

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ



ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΗΛΙΑΝΑ ΖΙΩΓΚΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ : Ν. ΨΥΛΛΑ

ΑΘΗΝΑ
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2008

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή
2. Μέρος Πρώτο – Παρουσίαση Σεισμικής Μόνωσης
 - 2.1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση
 - 2.2. Η έννοια της σεισμικής μόνωσης
 - 2.3. Στόχος της σεισμικής μόνωσης
 - 2.4. Κριτήρια που πρέπει να πληρούνται και προϋποθέσεις εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης
 - 2.5. Τρόπος λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης
 - 2.6. Χαρακτηριστικά συστημάτων σεισμικής μόνωσης
 - 2.7. Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης
 - 2.7.1. Συστήματα μείωσης δυσκαμψίας
 - 2.7.1. (α) Συστήματα με βάση ελαστομερές (ελαστομεταλλικά εφέδρανα)
 - 2.7.1. (β) Συστήματα που βασίζονται στην ολίσθηση
 - 2.7.2. Συστήματα αύξησης της απόσβεσης
 - 2.7.3. Συστήματα ταυτόχρονης μείωσης δυσκαμψίας και αύξησης της απόσβεσης
 - 2.7.3. (1) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου για αύξηση της απόσβεσης (LRB)
 - 2.7.3. (2) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR)
 - 2.7.3. (3) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα από κοκκώδη υλικά (GRB)
 - 2.8. Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου
 - 2.9. Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης
3. Μέρος Δεύτερο – Εφαρμογή
 - 3.1. Εισαγωγή
 - 3.2. Γεωμετρική Περιγραφή του κτιρίου
 - 3.3. Φορτία κτίριου
 - 3.3.1. Κατακόρυφα φόρτια
 - α) Μόνιμα
 - β) Πρόσθετα μόνιμα
 - γ) Κινητά
 - 3.4. Καθορισμός σεισμικών φορτίων
 - 3.5. Στατική επίλυση του κτιρίου
 - 3.5.1. Προσομοίωμα υπολογισμού.
 - 3.5.2. Φορτία
 - 3.6. Αποτελέσματα ανάλυσης
 - 3.6.1. Ιδιοπερίοδος

3.6.2. Μετακινήσεις

3.6.3. Επιτάχυνση σχεδιασμού

3.6.4. Εντατικά μεγέθη

3.7. Συμπέρασμα

3.8. Βιβλιογραφία

Παράρτημα Α: Δεδομένα στατικής ανάλυσης κτιρίου

Παράρτημα Β: Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης κτιρίου. Πίνακες - Υπολογισμοί

1. Εισαγωγή

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στη σεισμική απόκριση κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος. Η εργασία αποτελείται από δυο μέρη.

Στο πρώτο μέρος θα αναλύσουμε την έννοια της σεισμικής μόνωσης, δηλαδή τι είναι η σεισμική μόνωση και τι επιτυγχάνουμε χρησιμοποιώντας την στα κτίρια. Θα αναπτύξουμε τις προϋποθέσεις που πρέπει να ισχύουν για να εφαρμόσουμε μόνωση στα κτίρια και τον τρόπο λειτουργίας της, ποια είναι τα βασικά χαρακτηριστικά των μονωτήρων και σε ποιες κατηγορίες διακρίνονται. Επίσης θα αναφερθούμε στα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της χρήσης μονωτήρων και θα αναφέρουμε παραδείγματα εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης.

Στο δεύτερο μέρος για να κατανοήσουμε βασικά στοιχεία της συμπεριφοράς κατασκευών που είναι σεισμικά μονωμένες, θα μελετήσουμε ένα τετραώροφο κτίριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000).

Στη συνέχεια θα επιλύσουμε το κτίριο στατικά με και χωρίς σεισμική μόνωση, θεωρώντας ότι στη βάση του έχουμε τοποθετήσει συστήματα σεισμικής μόνωσης και στη δεύτερη περίπτωση το θεωρούμε πακτωμένο στη βάση του. Μετά τις δυο επιλύσεις θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

ΜΕΡΟΣ ΠΡΩΤΟ
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

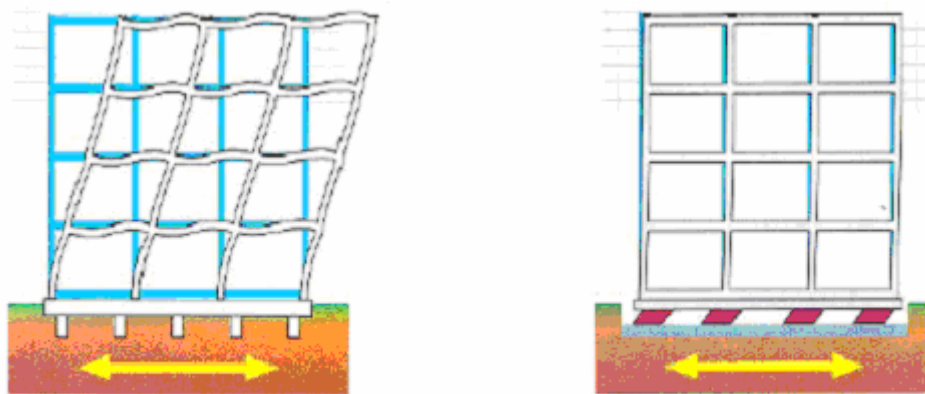
ΜΕΡΟΣ ΠΡΩΤΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

2.1. Εισαγωγή στη σεισμική μόνωση

Στο παρόν κεφάλαιο θα αναπτύξουμε την έννοια της σεισμικής μόνωσης. Αρχικά κάνουμε μια σύντομη ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη της τεχνολογίας μέχρι σήμερα. Στη συνέχεια αναλύεται ο στόχος της σεισμικής μόνωσης παρουσιάζοντας τους τρόπους με τους οποίους επιτυγχάνεται η μείωση της σεισμικής απόκρισης. Θα παρουσιάσουμε τα κριτήρια που πρέπει να πληρούν και τις προϋποθέσεις εφαρμογής των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Θα αναλύσουμε τον τρόπο λειτουργίας των συστημάτων, και θα αναφερθούμε και στο τρόπο διάκρισης τους αναλόγως με το πώς επηρεάζουν την κατασκευή. Τέλος παρουσιάζεται το πεδίο εφαρμογής της και παραδείγματα εφαρμογής.

2.2 Η έννοια της σεισμικής μόνωσης

Η έννοια της μόνωσης των κτιρίων από τις σεισμικές δράσεις είναι γνωστή από τους αρχαίους χρόνους. Στις ελληνικές αποικίες της νότιας Ιταλίας του 5ου π.χ. αιώνα τοποθετούσαν ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή ένα στρώμα άμμου, το οποίο αποτελεί το πρώτο καταγεγραμμένο εφέδρανο. Στη σύγχρονη εποχή η σεισμική μόνωση άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως σε γέφυρες από την αρχή της δεκαετίας του '70 και σε κτίρια από τα τέλη της δεκαετίας του '70, αν και υπάρχουν παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κατασκευών πολύ νωρίτερα. Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι να προστεθεί οριζόντια ευκαμψία στη βάση της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα να διατηρηθεί η ακαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση προκειμένου να μεταφερθούν τα φορτία βαρύτητας από την κατασκευή στο έδαφος. Η ευκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση ειδικών συσκευών μικρής δυσκαμψίας. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων θα παραλαμβάνεται από τα εύκαμπτα στοιχεία (μονωτήρες) και δεν καταπονείται ολόκληρη η κατασκευή όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα.1

