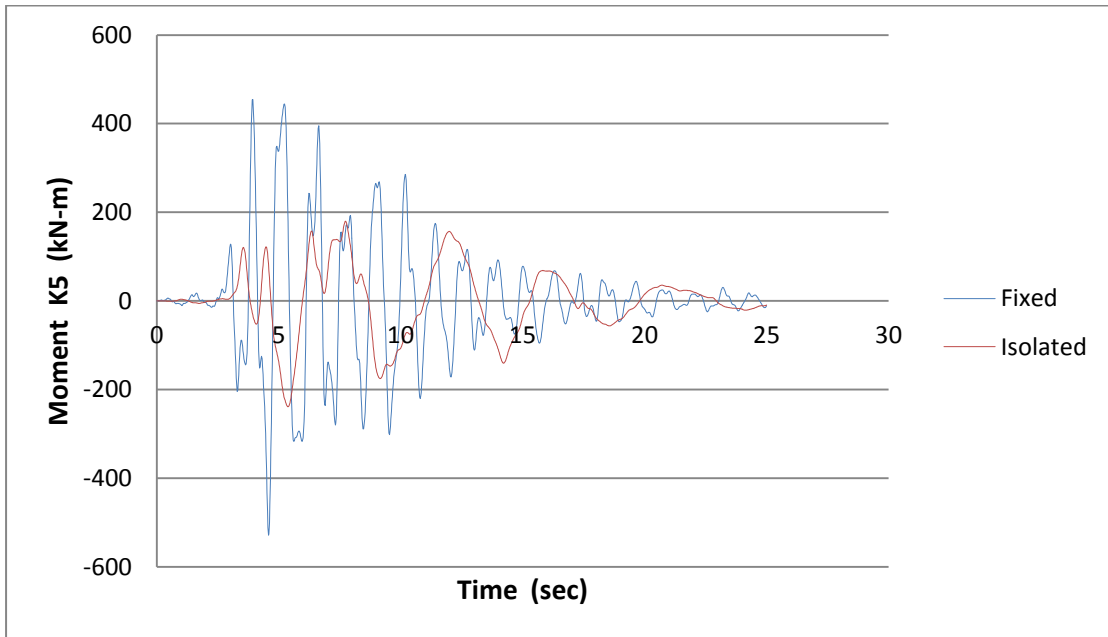
	Fixed	Isolated
Min (kNm)	-274.00	-212.76
Max (kNm)	238.51	160.09



**Σχήμα 4.62:** Ροπή υποστυλώματος Κ5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.63:** Ροπή υποστυλώματος Κ5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

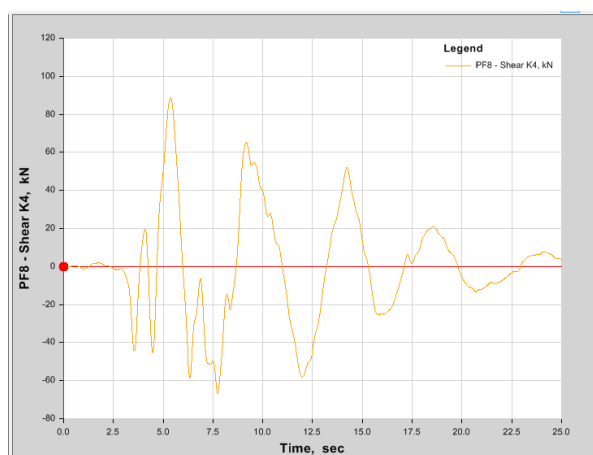


**Σχήμα 4.64:** Διάγραμμα ροπών υποστυλώματος Κ5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

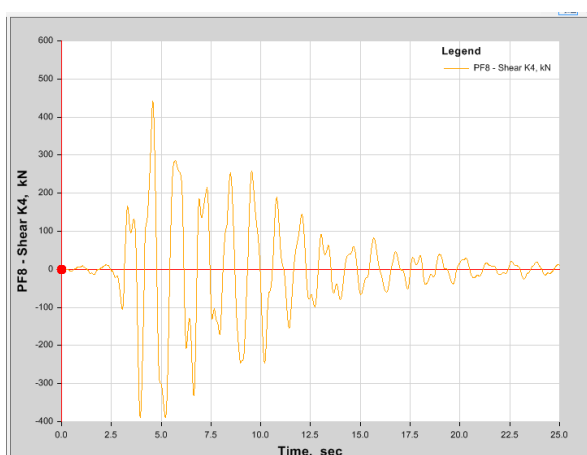
**Πίνακας 4.20:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ροπών του υποστυλώματος Κ5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kN/m)	-529.00	-238.79
Max (kN/m)	454.78	179.81

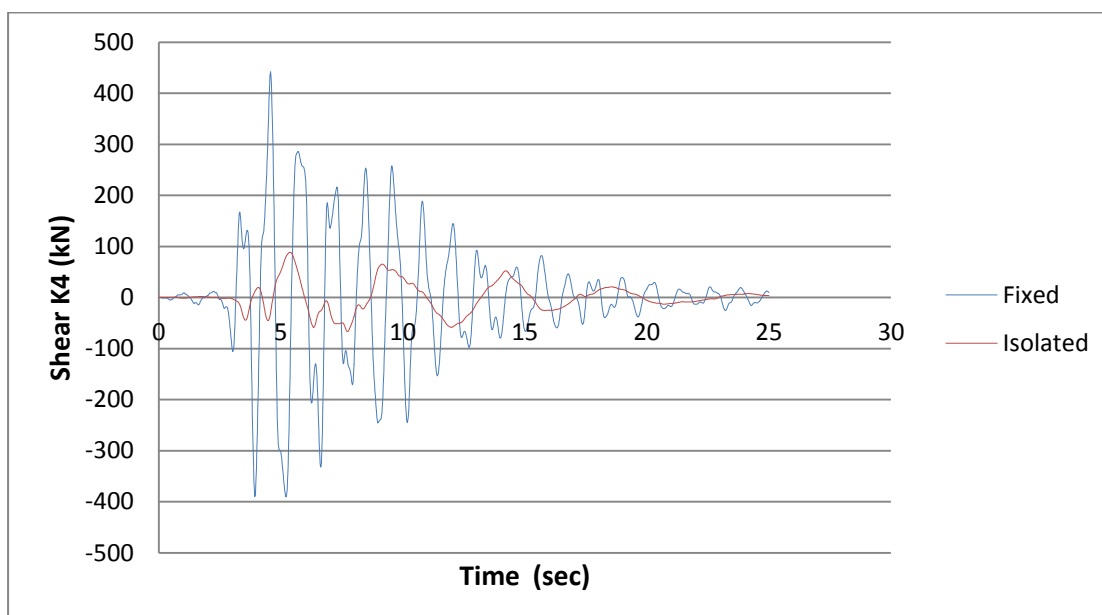
#### 4.3.4. Τέμνουσες υποστλωμάτων



**Σχήμα 4.65:** Τέμνουσα υποστλώματος Κ4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



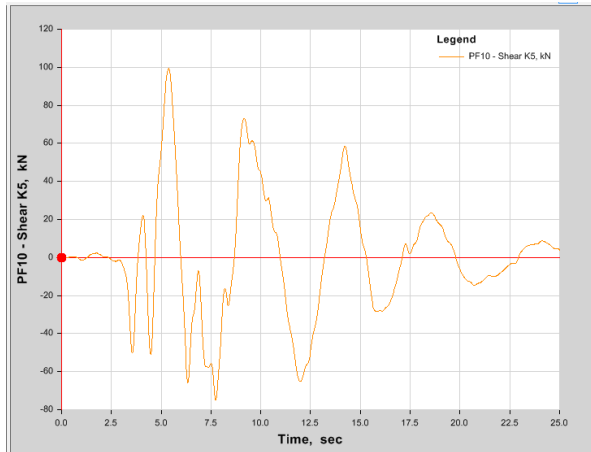
**Σχήμα 4.66:** Τέμνουσα υποστλώματος Κ4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



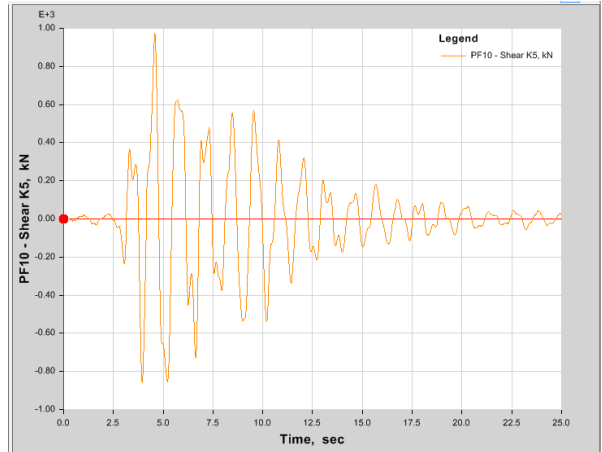
**Σχήμα 4.67:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.21:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών του υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο του κτιρίου στις δύο καταστάσεις.