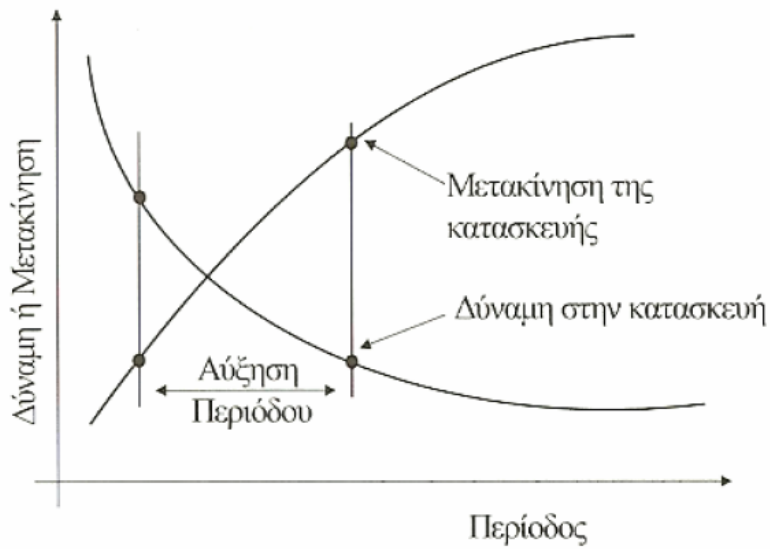


Σχήμα 1. Τρόπος λειτουργίας σεισμικής μόνωσης

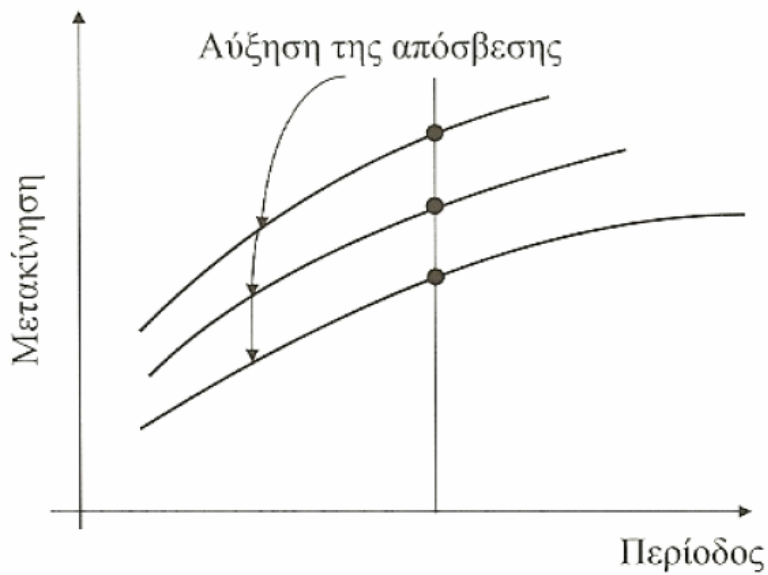
2.3 Στόχος της σεισμικής μόνωσης

Η σεισμική μόνωση είναι μια διαφορετική προσέγγιση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, η οποία έχει ως στόχο την μείωση της σεισμικής απαίτησης και όχι την αύξηση της σεισμικής αντοχής μιας κατασκευής. Η χρήση της σύγχρονης τεχνολογίας στις μεθόδους σεισμικής μόνωσης, δίνει τη δυνατότητα να επιτύχουμε έως και δεκαπλάσια μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή στη περίπτωση ισχυρής σεισμικής δόνησης. Μια τέτοια μείωση αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρό σεισμό αλλά επίσης συμβάλλει και στον περιορισμό των βλαβών που μπορούν να προκαλέσουν σεισμοί με μικρή ένταση.

Η μείωση της σεισμικής απαίτησης επιτυγχάνεται με την αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2 καθώς η περίοδος αυξάνει, η μεταδιδόμενη σεισμική δύναμη μειώνεται με ταυτόχρονη αύξηση της πλευρικής μετακίνησης. Ο περιορισμός αυτών των μεγάλων κινήσεων της κατασκευής επιτυγχάνεται συνήθως με αύξηση της απόσβεσης (Σχήμα 3). Με την παρουσία των μονωτήρων, το κτίριο κινείται πολύ πιο αργά σε σύγκριση με τα διαδιδόμενα στο έδαφος σεισμικά κύματα και έτσι μειώνεται η πιθανότητα συντονισμού, η οποία λόγω των μεγάλων μετακινήσεων που προκαλεί μπορεί να οδηγήσει σε πιθανή κατάρρευση του κτιρίου.



Σχήμα 2. Μεταβολή της σεισμικής δύναμης και μετακίνησης λόγω σεισμικής μόνωσης. (από Σπυράκο, 2004)



Σχήμα 3. Μεταβολή της μετακίνησης λόγω της αύξησης της απόσβεσης (από Σπυράκο, 2004)

2.4 Κριτήρια που πρέπει να πληρούνται και προϋποθέσεις εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης, για να είναι λειτουργικό, θα πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω απαιτήσεις.

- να παρέχει πλευρική ευκαμψία στην κατασκευή για την περίπτωση που θα υπάρξει ισχυρή σεισμική δόνηση, αλλά και να παραμένει πρακτικά άκαμπτο για συνήθη πλευρικά φορτία, όπως ανεμοπιέσεις και σεισμούς μικρής έντασης
- να έχει την ικανότητα αυτοδύναμης οριζόντιας επαναφοράς της κατασκευής, δηλαδή να μπορεί να επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της θέση, ενώ ταυτόχρονα να εξακολουθεί να επιτρέπει μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις
- Λόγω του ότι τα κτίρια πρέπει να παραμένουν αμετακίνητα για τα συνήθη κατακόρυφα φορτία η κατασκευή πρέπει να είναι σχετικά δύσκαμπτη ώστε να εμποδιστεί η διασπορά ενέργειας στην ανωδομή και να περιοριστεί στο σύστημα σεισμικής μόνωσης που βρίσκεται στη βάση

Γενικά, για την επιλογή ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι επιθυμητό να πληρούνται και οι παρακάτω προϋποθέσεις, χωρίς να είναι περιοριστικές:

- Το έδαφος της θεμελίωσης της κατασκευής να μην ευνοεί εδαφικές δονήσεις με προεξέχουσες τις μεγάλες περιόδους, γεγονός που χαρακτηρίζει μαλακά εδάφη
- Το κτίριο να είναι σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 1,5 έως 2sec, γεγονός που χαρακτηρίζει οπωσδήποτε τις δύσκαμπτες κατασκευές, αλλά και ένα ευρύ φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών
- Το μέγεθος των ανεμοφορτίων σχεδιασμού καθώς και των υπολοίπων μη σεισμικών πλευρικών φορτίων να μην ξεπερνά το 10% του βάρους του κτιρίου.

2.5 Τρόπος λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης

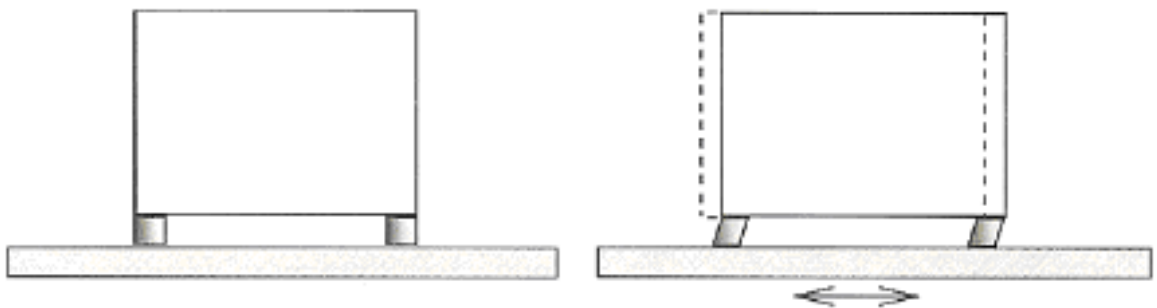
Η βασική ιδέα της μεθόδου είναι η ενσωμάτωση στην κατασκευή ειδικών διατάξεων απορρόφησης ενέργειας, με τελικό στόχο την απομόνωση της κατασκευής από τις εδαφικές κινήσεις κατά τη διάρκεια των σεισμικών φαινομένων. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4 η καταλληλότερη θέση για να τοποθετηθούν οι συσκευές μόνωσης 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.

Ένας τρόπος με τον οποίο η μόνωση βελτιώνει την απόκριση των κτιρίων είναι μεγαλώνοντας την ιδιοπερίοδο μίας κατασκευής ή μικραίνοντας την φυσική της συχνότητα. Προσθέτοντας τους μονωτήρες που είναι πολύ πιο εύκαμπτοι από τα υποστυλώματα, η ιδιοπερίοδος του κτιρίου μεγαλώνει, κάτι που οδηγεί το κτίριο μακριά από τη ζώνη κινδύνου.

Αυτό συμβαίνει γιατί στην περίπτωση που δεν έχουμε σεισμική μόνωση η συνολική ακαμψία του κτιρίου ισούται με το άθροισμα των ακαμψιών όλων των υποστυλωμάτων $K_{eff} = K_1 + K_2 + K_3 + \dots + K_n$ ενώ στην περίπτωση που έχουν τοποθετηθεί

μονωτήρες ισχύει η σχέση: $\frac{1}{K_{eff}} = \frac{1}{\sum K_{\text{υποστυλωματων}}} + \frac{1}{\sum K_{\text{μονωτήρων}}}$ και άρα η συνολική

ακαμψία του κτιρίου τείνει στην ακαμψία του πιο εύκαμπτου υλικού.



Σχήμα 4: Αρχή λειτουργίας σεισμικής μόνωσης (από Σπυράκο, 2004)

2.6 Χαρακτηριστικά συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν σχεδιαστεί να αντέχουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς βλάβες.

Τα βασικά χαρακτηριστικά των σεισμικών μονωτήρα 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.

2.7 Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης

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,

2.7.1 Συστήματα μείωσης της δυσκαμψίας

Τα περισσότερο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης για τη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής αποτελούνται από:

- (α) ελαστομεταλλικά εφέδρανα, με το ελαστομερές να είναι είτε φυσικής είτε τεχνητής προέλευσης (νεοπρένιο) ή
- (β) εφέδρανα ολίσθησης, με χρήση τεφλόν και ανοξειδωτού χάλυβα στην επιφάνεια ολίσθησης .

(α) Συστήματα με βάση ελαστομερές (ελαστομεταλλικά εφέδρανα)

Τα φυσικά ή συνθετικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (ELB), είναι ο απλός και ο πιο εύχρηστος τύπος εφεδράνων που χρησιμοποιούνται για σεισμική μόνωση. Έχουν κυλινδρικό ή παραλληλεπίπεδο σχήμα και αποτελούνται από ελαστομερές υλικό στο οποίο έχουν προστεθεί μεταλλικά φύλλα. Η προσθήκη αυτών των φύλλων προσδίδει στα εφέδρανα αυξημένη κατακόρυφη δυσκαμψία και μειώνει τον κίνδυνο ανατροπής τους λόγω άσκησης οριζοντίων φορτίων. Στο πάνω και κάτω άκρο του εφεδράνου βρίσκονται το μεταλλικό κολάρο και η πλάκα του εφεδράνου όπως φαίνεται στη εικόνα 1.