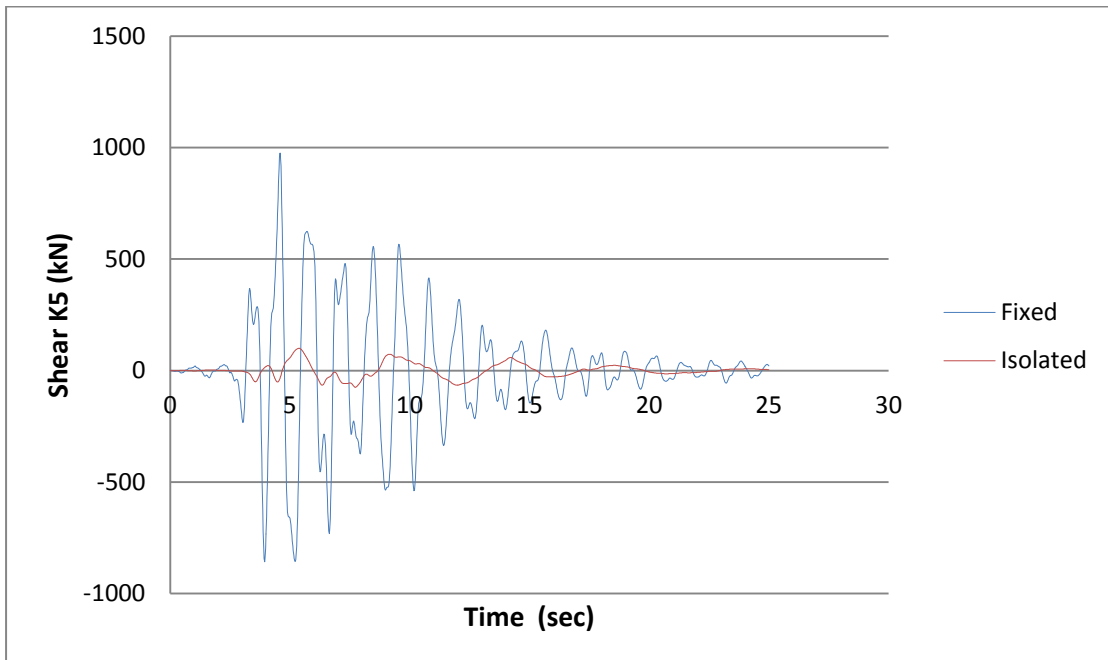
	Fixed	Isolated
Min (kN)	-390.36	-66.70
Max (kN)	442.13	88.65



**Σχήμα 4.68:** Τέμνουσα υποστύλωματος Κ5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.69:** Τέμνουσα υποστύλωματος Κ5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



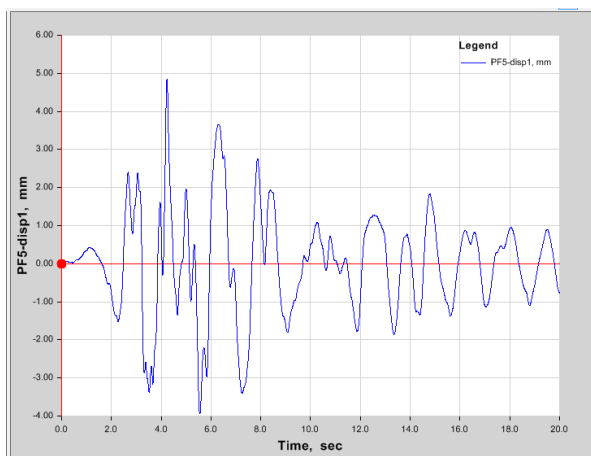
**Σχήμα 4.70:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστύλωματος Κ5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.22:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών του υποστύλωματος Κ5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

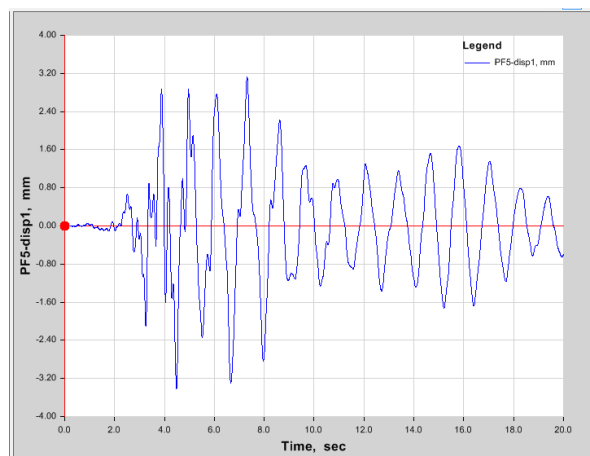
	Fixed	Isolated
Min (kN)	-856.96	-74.92
Max (kN)	975.34	99.49

## 4.4. Σεισμός Αθήνας 1999

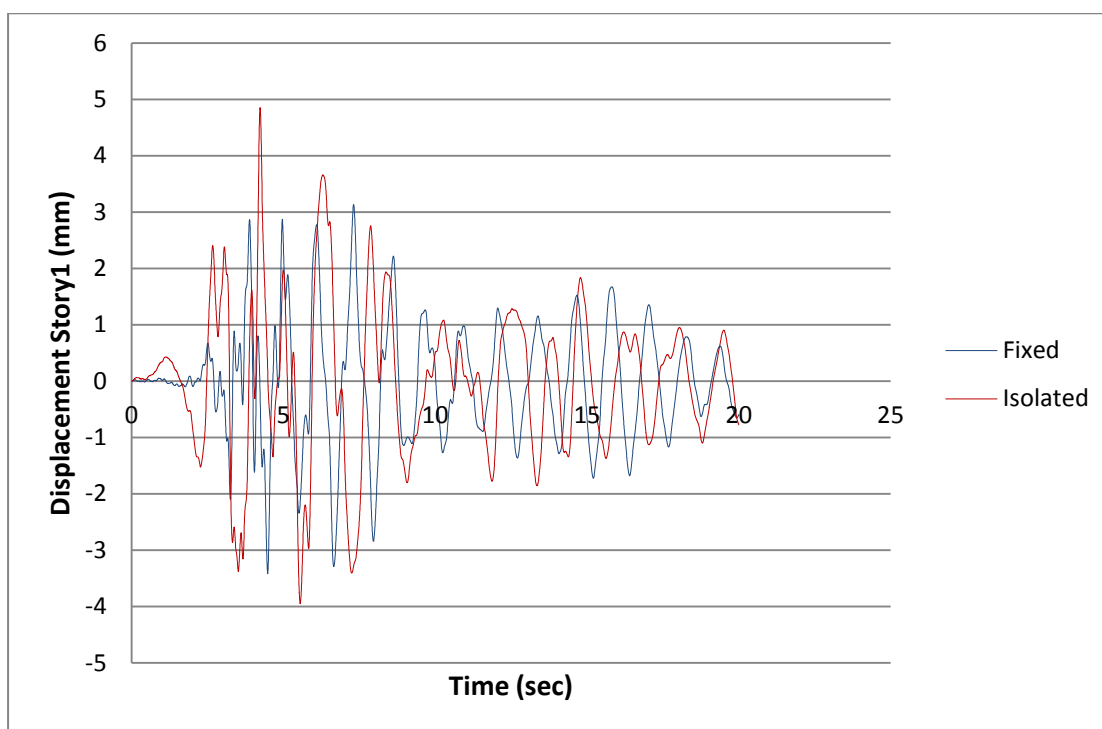
### 4.4.1. Μετατοπίσεις ορόφων



**Σχήμα 4.71:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



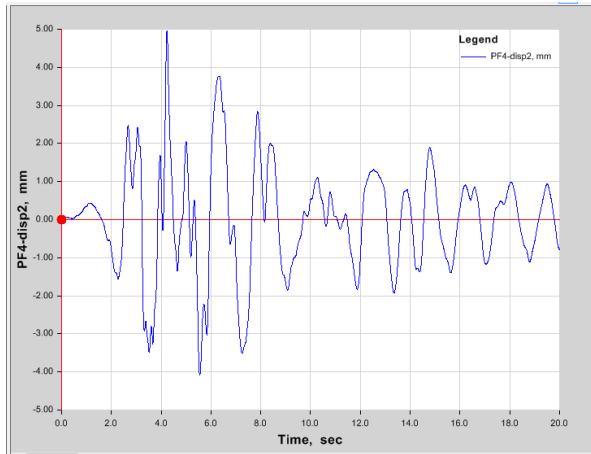
**Σχήμα 4.72:** Μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



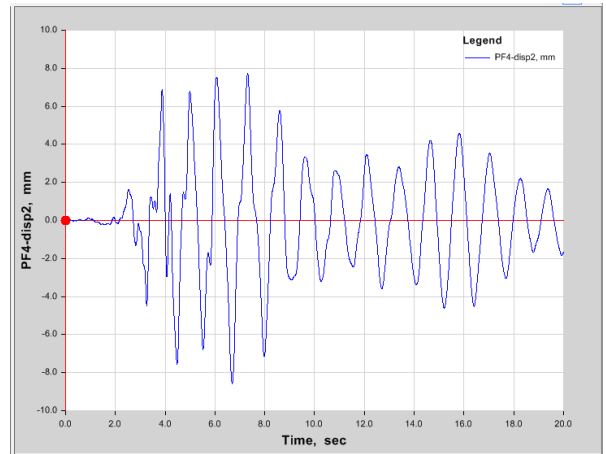
**Σχήμα 4.73:** Διάγραμμα μετακινήσεων 1<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.23:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 1<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου στις δύο καταστάσεις.