Το ελαστομερές υλικό είναι συνήθως πολυμερές νεοπρένιο και είναι υπεύθυνο για την γραμμική συμπεριφορά του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Το υλικό αυτό είναι ανθεκτικό στο φως, στον αέρα, στις λιπαρές ουσίες και τα οξέα και έχει μεγαλύτερη αντοχή σε διάβρωση και γήρανση από το σκυρόδεμα και τον χάλυβα.

Η οριζόντια διατμητική ακαμψία ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται από τις διαστάσεις και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς. Το ισοδύναμο ποσοστό ιξώδους απόσβεσης τους είναι της τάξης του 5% ή και μικρότερο.



Σχήμα 5. Ελαστομεταλλικό εφέδρανο - ELB

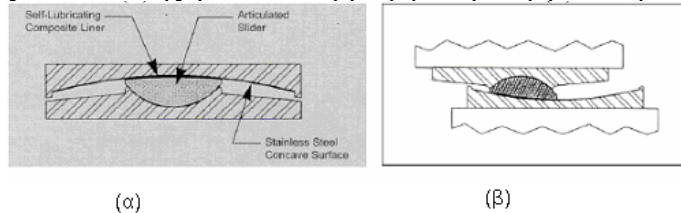
(β) Συστήματα που βασίζονται στην ολίσθηση

Έχουμε τρεις τύπους συστημάτων που βασίζονται στην ολίσθηση:

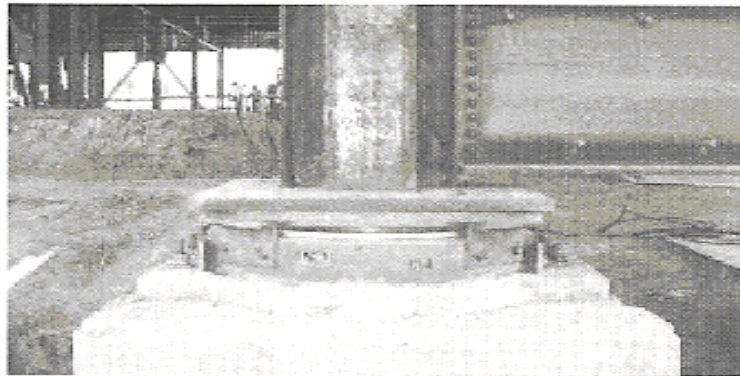
- Συστήματα σφαιρικής ολίσθησης, τα οποία βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς Σχήμα 7 (FPS). Τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από ένα τμήμα που ολισθαίνει προκειμένου να επιτρέψει στις κατασκευές να μετακινούνται πλευρικά. Όταν το έδαφος κινείται οριζόντια κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η σεισμική δύναμη μειώνεται (μονώνεται) μέσω των εφεδράνων ολίσθησης, έτσι ώστε μόνο οι δυνάμεις λόγω τριβής να μεταδίδονται στην κατασκευή του κτιρίου. Το βάρος της κατασκευής επιβάλλει στο εφέδρανο να επιστρέφει στην αρχική του κατάσταση, επανατοποθετώντας έτσι το κτίριο στην αρχική τους θέση μετά από ένα σεισμό.

Ένας κοινός τύπος εφεδράνων ολίσθησης είναι τα εκκρεμή εφέδρανα τριβής, τα οποία έχουν ως αρχή την κίνηση του εκκρεμούς και την τριβή, προκειμένου να μειώνουν τις σεισμικές δυνάμεις που επενεργούν σε μία κατασκευή. Με πιο απλά λόγια, αυτά τα εφέδρανα λειτουργούν σαν μια μπάλα μέσα σε ένα πιάτο. Ένα τέτοιο εφέδρανο αποτελείται από ένα υλικό που μπορεί να ολισθαίνει και μπορεί να προσαρτηθεί είτε στο θεμέλιο (κάτω), είτε στο κτίριο (πάνω) και μια ανοξεϊδωτή χαλύβδινη κοίλη επιφάνεια. Υπάρχει και ένα κάλυμμα (με μικρό συντελεστή τριβής) ανάμεσα στο υλικό που ολισθαίνει και την κοίλη επιφάνεια (Σχήμα 6α-6β). Όταν η σεισμική δύναμη υπερβεί την δύναμη στατικής τριβής, το υλικό που ολισθαίνει μετακινείται πάνω στην κοίλη σφαιρική επιφάνεια. Η κίνηση του υλικού είναι παρόμοια αυτής του απλού εκκρεμούς και κάνει την υποστηριζόμενη

κατασκευή να το ακολουθήσει. Καθώς το υλικό ανεβαίνει κατά μήκος της κοίλης σφαιρικής επιφάνειας, το εφέδρανο αναπτύσσει μία πλευρική δύναμη αντίστασης που είναι ισοδύναμη με το αποτέλεσμα του συνδυασμού της δύναμης τριβής και της δύναμης βαρύτητας του κτιρίου. Αυτό προσδίδει την απαιτούμενη απόσβεση του πλάτους ταλάντωσης για να απορροφηθεί η ενέργεια λόγω σεισμού.

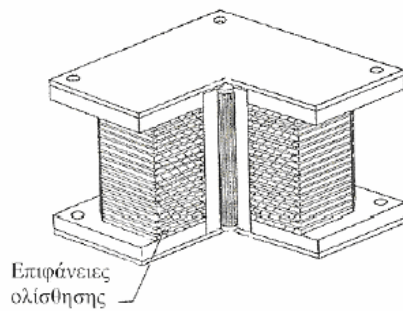


Σχήμα 6. Εκκρεμή εφέδρανα τριβής



Σχήμα 7. Εφέδρανο ολίσθησης (FPS)

- Συστήματα με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης. Χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:
 - (α) συστήματα που λιπαίνονται και έχουν κατά κανόνα συντελεστή τριβής μικρότερο από 0.02 και
 - (β) συστήματα που δε λιπαίνονται και έχουν συντελεστή τριβής της τάξης του 0.03. Επειδή όμως ο συντελεστής τριβής εξαρτάται από την ταχύτητα ολίσθησης και την ασκούμενη κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης, πρακτικά έχουν μετρηθεί συντελεστές τριβής 0.10 έως και 0.15 κατά την εκδήλωση σεισμού
- Εφέδρανα με επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης για μείωση του συντελεστή τριβής. Τα εφέδρανα αυτού του τύπου έχουν κυλινδρικό ή παραλληλεπίπεδο σχήμα, όπως και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, και η λειτουργία τους βασίζεται στη μείωση των σεισμικών δυνάμεων μέσω της τριβής που αναπτύσσεται στις επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης μεταξύ των μεταλλικών φύλλων που αποτελούν το εφέδρανο (Σχήμα 8)

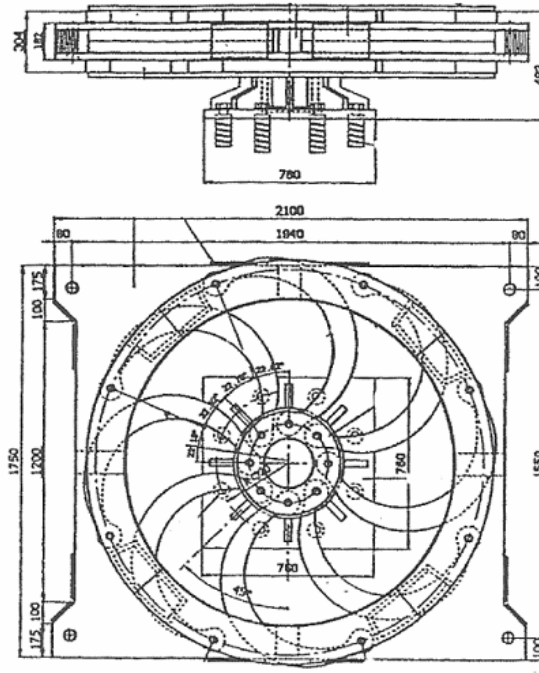


Σχήμα 8. Εφέδρανο ολίσθησης με επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης (από Σπυράκο, 2004)

2.7.2 Συστήματα αύξησης της απόσβεσης

Τα κυριότερα είδη αποσβεστήρων είναι οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες, οι αποσβεστήρες τριβής, ιξοελαστικοί αποσβεστήρες και οι αποσβεστήρες ιξώδους υγρού. Οι πρώτες δυο κατηγορίες αποσβεστήρων συμβάλλουν στην αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης, η τρίτη στον περιορισμό της ενώ η τελευταία δεν έχει καμία επίδραση σ' αυτή.

Έχουν αναπτυχθεί χαλύβδινοι αποσβεστήρες με μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από τα συνήθη μεταλλικά μέλη των κατασκευών. Ανάλογα με το σχήμα τους ονομάζονται τύπου "E", "T" και "U". Παρέχουν αυξημένη δυσκαμψία στην κατασκευή για ανεμοφορτία ,ενώ για μεγάλα σεισμικά φορτία υφίστανται μικρές παραμορφώσεις και με τον τρόπο αυτό περιορίζουν της αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις στην κατασκευή. Ένας τύπος χαλύβδινου αποσβεστήρα που εξασφαλίζει σταθερή συμπεριφορά για όλες τις διευθύνσεις και για μεγάλου εύρους κύκλους φόρτισης φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα (Σχ.9).