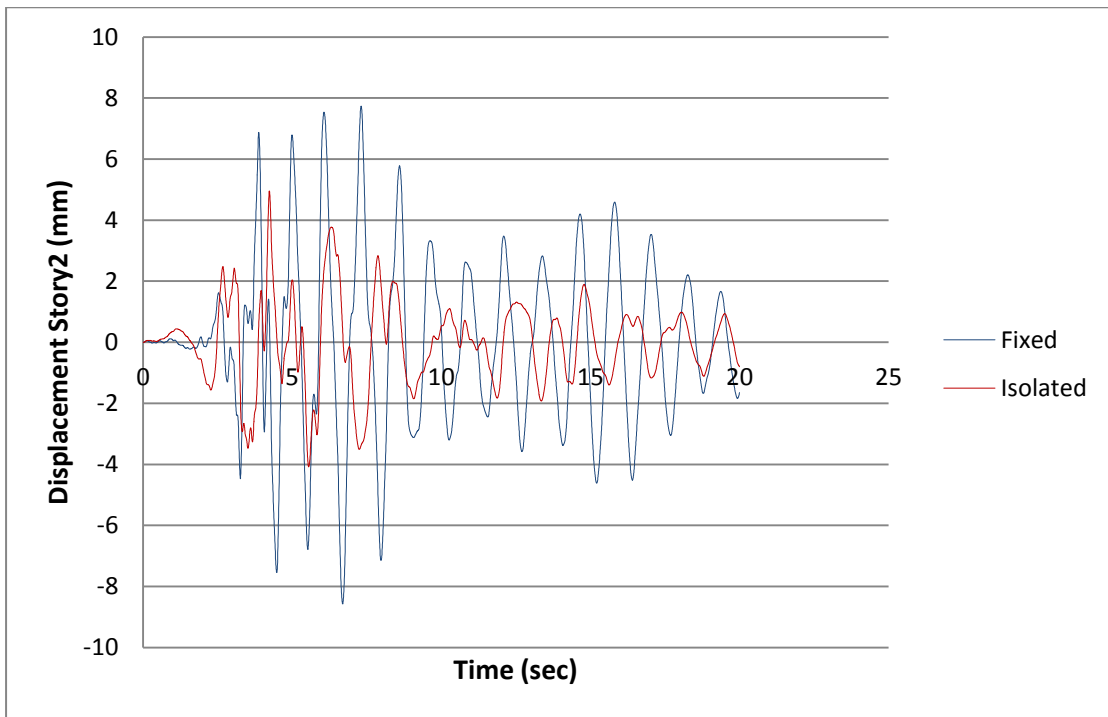
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-3.42	-3.94
Max (mm)	3.12	4.85



**Σχήμα 4.74:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



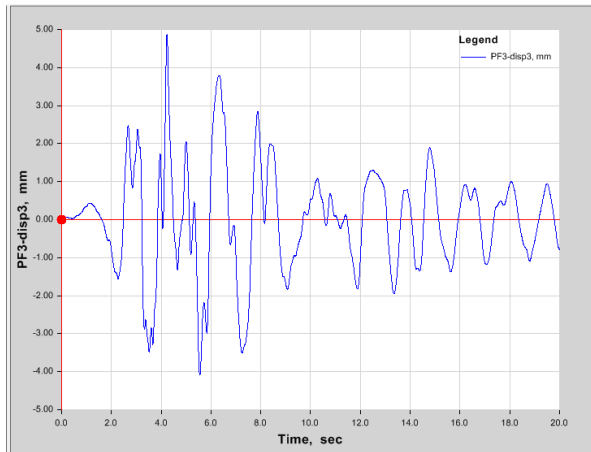
**Σχήμα 4.75:** Μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



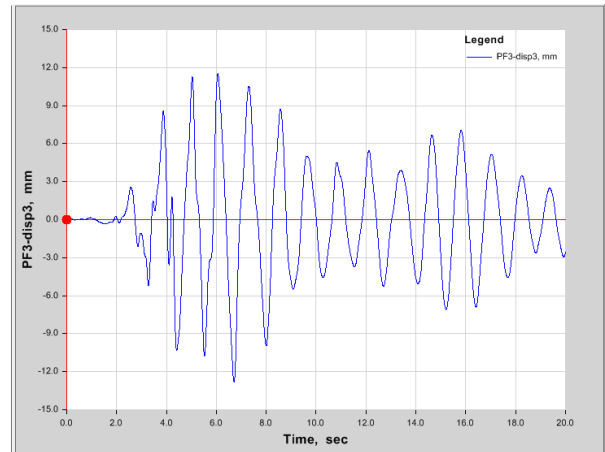
**Σχήμα 4.76:** Διάγραμμα μετακινήσεων 2<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.24:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 2<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

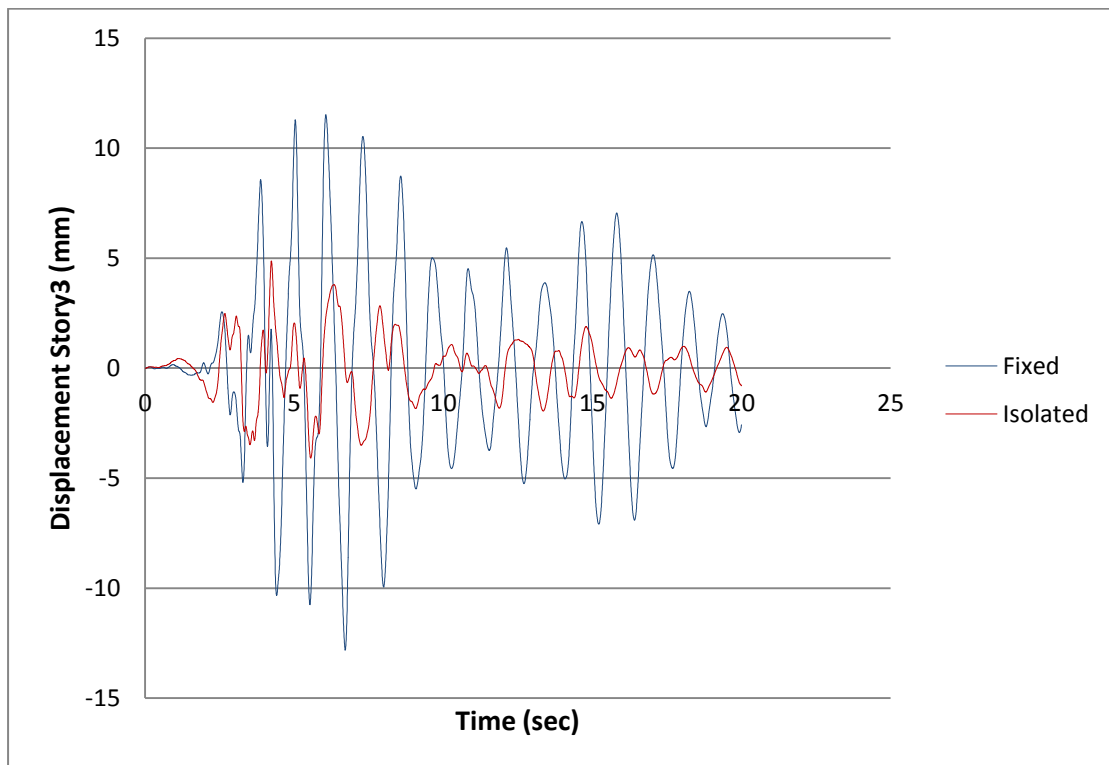
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-8.57	-4.07
Max (mm)	7.73	4.95



**Σχήμα 4.77:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.78:** Μετακίνηση 3<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

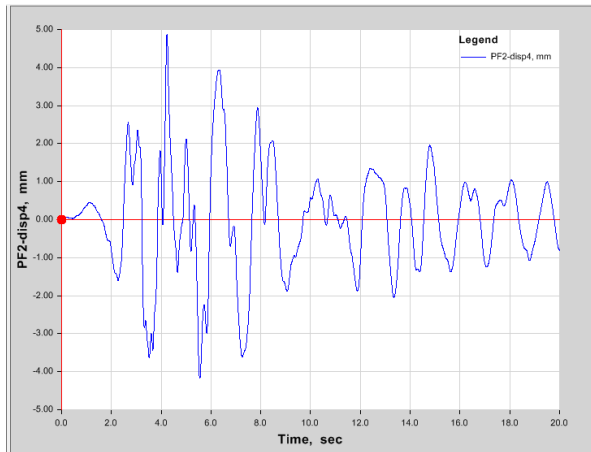


**Σχήμα 4.79:** Διάγραμμα μετακινήσεων 3<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

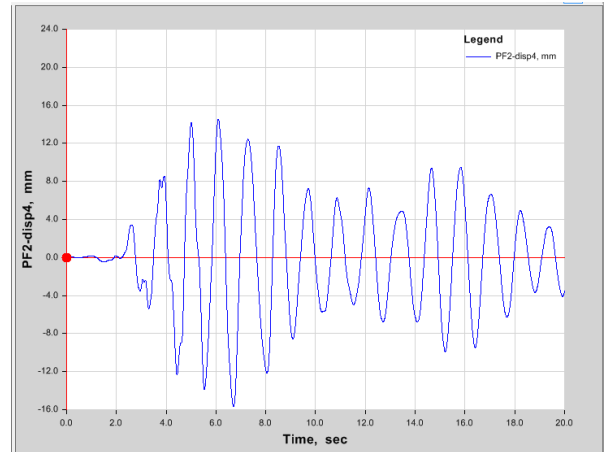
**Πίνακας 4.25:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 3<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (mm)	-12.81	-4.08
Max (mm)	11.51	4.87

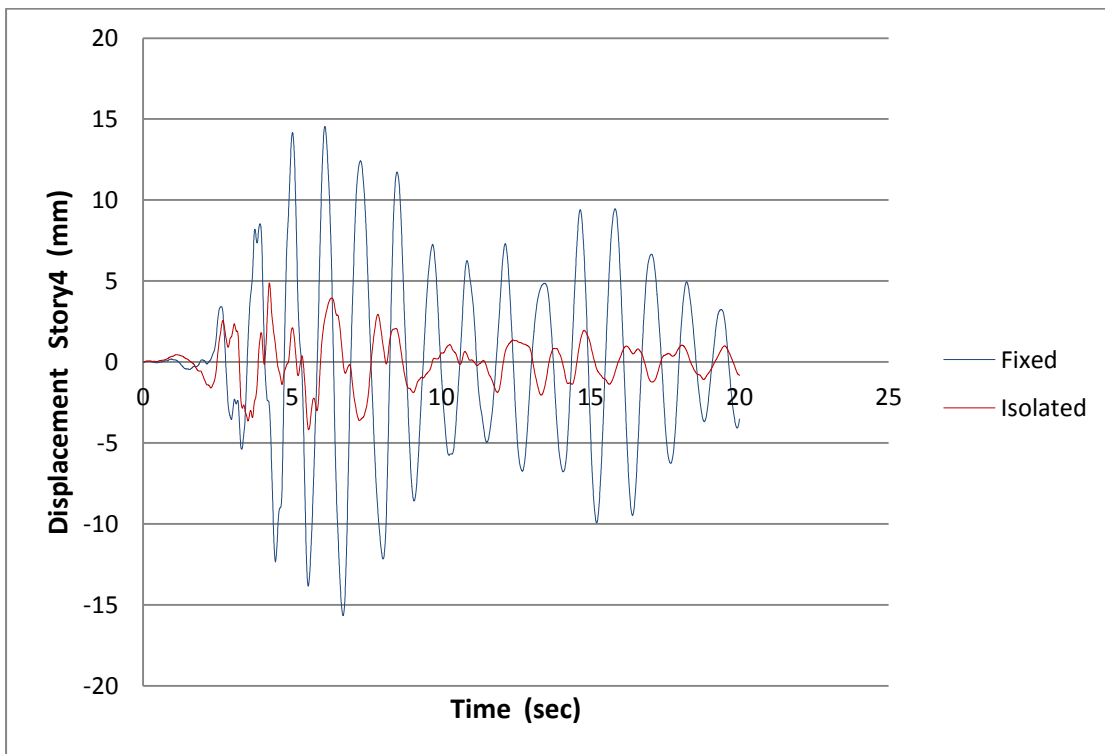




**Σχήμα 4.80:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



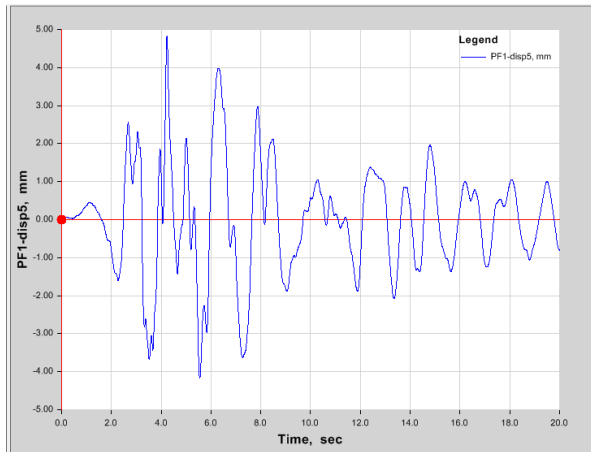
**Σχήμα 4.81:** Μετακίνηση 4<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



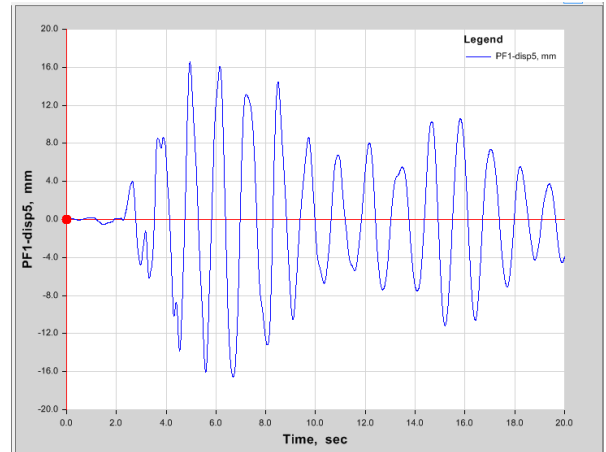
**Σχήμα 4.82:** Διάγραμμα μετακινήσεων 4<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.26:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 4<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

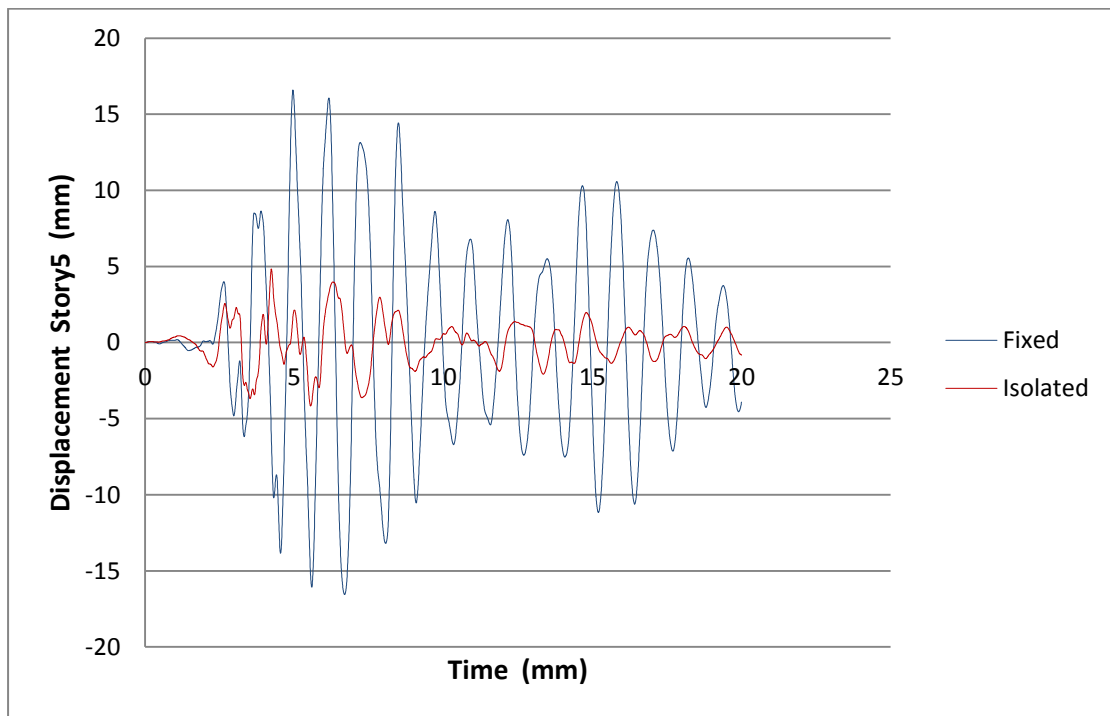
	Fixed	Isolated
Min (mm)	-15.66	-4.17
Max (mm)	14.55	4.87