Σχήμα 9. Χαλύβδινος αποσβεστήρας (από Σπυράκο, 2004)

Εκμεταλλευόμενοι το φαινόμενο της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ δυο στερεών σωμάτων όταν το ένα ολισθαίνει ως προς το άλλο υπάρχει η δυνατότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Μερικοί από τους τύπους συσκευών απόσβεσης τριβής, είναι, τα συστήματα μερικώς ολισθαίνοντα αρμού (limited slip bolt point –LSB), τα συστήματα με πλάκες τριβής που ολισθαίνουν κατά μήκος της εσωτερικής επιφάνειας μιας κυλινδρικής μεταλλικής θήκης, τα συστήματα στα οποία η απόσβεση συντελείται στην κοινή επιφάνεια μεταξύ των μπρούτζινων σφηνών τριβής και του μεταλλικού τοιχώματος του κυλίνδρου στο οποίο περιέχονται.

Οι ιξοελαστικοί αποσβεστήρες χρησιμοποιήθηκαν για πρώτη φορά το 1969 στις ΗΠΑ για την παραλαβή ανεμοπιέσεων ενώ μόλις το 1993 εφαρμόστηκαν για τη σεισμική ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου. Τα ιξοελαστικά υλικά που χρησιμοποιούνται είναι κυρίως συμπολυμερή ή υαλώδη υποκατάστατα τα οποία έχουν την ιδιότητα να αποσβένουν ενέργεια όταν υπόκεινται σε διατμητική παραμόρφωση. Το ποσό της ενέργειας που απορροφάται εξαρτάται από την συχνότητα της διέγερσης, τη θερμοκρασία του περιβάλλοντος και του ίδιου του υλικού και την διατμητική του τάση.

Υπάρχουν τέσσερις τύποι τέτοιων συσκευών απόσβεσης:

- Οι αποσβεστήρες κυλινδρικού δοχείου όπου η απορρόφηση ενέργειας συντελείται μέσω μετατροπής της μηχανικής ενέργειας σε θερμότητα καθώς ένα έμβολο παραμορφώνει μια παχύρρευστη υψηλού ιξώδους ουσία π.χ. παχύρρευστη σιλικόνη.

- Τα τοιχώματα ιξώδους απόσβεσης όπου το ρόλο του εμβόλου που κινείται εντός ιξώδους υγρού έχει μια μεταλλική πλάκα η οποία είναι περιορισμένη έτσι ώστε να κινείται μόνο στο επίπεδό της.
- Οι αποσβεστήρες Taylor που αποτελούνται από μια κυλινδρική συσκευή η οποία περιέχει συμπιεσμένο "λάδι" σιλικόνης που ωθείται να ρεύσει μέσω της δράσης ενός εμβόλου - διωστήρα από ανοξείδωτο ατσάλι με μπρούντζινη κεφαλή (Σχήμα 10)



Σχήμα 10. Αποσβεστήρας Taylor

- Οι αποσβεστήρες Jarret οι οποίοι χρησιμοποιούν ένα πεπιεσμένο, ελαστομερές με βάση τη σιλικόνη για να παρέχουν πρόσθετη δυσκαμψία και απόσβεση σε μια κατασκευή.

2.7.3 Συστήματα ταυτόχρονης μείωσης της δυσκαμψίας και αύξησης της απόσβεσης.

Η ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας με αύξηση της απόσβεσης επιτυγχάνεται με χρήση των παρακάτω συστημάτων εφεδράνων:

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου για αύξηση της απόσβεσης(LRB).
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR).
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα από κοκκώδη υλικά (GRB)

a) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου για αύξηση της απόσβεσης (LRB). Αποτελούν τροποποίηση των ELB στα οποία έχει προστεθεί κεντρικά στοιχείο από μόλυβδο για αύξηση της απόσβεσης (Σχήμα. 11-12-13) Με τη προσθήκη του πυρήνα μολύβδου επιτυγχάνεται ταυτόχρονα επαρκής δυσκαμψία για τα συνήθη στατικά φορτία.

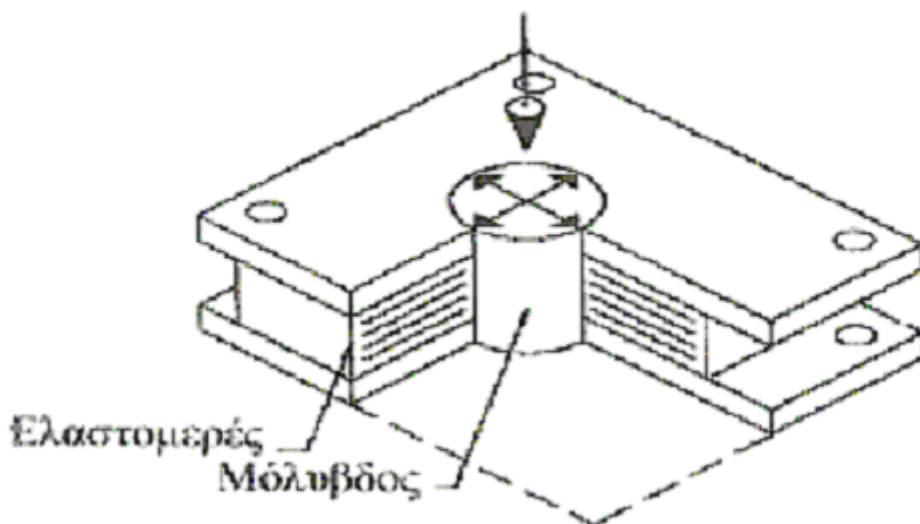
Η αρχή λειτουργίας αυτού του είδους των εφεδράνων είναι:

- Τα ελαστικά στρώματα μετακινούνται πλευρικά, και απορροφώντας την ενέργεια λόγω σεισμού, μειώνουν τα φορτία λόγω σεισμού που μεταφέρονται από το έδαφος στο κτίριο.
- Τα στρώματα χάλυβα παρέχουν ικανότητα μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων, και συγκρατούν τον πυρήνα μολύβδου.
- Ο πυρήνας μολύβδου εμποδίζει την κατασκευή να μετακινηθεί πλευρικά εξαιτίας φορτίων ανέμου, απορροφούν μέρος των σεισμικών φορτίων, και ελέγχουν την πλευρική μετακίνηση της κατασκευής.

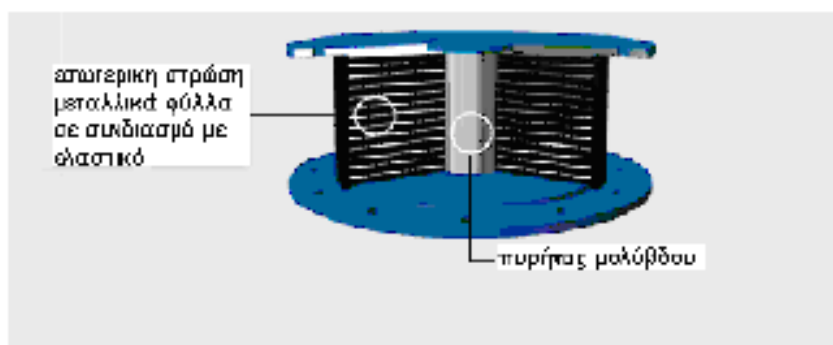
Ο κύριος λόγος επιλογής του μολύβδου είναι η σχετικά μικρή τάση διαρροής του που επιτρέπει ελαστοπλαστική συμπεριφορά, καθώς και η μικρή απαιτούμενη θερμοκρασία (20 °C) για ανάπτυξη πλαστιμότητας σε σχέση με τα υπόλοιπα μέταλλα.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου έχουν ελαστοπλαστική, διγραμμική συμπεριφορά με υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας σε κάθε κύκλο επαναλαμβανόμενης φόρτισης.

Πρέπει να σημειωθεί πως με την εισαγωγή του πυρήνα μολύβδου το εφέδρανο χάνει την ικανότητα της αυτόματης επαναφοράς στην αρχική του θέση, γεγονός το οποίο όμως δεν αποτελεί μειονέκτημα δεδομένου ότι, πρώτον οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές και δεύτερον σε επάλληλα σεισμικά γεγονότα οι σεισμικές μετακινήσεις δεν αθροίζονται. Επίσης ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον περιορισμό του πυρήνα μολύβδου από την άνω και κάτω μεταλλική πλάκα του εφεδράνου ώστε να λειτουργεί σε καθαρή διάτμηση.



Σχήμα 11. Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου



Σχήμα 12. Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα από μόλυβδο (www.oiles.co.jp)



Σχήμα 13. Όσο μειώνεται το πάχος των στρώσεων τόσο αυξάνει η κατακόρυφη δυσκαμψία (www.oiles.co.jp)

b) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR). 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 διαμητικής 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.



Σχήμα 14 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο υψηλής απόσβεσης (HDNR)
(από Σπυράκο, 2004)

c) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα από κοκκώδη υλικά (GRB). Αποτελούν παραλλαγή των LRB στα οποία ο πυρήνας μολύβδου έχει αντικατασταθεί από κοκκώδες υλικό όπως είναι η άμμος και το τριμμένο γυαλί.

2.8 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή παρουσιάζει τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς στο κτίριο ακόμα και σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών
- Μειώνει δραστικά τη διέγερση της ανωδομής
- Αποτρέπει τη γέννηση βλαβών στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου.
- Περιορισμός των ζημιών στα μη-φέροντα δομικά στοιχεία
- Περιορισμός των ζημιών στα περιεχόμενα του κτιρίου (π.χ. οικοσκευές)
- Επιτρέπει τη συνεχή λειτουργία του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής
- Αυξημένη ασφάλεια έναντι κατάρρευσης

Το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι το υψηλό κόστος και γι' αυτό το λόγο η σεισμική μόνωση χρησιμοποιείται σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας στα οποία η λειτουργικότητα παίζει πρωταρχικό ρόλο.