**Σχήμα 4.83:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



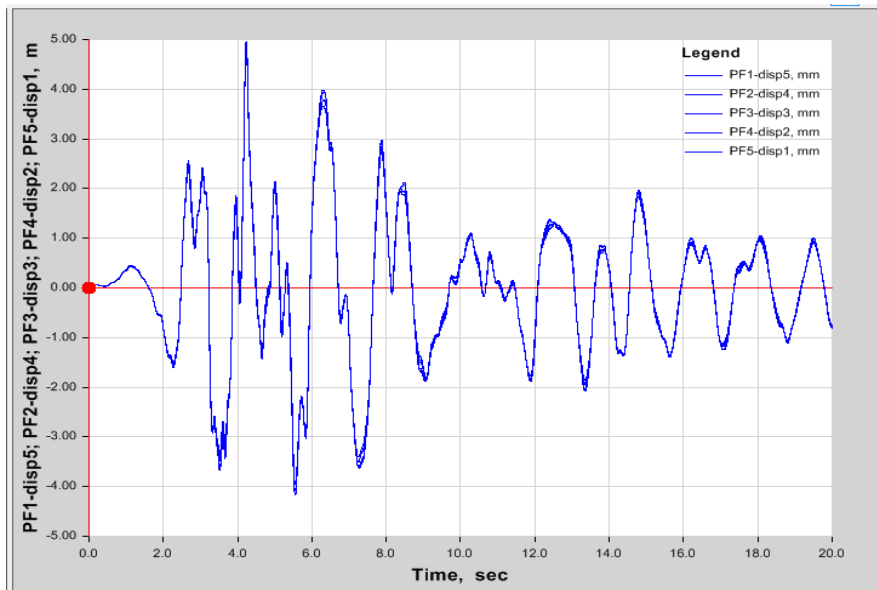
**Σχήμα 4.84:** Μετακίνηση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



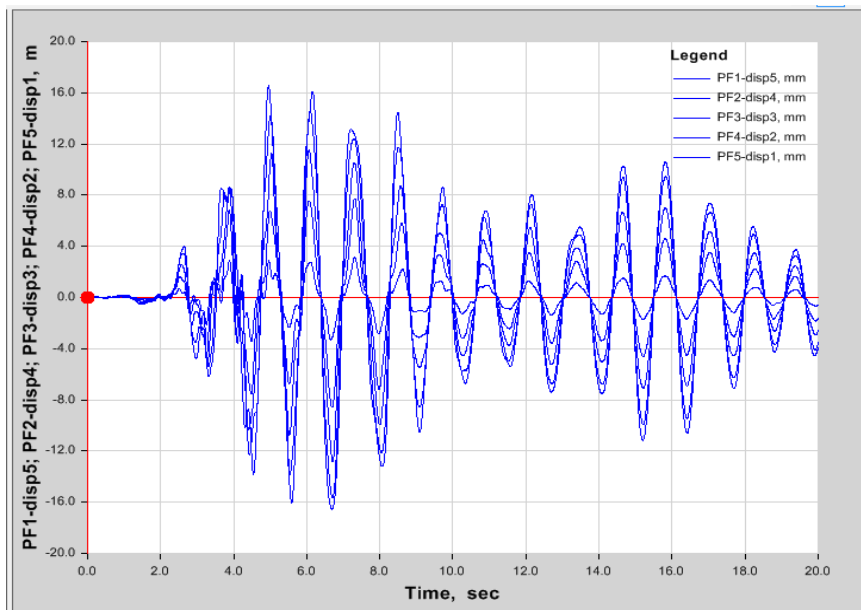
**Σχήμα 4.85:** Διάγραμμα μετακινήσεων 5<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.27:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές μετακινήσεων του 5<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (mm)	-16.55	-4.15
Max (mm)	16.58	4.83



**Σχήμα 4.86:** Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.87:** Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

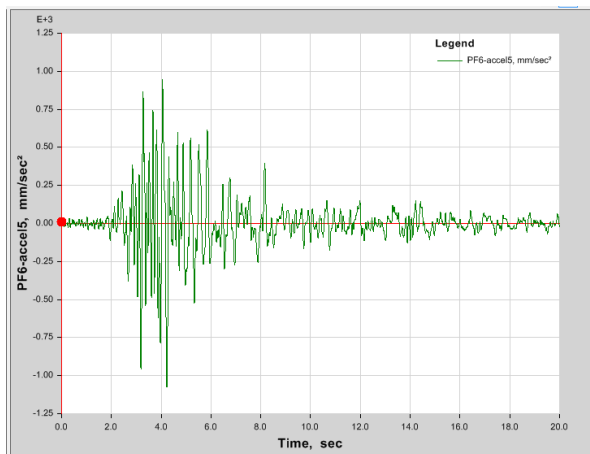
Στην περίπτωση και αυτής της εφαρμογής σεισμού παρατηρείται μία σταδιακή αύξηση στις τιμές των μετακινήσεων ανά όροφο στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο. Στην περίπτωση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου υπάρχει μια πολύ μικρή μεταβολή των τιμών των μετακινήσεων ανά όροφο, γεγονός που σημαίνει πως κατά το σεισμό παρατηρείται μια πιο "ομαλή" κίνηση του κτιρίου.

---

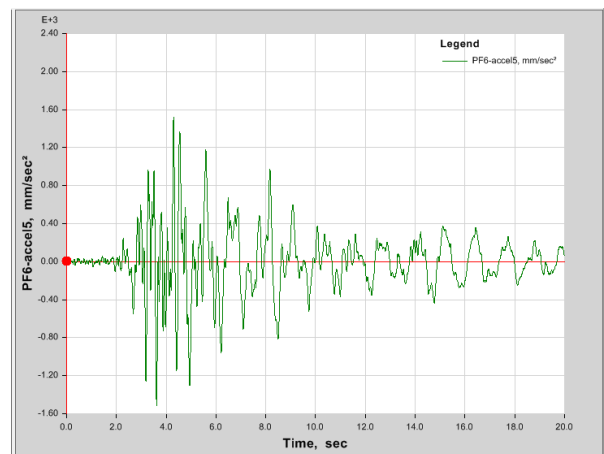
**Πίνακας 4.28:** Σχετικές μετακινήσεις ορόφων στο κτίριο με και χωρίς σεισμική μόνωση.

Όροφοι	Σχετικές μετακινήσεις (mm)	
	<u>Fixed</u>	<u>Isolated</u>
0-1	0.00171	0.00003
1-2	0.00141	0.00002
2-3	0.00094	0.0000003
3-4	0.00031	0.00001

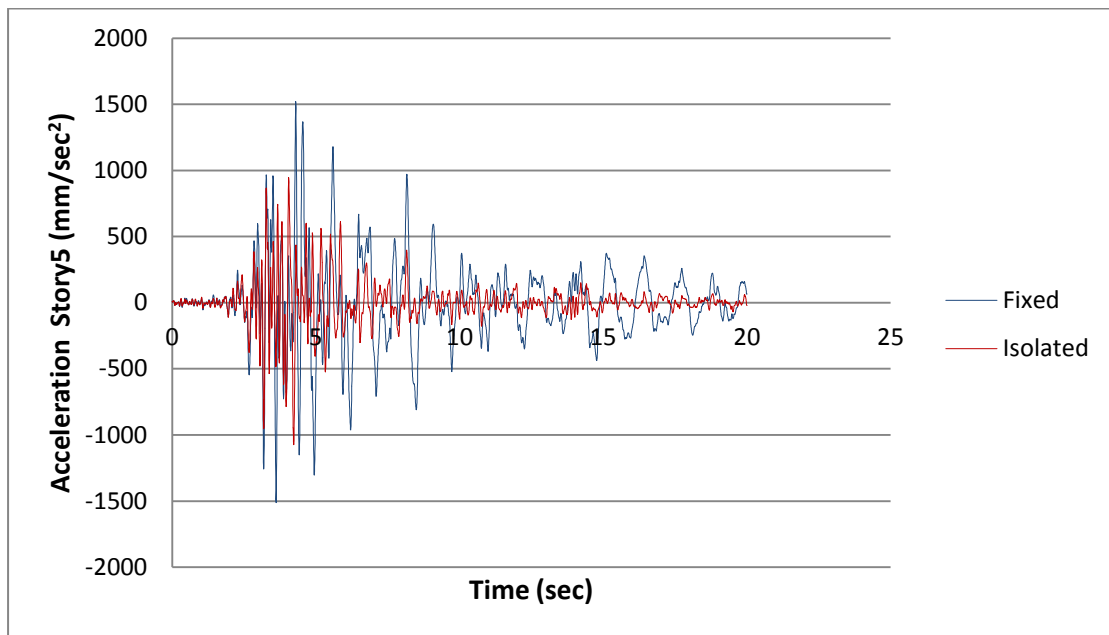
#### 4.4.2. Επιταχύνσεις 5<sup>ου</sup> ορόφου



**Σχήμα 4.88:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.89:** Επιτάχυνση 5<sup>ου</sup> ορόφου στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

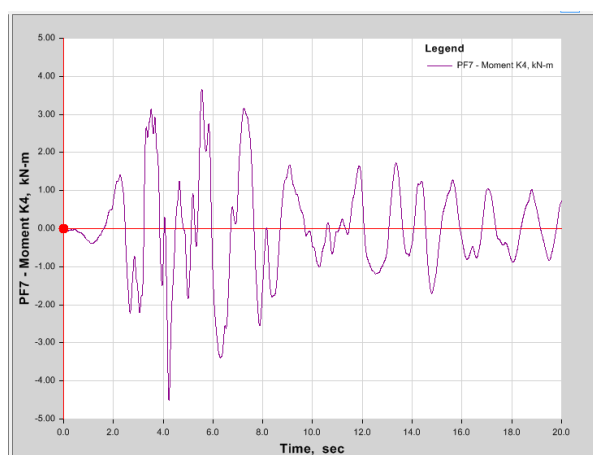


**Σχήμα 4.90:** Διάγραμμα επιταχύνσεων 5<sup>ου</sup> ορόφου στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

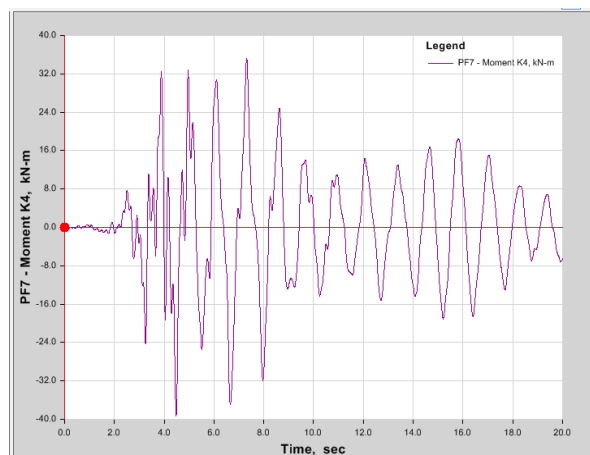
**Πίνακας 4.29:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές επιταχύνσεων του 5<sup>ου</sup> ορόφου του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (m/sec <sup>2</sup> )	-1.51	-1.07
Max (m/sec <sup>2</sup> )	1.52	0.94

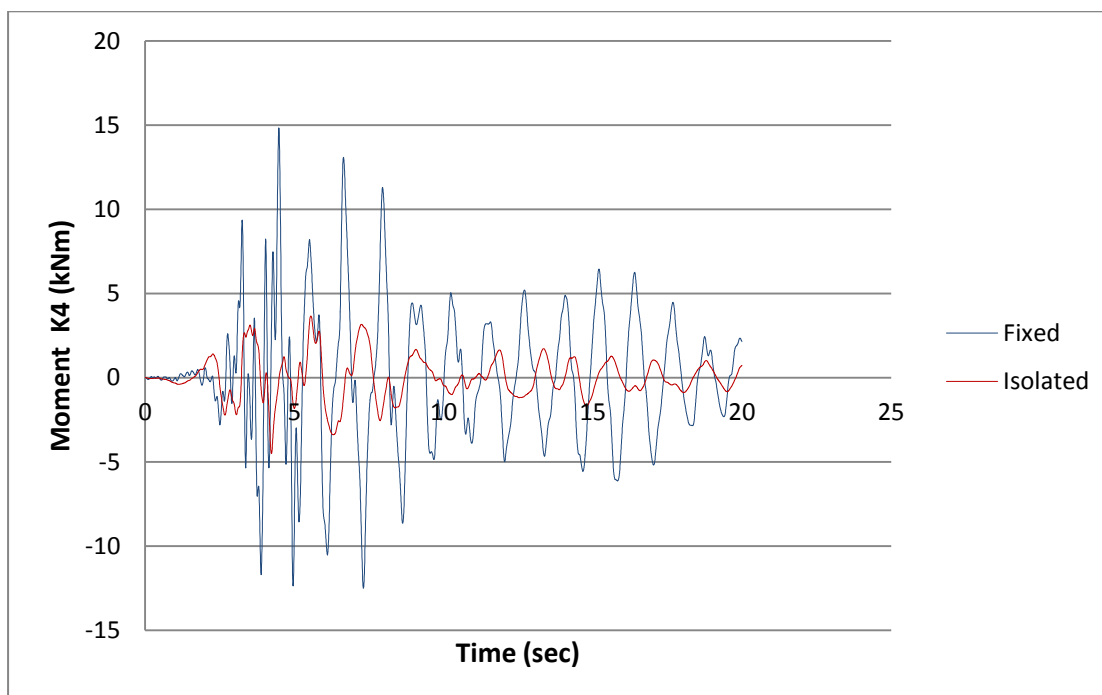
### 4.4.3. Ροπές υποστλωμάτων



**Σχήμα 4.91:** Ροπή υποστλώματος Κ4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



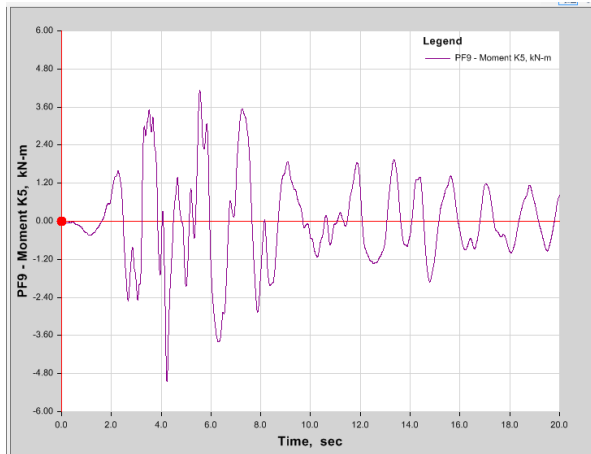
**Σχήμα 4.92:** Ροπή υποστλώματος Κ4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



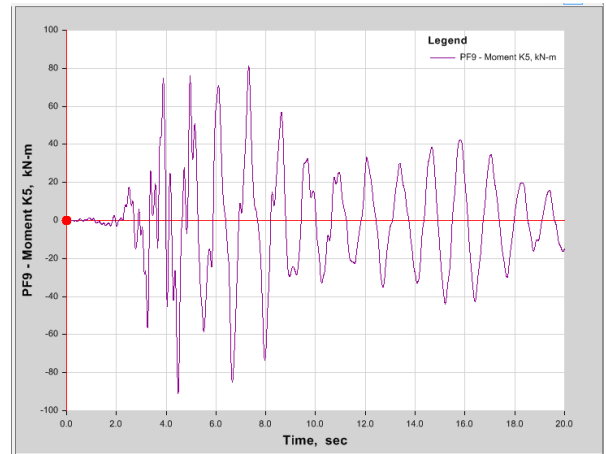
**Σχήμα 4.93:** Διάγραμμα ροπών υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.30:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ροπών του υποστλώματος Κ4 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

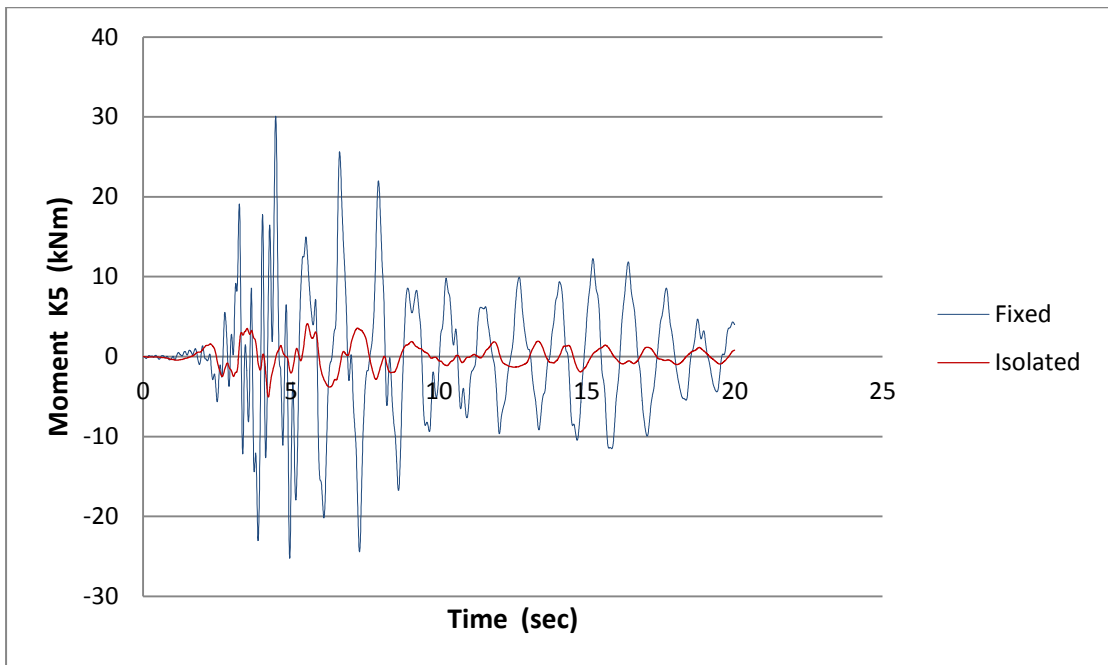
	Fixed	Isolated
Min (kNm)	-12.51	-4.49
Max (kNm)	14.83	3.66