2.9 Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί σε διάφορες χώρες του κόσμου, κυρίως για την προστασία κτιρίων των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά το σεισμό, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια Τηλεπικοινωνίας, Παραγωγής Ενέργειας, Νοσοκομεία, Πυροσβεστικοί Σταθμοί κ.λ.π. καθώς και κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας ή έχουν μεγάλη ιστορική σημασία. Οι περισσότερες εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχουν πραγματοποιηθεί σε χώρες όπως οι ΗΠΑ, η Ιταλία, Νέα Ζηλανδία και Ιαπωνία.

Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης για την ενίσχυση κτιρίων είναι η Βουλή της Νέας Ζηλανδίας, το Δημαρχείο του Los Angeles (California), το Δημαρχείο στο Salt Lake City (Utah) κ.α.

Παρακάτω αναφέρονται παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα:

παράδειγμα 1. ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΤΗΣ ΩΝΑΣΕΙΟΥ ΣΤΕΓΗΣ ΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΩΝ

Λόγοι επιλογής σεισμικής μόνωσης

Οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (λεπτά υποστυλώματα στην περίμετρο ώστε να αναδεικνύεται το ωοειδές κέλυφος, όψεις με γυαλί και μάρμαρο) δεν μπορούσαν να ικανοποιηθούν με τις υψηλές σεισμικές προδιαγραφές όπως διαπιστώθηκε από την αρχική στατική προμελέτη.

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.

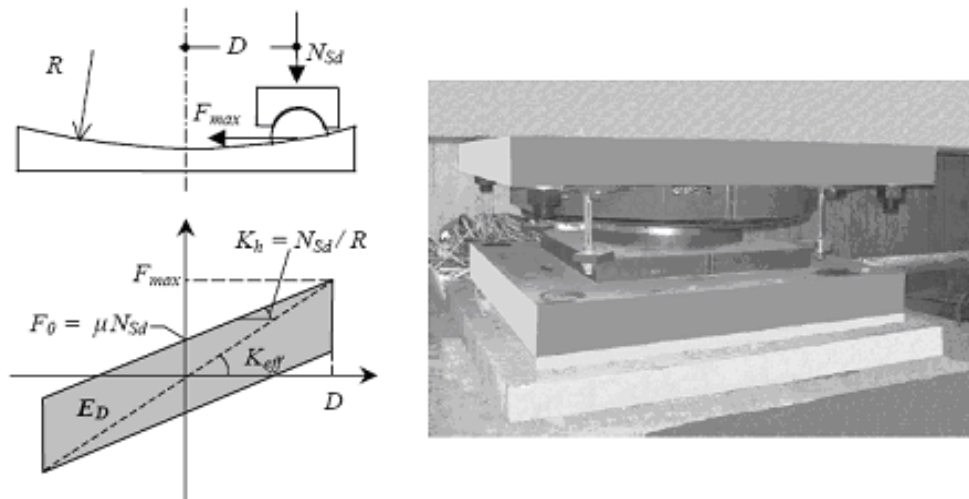
Έτσι αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης.

Περιγραφή κτιρίου

Το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα επί της Λ. Συγγρού 109 και έχει διαστάσεις 28,20m X 66,60 m. Αποτελείται από υπόγειο τμήμα και από την ανωδομή. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου διαμορφώθηκε έτσι ώστε να πληρούνται οι ειδικές ανάγκες που υπαγορεύονται τόσο από την χρήση όσο και από τις απαιτήσεις της Αρχιτεκτονικής και Ηλεκτρομηχανολογικής μελέτης.

Τοποθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης διαχωρίζει οριζόντια την ανωδομή από το υπόγειο. Τη μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο υπόγειο αναλαμβάνουν 46 εφέδρανα ολίσθησης (FPS), πάνω από τα οποία βρίσκεται πλάκα πάχους 1.50 m. Το πάχος της υπαγορεύεται από τη διακοπή της συνέχειας των κατακόρυφων στοιχείων από την ανωδομή στο υπόγειο λόγω χρήσης διαφορετικού κάναβου στις δύο ενότητες. Τα εφέδρανα τοποθετήθηκαν σε ανεστραμμένη διάταξη ώστε οι πρόσθετες ροπές που προκύπτουν από τη μετακίνηση του κτιρίου σε ενδεχόμενο σεισμό να μην καταπονούν τα υποστυλώματα στα οποία εδράζονται αλλά την υπερκείμενη πλάκα.



Σχήμα 15. Διγραμμικό μοντέλο εφεδράνου ολίσθησης και ανεστραμμένο εφέδρανο όπως τοποθετήθηκε στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών

Φάσμα σχεδιασμού

Τα βασικά στοιχεία κατασκευής των φασμάτων είναι:

Φάσματα επιταχύνσεων Σεισμού Σχεδιασμού (περίοδος επαναφοράς 475 έτη).

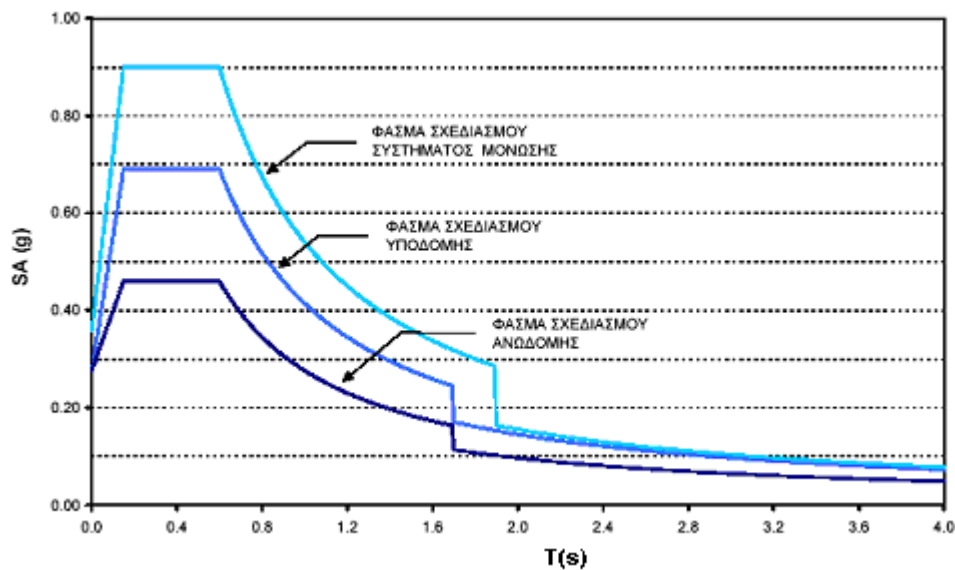
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους :	$\alpha = 0.24$
Σπουδαιότητα έργου :	$\gamma_1 = 1.15$
Συντελεστής συμπεριφοράς :	$q = 1.50$ ανωδομή $q = 1.00$ υποδομή
Συντελεστής απόσβεσης :	$\zeta = 5\%$ ($n=1.000$) για $T < 1.70s$ $\zeta = 12.2\%$ ($n=0.700$) για $T > 1.70s$
συντελεστής θεμελίωσης	$\theta = 1.0$.
κατηγορία εδάφους B	$T_1=0.15 \text{ sec } T_2= 0.60 \text{ sec}$

Φάσμα επιταχύνσεων Μέγιστου Αναμενόμενου Σεισμού (περίοδος επαναφοράς 2400 έτη).

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους :	$\alpha = 0.36$
Σπουδαιότητα έργου :	$\gamma_1 = 1.00$
Συντελεστής συμπεριφοράς :	$q = 1.00$

Σύμφωνα με τα τρία φάσματα που αντιστοιχούν στο σχεδιασμό: (α) του συστήματος μόνωσης, (β) της υποδομής και (γ) της ανωδομής. Τα φάσματα αυτά βασίζονται στο ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ, με τις απαραίτητες τροποποιήσεις ώστε να εμπεριέχουν το

συντελεστή συμπεριφοράς και την αύξηση του συντελεστή απόσβεσης που προκύπτει από την τοποθέτηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης.



Σχήμα 16. Φάσμα σχεδιασμού Ανωδομής, Υποδομής και Συστήματος Μόνωσης

Ανάλυση

Μετά την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιούνται τα παραπάνω φάσματα επιταχύνσεων. Από το φάσμα (α) ελέγχονται οι μετακινήσεις του κτιρίου για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό και διαστασιολογούνται τα εφέδρανα. Από το φάσμα (β) διαστασιολογείται η υποδομή και υπολογίζονται οι μετακινήσεις του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Τέλος από το φάσμα (γ) διαστασιολογείται η ανωδομή - και εναλλακτικά υπολογίζονται οι μετακινήσεις του κτιρίου αφού πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.50$.

Ως προς τον κατακόρυφο σεισμό, ανάλογα με την περίοδο επαναφοράς, χρησιμοποιούνται τα φάσματα (α) και (β) απομειωμένα κατά 0.70, σύμφωνα με τον ΕΑΚ..

Αποτελέσματα φασματικών αναλύσεων για σεισμική διέγερση $t_r = 475$ έτη

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για $T_R = 475$ έτη, προέκυψαν δύο οριζόντιες ιδιομορφές με ιδιοπεριόδους 2.15s στη διεύθυνση X και 2.17s στη διεύθυνση Y που διεγείρουν το σύνολο της μάζας του κτιρίου. Στην κατακόρυφη διεύθυνση, στην οποία το κτίριο είναι ιδιαίτερα άκαμπτο (δεν επηρεάζεται από την παρουσία των εφεδράνων), απαιτείται σημαντικός αριθμός ιδιομορφών ώστε να διεγερθεί το 100% της μάζας. Οι ιδιοπεριόδοι της κατακόρυφης διέγερσης βρίσκονται μεταξύ 0.10-0.30s.

Από τα εντατικά μεγέθη των αναλύσεων με τα προαναφερόμενα φάσματα (β) και (γ) διαστασιολογήθηκαν η υποδομή και η ανωδομή αντίστοιχα.. Οι ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων παρουσιάζουν σημαντική μείωση των μεγεθών αυτών σε σχέση με τα αντίστοιχα μεγέθη του συμβατικού κτιρίου

Αποτελέσματα φασματικών αναλύσεων για σεισμική διέγερση $t_r = 2400$ έτη

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος για περίοδο επαναφοράς 2400 έτη, που υπενθυμίζεται ότι διαφέρει ως προς την οριζόντια ενεργό ακαμψία από αυτό της προηγούμενης παραγράφου, προέκυψαν οι δύο οριζόντιες ιδιομορφές με ιδιοπερίοδους 2.35s στη διεύθυνση X και 2.38s στη διεύθυνση Y που διεγείρουν το σύνολο της μάζας του κτιρίου. Στην κατακόρυφη διεύθυνση, που δεν υπάρχει μεταβολή στην ακαμψία, οι ιδιομορφές είναι οι ίδιες με αυτές της ανάλυσης για σεισμό με $T_R = 475$ έτη.

Συμπεράσματα από τις φασματικές αναλύσεις

Η σχεδόν ταύτιση των ιδιοπερίοδων από τη δυναμική φασματική ανάλυση του πολυβαθμίου προσομοιώματος με αυτές του αρχικού σχεδιασμού, δείχνει ότι το κτίριο είναι ιδιαίτερα άκαμπτο και άρα η προσέγγισή του με μονοβάθμιο σύστημα κρίνεται επιτυχής. Επίσης οι μετακινήσεις που υπολογίστηκαν ταυτίζονται με τις προβλεπόμενες από το μονοβάθμιο σύστημα.



Σχήμα 17. Το κτίριο της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών

παράδειγμα 2. ΜΟΥΣΕΙΟ ΤΗΣ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ

Λόγοι εφαρμογής σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης αποτελεί ένα μέσο ικανοποίησης σημαντικών απαιτήσεων για αυξημένο επίπεδο ασφάλειας έναντι σεισμικών φορτίων. Επειδή το κτίριο αυτό θα στεγάσει τα σημαντικά εκθέματα του αρχαιολογικού χώρου της Ακρόπολης και θα δέχεται μεγάλο αριθμό επισκεπτών το Υπουργείο Πολιτισμού αποδέχτηκε την εφαρμογή της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης στο Νέο Μουσείο της Ακρόπολης και για τους λόγους που προαναφέρθηκε χαρακτηριστικέ ως κτίριο υψηλής σπουδαιότητας.

Περιγραφή του κτιρίου

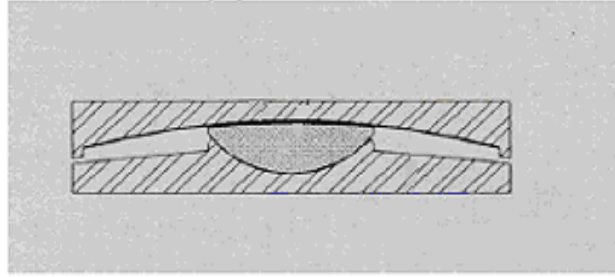
Το κτίριο του νέου μουσείου της ακρόπολης αναπτύσσεται σε εννέα συνολικά στάθμες, τέσσερις υπόγειες κι πέντε υπέργειες . Το δομικό σύστημα του φέροντα οργανισμού θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως πλαίσιακό με παρουσία πύρινων τοιχωμάτων των κλιμακοστασίων και ανελκυστήρων της κεντρικής περιοχής της κάτοψης, καθώς και τεσσάρων επιπλέον τοιχωμάτων σε μη περιμετρικές θέσεις. Ο φορέας της κατασκευής είναι σχεδόν στο σύνολο του μια συμβατική κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα με δυο εξαιρέσεις.

- Τα προεντεταμένα στοιχεία που συναντώνται στους μεγάλους προβόλους στην κάτω και στην δεξιά περιοχή των κατόψεων των υπέργειων σταθμών, πλην της τελευταίας (ανώτατης)
- Τον χαλύβδινο φορέα στέγασης της ανώτατης στάθμης (εκθέματα Παρθενώνα)

Τοποθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Τα εφέδρανα που υλοποιούν τη σεισμική μόνωση τοποθετούνται ανάμεσα στην πρώτη υπέργεια και στην πρώτη υπόγεια στάθμη, ανάμεσα στ υψόμετρα 76,80 μέτρα και 77.10 μέτρα

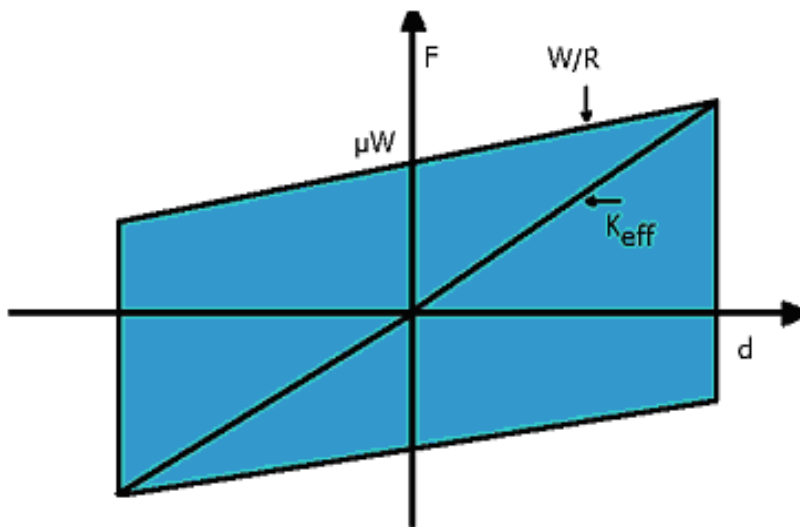
Τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν είναι εφέδρανα τριβής, μορφής ανεστραμμένου εκκρεμούς.



Σχήμα 18. Εφέδρανο τριβής που τοποθετήθηκε στο Νέο Μουσείο της Ακρόπολης

Στο σχήμα φαίνεται η γεωμετρική μορφή αυτού του τύπου των εφεδράνων. Η κινηματική απόκριση της ανωδομής και η λειτουργία του εφεδράνου είναι ανεξάρτητη από το αν η κοίλη επιφάνεια είναι προσανατολισμένη προς τα πάνω ή προς τα κάτω. Το πλεονέκτημα της κοίλης επιφάνειας με προσανατολισμό προς τα κάτω αφορά στην αποφυγή συσσώρευσης ρύπων σε αυτή.

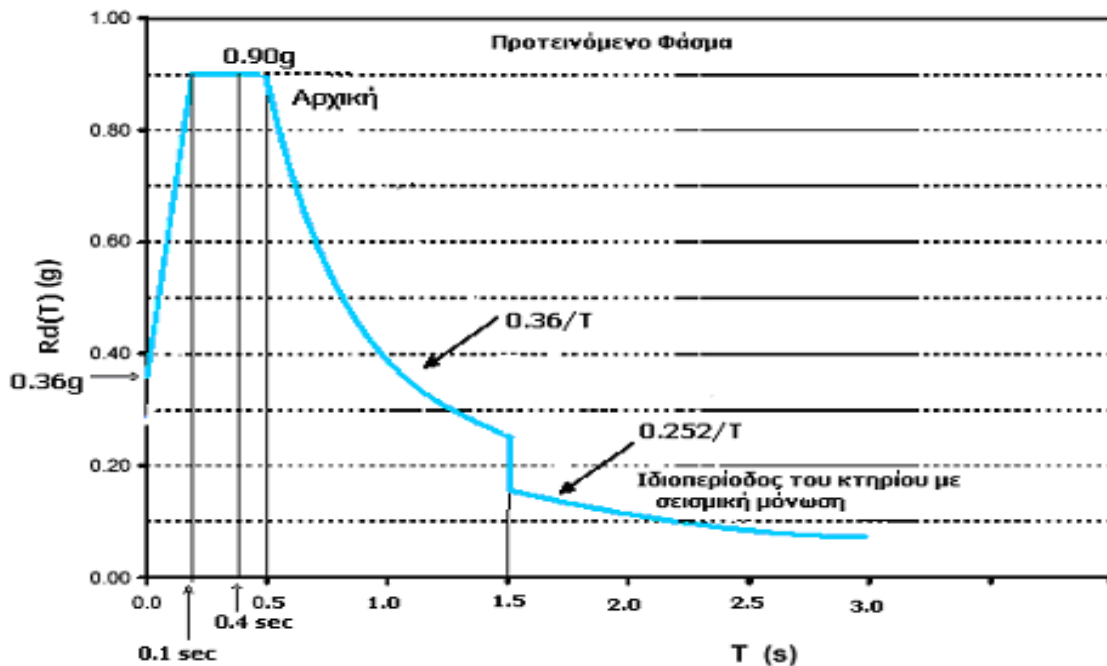
Στο παρακάτω σχήμα σχέδιο βλέπουμε το διγραμμικό προσομοίωμα υστερητικής συμπεριφοράς του εφεδράνου τριβής,