**Σχήμα 4.94:** Ροπή υποστυλώματος K5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.95:** Ροπή υποστυλώματος K5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο

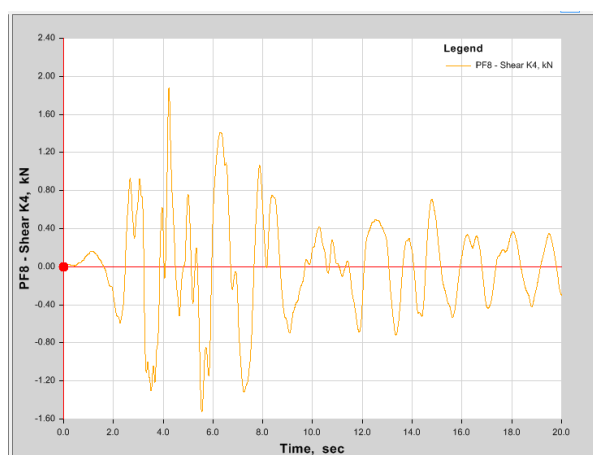


**Σχήμα 4.96:** Διάγραμμα ροπών υποστυλώματος K5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

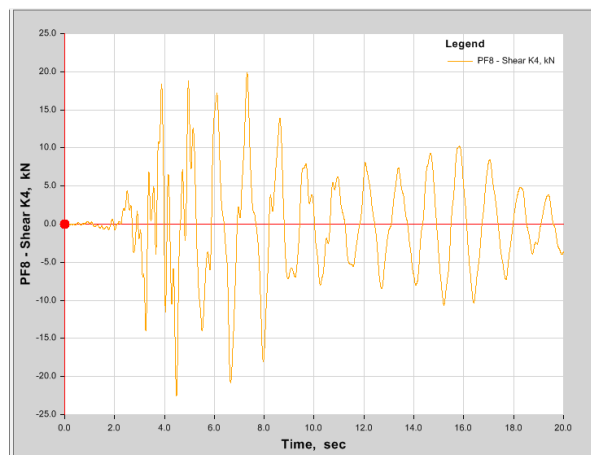
**Πίνακας 4.31:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές ροπών του υποστυλώματος K5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kNm)	-25.24	-5.05
Max (kNm)	30.08	4.11

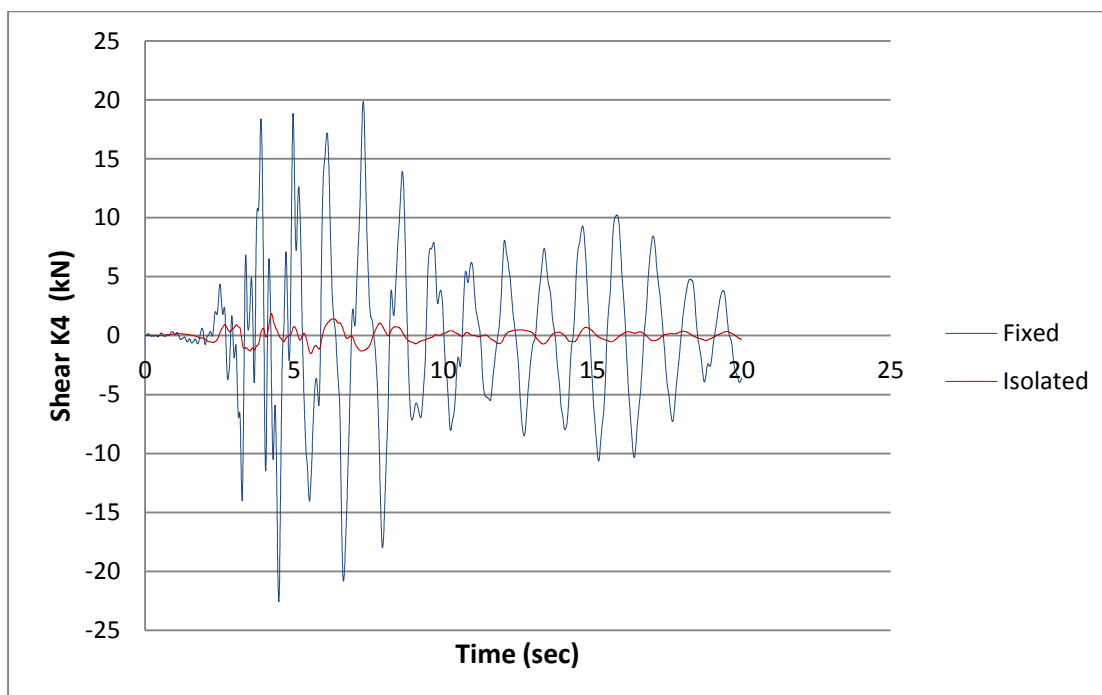
#### 4.4.4. Τέμνουσες υποστλωμάτων



**Σχήμα 4.97:** Τέμνουσα υποστλωμάτος Κ4 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.98:** Τέμνουσα υποστλωμάτος Κ4 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.

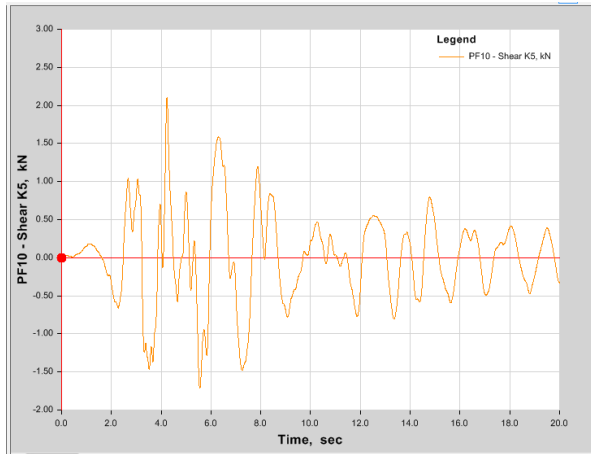


**Σχήμα 4.99:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστλωμάτος Κ4 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

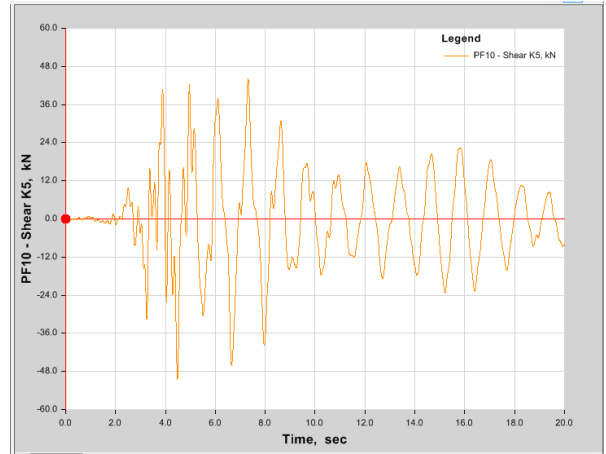
**Πίνακας 4.32:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών του υποστλωμάτος Κ4 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kN)	-22.55	-1.52
Max (kN)	19.87	1.87