Σχήμα 19. Διγραμμικό προσομοίωμα υστερητικής συμπεριφοράς του εφεδράνου τριβής

1. **d** η μετατόπιση
2. **F** η δύναμη επαναφοράς
3. **W** το κατακόρυφο φορτίο των εφεδράνων
4. **μ** ο συντελεστής τριβής
5. **R** ακτίνα καμπυλότητας

Φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 20. Τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού

Ανάλυση – Αποτελέσματα

Μετά την ανάλυση του φορέα της κατασκευής με χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου και το προτεινόμενο τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι ο φορέας εμφανίζει δυο καθαρά μεταφορικές ιδιομορφές χωρίς οποιαδήποτε στροφικά φαινόμενα τα οποία είχαν διαπιστωθεί στην αρχική του μορφή. Επίσης οι ιδιοπερίοδοι στις δυο κύριες διευθύνσεις υπολογίστηκαν σε $T_1=2.161$ sec και $T_2=2.135$ sec (έναντι $T=0.40$ sec της αρχικής κατασκευής). Άρα τοποθετούνται στο φθίνοντα κλάδο του φάσματος με αποτέλεσμα τη δραστική μείωση των φορτίων σχεδιασμού (0.12g έναντι 0.90g).

Με βάση τις αναλύσεις και τους ελέγχους που έγιναν επιβεβαιώθηκε η αποτελεσματικότητα της μεθόδου στο συγκεκριμένο φορέα. Μετά τους ελέγχους στο σύνολο του φορέα διαπιστώθηκε ότι:

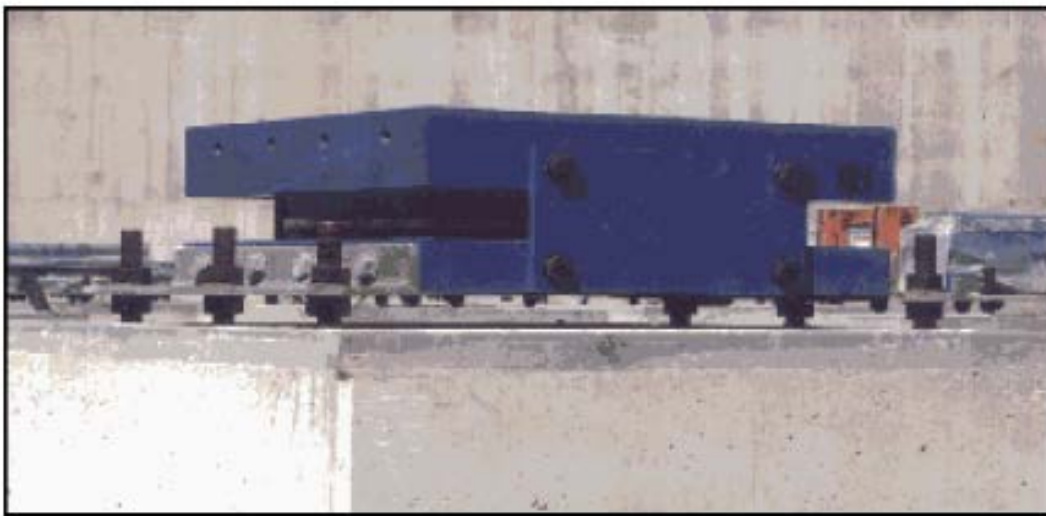
- οι σχετικές μετακινήσεις στην ανωδομή είναι μηδενικές αφού το κτίριο μετατοπίζεται ως στερεός अपαραμόρφωτος δίσκος
- Οι ιδιομορφικές αποκρίσεις είναι δυο ανεξάρτητες και σε κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Οι δε ενεργοποιούμενες ανα ιδιομορφή μάζες είναι περίπου το 90% της συνολικής μάζας του προσομοιώματος και κατά συνέπεια το 100% της μάζας του φορέα πάνω από τη στάθμη της σεισμικής μόνωσης δεν ενεργοποιούνται μάζες σε άλλες ιδιομορφές στροφικές ή μεταφορικές.



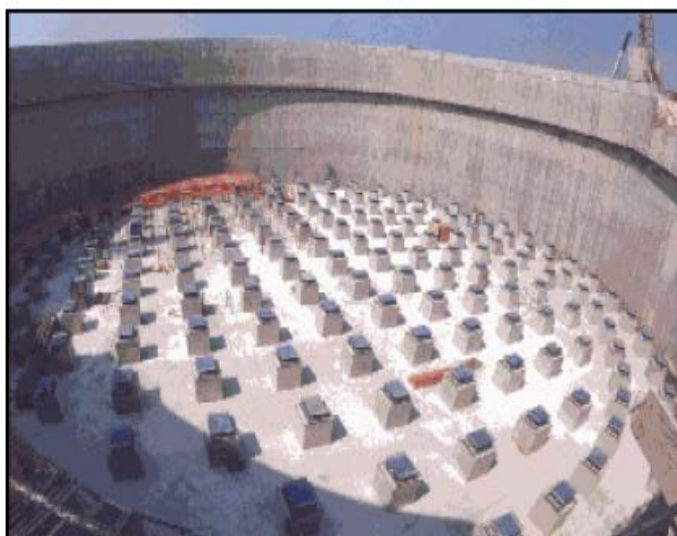
Σχήμα 21. Το Νέο Μουσείο της Ακρόπολης υπό κατασκευή

παράδειγμα 3. ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΡΕΒΥΘΟΥΣΑ

Σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί και στις δεξαμενές φυσικού αερίου στην Ρεβυθούσα. Οι δεξαμενές διαστάσεων 75 m. (διάμετρο) και 35 m. (ύψος) στηρίζονται επάνω σε 212 εφεδρανα (Friction Pendulum bearing). Κάθε ένα από αυτά έχει: κάθετο φορτίο 900 τόνων, δυναμική περίοδο των 2.75 δευτ., τριβή 5%, δυνατότητα μετατόπισης 30.5 cm και ζυγίζει 1,8 τόνος. Η ολική χωρητικότητα τους ανέρχεται στα 173 εκ. λίτρα, και αποτελούν τις μεγαλύτερες αλλά και τις βαρύτερες σεισμικά μονωμένες δεξαμενές του κόσμου.



Σχήμα 22. Εφεδρανο που τοποθετήθηκε στη Ρεβυθούσα



Σχήμα 23. Φωτογραφία των εγκαταστάσεων στη Ρεβυθούσα, με εκτεταμένη χρήση εφεδράνων

παράδειγμα 3. ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΥΟ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΤΗΝ ΚΡΗΤΗ ΣΤΟ ΤΜΗΜΑ ΣΤΑΛΙΔΑ - ΜΑΛΙΑ

Η εταιρία ΚΟΥΡΤΙΔΗΣ κατασκεύασε δύο γέφυρες για το Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. στην Κρήτη στο τμήμα Σταλίδα - Μάλια. Οι γέφυρες είχαν συνολικό μήκος 125 μέτρα ενώ η μελέτη έγινε από τον Όμιλο Τεχνικών Μελετών και προέβλεπε την χρήση προκατασκευασμένων φορέων. Χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφεδράνα



Σχήμα 24. Φωτογραφία από την εγκατάσταση των εφεδράνων

ΜΕΡΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ
ΕΦΑΡΜΟΓΗ

ΜΕΡΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗ

3.1. Εισαγωγή

Για να κατανοήσουμε βασικά στοιχεία της συμπεριφοράς κατασκευών που είναι σεισμικά μονωμένες θα μελετήσουμε ένα τετραώροφο κτίριο από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (Ω.Σ.). Η μελέτη θα γίνει σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000). Η επίλυση του κτιρίου θα γίνει θεωρώντας το α) πακτωμένο στη βάση του και β) με σεισμική μόνωση.

Θα μορφωθεί κατάλληλο προσομοίωμα χωρικού πλαισίου με χρήση του στατικού προγράμματος **SOFISTIK**, όπου γίνεται ελαστική ανάλυση με σκοπό την εύρεση των εντατικών μεγεθών του κτιρίου. Αρχικά θα καθοριστούν οι διαστάσεις των στοιχείων του κτιρίου και βάσει αυτών το πρόγραμμα υπολογίζει τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα μόνιμα φορτία που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών, τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις και τοιχοποιίες) και δηλώνουμε επίσης τα ωφέλιμα Στη συνέχεια θα γίνει επίλυση του κτιρίου με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού και την δυναμική μέθοδο (υποπρόγραμμα **DYNA**), που προτείνεται από ΕΑΚ.

Μετά την εξαγωγή των αποτελεσμάτων από την επίλυση των δυο κτιρίων θα γίνει μελέτη και σύγκριση αυτών και στη συνέχεια θα βγουν συμπεράσματα.

3.2 Γεωμετρική περιγραφή κτιρίου

Πρόκειται για τετραώροφο κτίριο με διαστάσεις $l_y=14.30\text{m}$ και $l_x=10,30\text{m}$. Το κτίριο χωρίζεται σε 4 πλάκες με πάχος πλάκας $h=0,16\text{ cm}$ και αποτελείται από 12 δοκούς , και 9 υποστυλώματα .