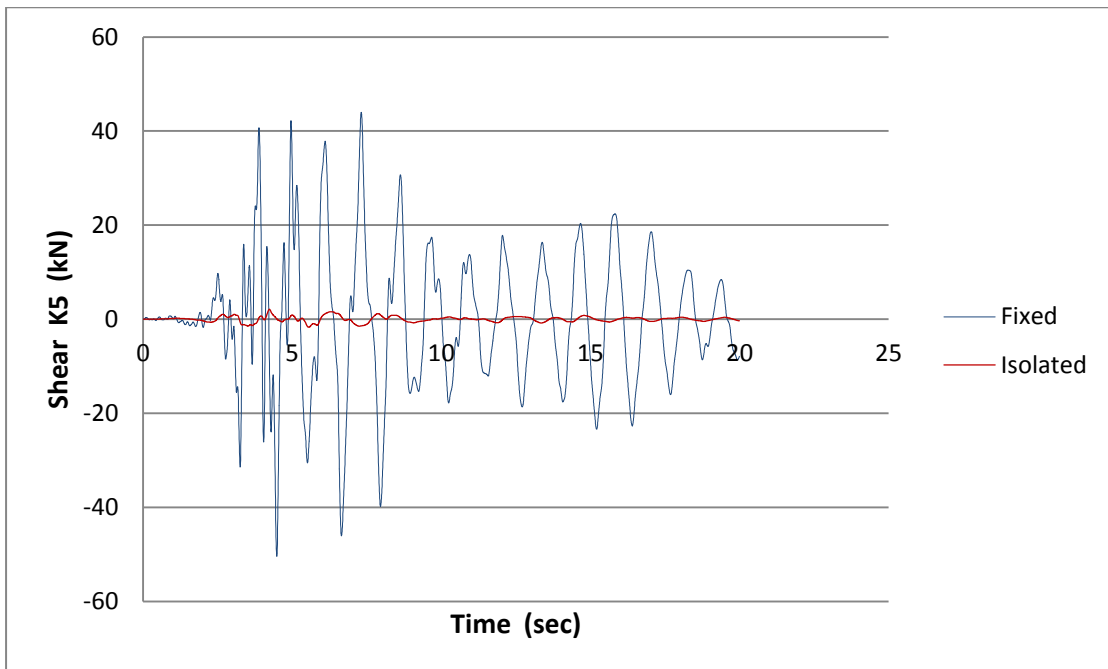




**Σχήμα 4.100:** Τέμνουσα υποστρώματος Κ5 στο σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.101:** Τέμνουσα υποστρώματος Κ5 στο μη σεισμικά μονωμένο κτίριο.



**Σχήμα 4.102:** Διάγραμμα τεμνουσών υποστρώματος Κ5 στο ισόγειο στις δύο καταστάσεις του κτιρίου.

**Πίνακας 4.33:** Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών του υποστρώματος Κ5 στο ισόγειο του κτιρίου με και χωρίς σεισμική μόνωση.

	Fixed	Isolated
Min (kN)	-856.96	-74.92
Max (kN)	975.34	99.49

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

---

### **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

---

---

Η σεισμική μόνωση σε υφιστάμενη κατασκευή είναι μια μέθοδος οικοδόμησης με σκοπό τον περιορισμό της μετάδοσης των δονήσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση ενός συστήματος μόνωσης ανάμεσα στην κατασκευή και το έδαφος. Η τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης μπορεί να επιτύχει πενταπλάσια έως και δεκαπλάσια μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική δραστηριότητα. Το γεγονός αυτό, αποτρέπει την πιθανότητα κατάρρευσης της κατασκευής σε ισχυρό σεισμό. Η μείωση της σεισμικής απαίτησης επιτυγχάνεται με αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών.

Για να διερευνηθεί η επιρροή της σεισμικής μόνωσης στην σεισμική συμπεριφορά ενός κτίριου, επιλέχθηκε ένα τυπικό υφιστάμενο κτίριο της δεκαετίας του 1960. Το κτίριο είναι πεντάωρο με δύο ανοίγματα στην κάθε διεύθυνση, σχεδιασμένο σύμφωνα με τους παλιούς κανονισμούς. Το κτίριο αναλύθηκε μια φορά πακτωμένο στην βάση του και μια φορά με σεισμική μόνωση. Υπολογίσθηκαν οι ιδιότητες του μονωτήρα και πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τρεις φυσικές καταγραφές.

Από τα αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Οι μετακινήσεις του σεισμικά μονωμένου κτιρίου είναι μεγαλύτερες στους χαμηλούς ορόφους και μικρότερες στους υψηλότερους. Οι μετακινήσεις του πακτωμένου κτιρίου είναι μηδενικές στην βάση και αυξάνονται σταδιακά καθ' ύψος, ενώ οι μετακινήσεις του σεισμικά μονωμένου κτιρίου είναι παρόμοιες σε όλους τους ορόφους και στην βάση του.
- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων στο σεισμικά μονωμένο κτίριο είναι πολύ μικρές ενώ το αντίθετο συμβαίνει στο πακτωμένο κτίριο.
- Οι επιταχύνσεις στον 5<sup>ο</sup> όροφο του σεισμικά μονωμένου κτιρίου παρουσιάζουν μεγάλο ποσοστό μείωσης συγκριτικά με το πακτωμένο κτίριο.
- Τα εντατικά μεγέθη (τέμνουσες και ροπές) των μελών της μονωμένης κατασκευής παρουσιάζουν σημαντική μείωση σε σχέση με το αρχικό πακτωμένο κτίριο.

Από τα παραπάνω, τελικά προκύπτει ότι με την αύξηση της περιόδου που επιδιώκεται υπάρχει αύξηση της μετακίνησης και μείωση των δυνάμεων και επομένως υπάρχει μια πιο "ομαλή" κίνηση κατά το σεισμό.

---

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Kelly, J. & Naeim, F. (1999). *Design of seismic isolated structures: From Theory To Practice*. Canada: John Willey & Sons.
- Lee, G., Ou, Y., Niu, T. & Song, J. (2010). *Characterization of a Roller Seismic Isolation Bearing with Supplemental Energy Dissipation for Highway Bridges*. Journal of Structural Engineering. vol.166, (5).
- *Sony Alpha Rumors*. Ανακτήθηκε 7 Οκτωβρίου, 2017, από (<http://www.sonyalpharumors.com/anti-seismic-japanese-buildings-to-make-the-a7ii-5-axis-system/>)
- *Sixense Necs*. Ανακτήθηκε 15 Σεπτεμβρίου, 2017, από (<http://necs.fr/en/Study-and-consulting/earthquake-civil/5/2014-12-22/seismic-assessment-and-retrofitting-of-a-building-with-base-isolation/>.)
- Λιώρης, Β. (2013). *Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Παπανίκος, Κ. (2009). *Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με σεισμική μόνωση*. Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- Γραβαλάς, Φ. (2007). *Συμβολή στην μελέτη των χαρακτηριστικών της μηχανικής συμπεριφοράς εφεδράνων σεισμικής μόνωσης και διερεύνηση της επιρροής τους στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών*. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη.
- Κόπανος, Δ. (2013). *Σεισμική απόκριση κατασκευών με μόνωση βάσης: Προγραμματισμός και διαδικτυακή εφαρμογή*. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη.
- Κίρτας Εμ., Παναγόπουλος Γ. (2015), *Προσομοίωση Κατασκευών σε Πρόγραμμα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή: Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000*. Ανακτήθηκε 7 Σεπτεμβρίου, 2017, από (<https://www.kallipos.gr/el/component/k2/item/754-2016-05-09%2020-33-23.html>.)
- Σπυράκος Κ. (2004), *Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία*. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας
- *The Constructor - Civil Engineering Home*. Ανακτήθηκε 2 Ιουλίου, 2017, από (<https://theconstructor.org/earthquake/earthquake-resistant-techniques/5607/>)
- C. Giarlelis, J. Keen, E. Lamprinou, V. Martin, G. Poulis, “Dynamic Behavior of the Seismically Isolated Stavros Niarchos Foundation Cultural Center (SNFCC) in Athens”, 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Sep 2015, San Diego, CA, USA.
- C. Giarlelis, C. Kostikas, E. Lamprinou, M. Dalakiouridou, “Dynamic behavior of a seismic isolated structure in Greece”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Beijing, China.
- Χ. Γιαρλέλης, Χ. Κωστίκας, Ε. Λαμπρινού, “Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικά Μονωμένου Κτιρίου”, 3ο

- 
- Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα 2008.
- C. Kostikas, M. Dalakiouridou, C. Giarlelis, E. Lamprinou, “The Onassis House of Letters and Arts, Greece: A Design Overview”, *Structural Engineering International*, Vol 20, no1, pp. 58-61(4), Feb 2010, DOI: 10.2749/101686610791555784
  - BRIDGESTONE. Ανακτήθηκε 12 Απριλίου, 2017, από ([http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic\\_rubber/method.html](http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/method.html) )
  - Youssf, O. *Experimental Investigation of Crumb Rubber Concrete Columns under Seismic Loading Structure: Research Journal of The Institution of Structural Engineers 3*. Ανακτήθηκε 14 Απριλίου, 2017, από ([http://www.structuresjournal.org/article/S2352-0124\(15\)00032-6/fulltext](http://www.structuresjournal.org/article/S2352-0124(15)00032-6/fulltext) )
  - Thapa, P. (2015). readymadeseminar.com. Ανακτήθηκε 13 Απριλίου, 2017, από (<http://www.readymadeseminar.com/2015/06/base-isolation.html> )
  - ( <http://www.gsi-eng.eu/index.asp?mod=articles&id=11> ) (Λογισμικό ETABS)