Αναλυτικότερα οι διαστάσεις των δοκών είναι:

Η δοκός Δ_1 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_2 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_3 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_4 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_5 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_6 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=6.78\text{ m}$

Η δοκός Δ_7 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

Η δοκός Δ_8 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

Η δοκός Δ_9 έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

Η δοκός Δ_{10} έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

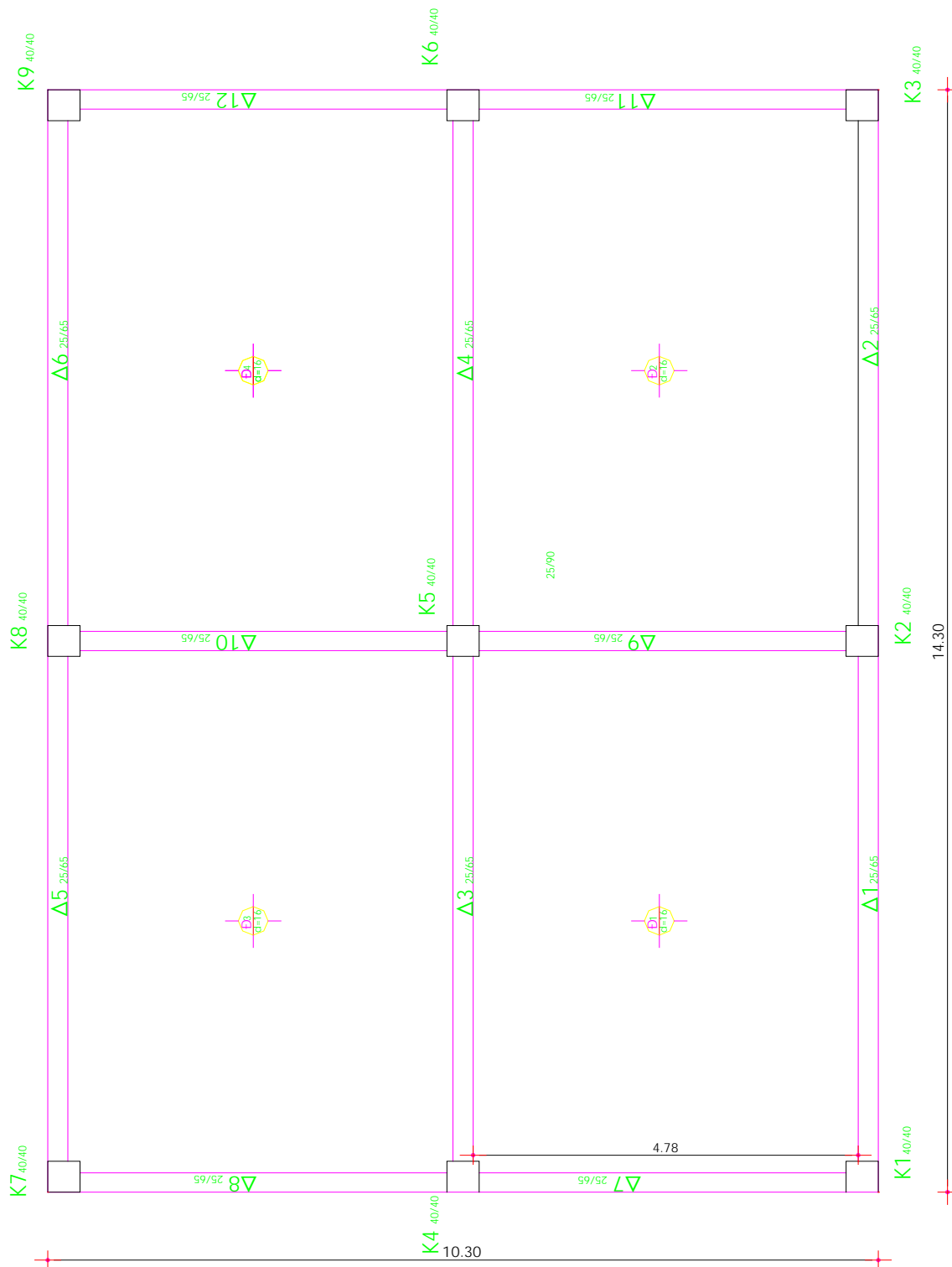
Η δοκός Δ_{11} έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

Η δοκός Δ_{12} έχει πλάτος $b=25\text{ cm}$, ύψος $h=65\text{ cm}$, μήκος $L=4,78\text{ m}$

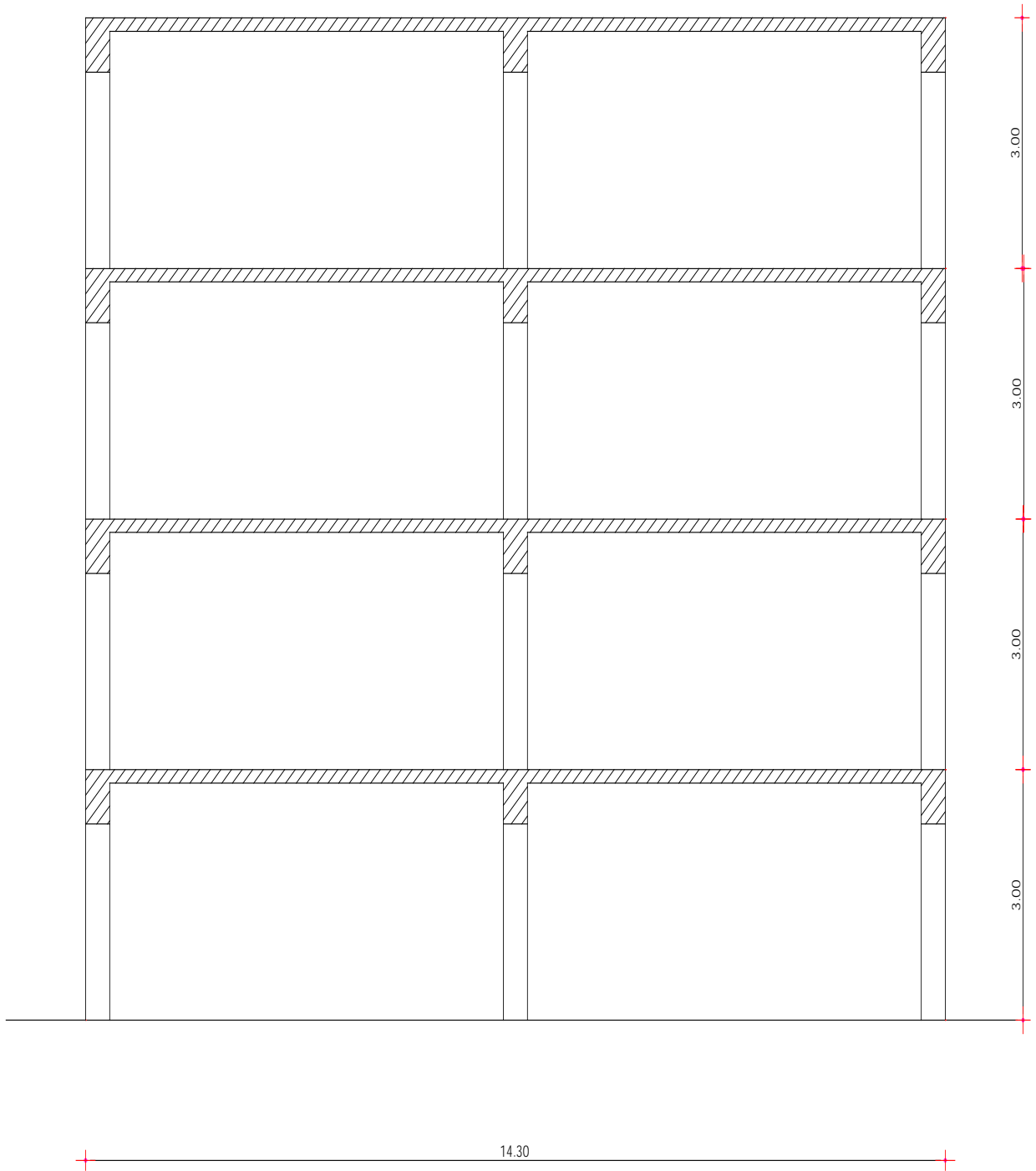
Τα υποστυλώματα K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , K_5 , K_6 , K_7 , K_8 , K_9 είναι τετράγωνα με διαστάσεις $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ και έχουν ύψος $h=3,00\text{ m}$

Ο φέρον οργανισμός είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 . Οι επικαλύψεις των δαπέδων είναι από μάρμαρο πάχους $d=5\text{cm}$ συμπεριλαμβανομένης και της τσιμεντοκονίας . Ειδικότερα , θεωρούμε ότι το μάρμαρο έχει πάχος $d=3\text{ cm}$ και η τσιμεντοκονία έχει πάχος $d=2\text{cm}$.

Επίσης , το κτίριο φέρει τοιχοποιίες εσωτερικά δρομικές πάχους 10 cm και εξωτερικά μπατικές πάχους 20cm . Το ύψος των τοίχων πληρώσεως είναι από τη στάθμη του δαπέδου έως την κρέμαση των δοκών, δηλαδή $h=2.35\text{cm}$.



Σχήμα 25. Τυπική κάτοψη ορόφου



Σχήμα 26. Τομή κτιρίου

3.3 Φορτία Κτιρίου

3.3.1 Κατακόρυφα φορτία.

Στα φορτία του κτιρίου που λαμβάνονται υπ' όψιν για την επίλυσή του, εντάσσονται όλα τα φορτία που φέρει μόνιμα ο ίδιος ο φορέας καθώς επίσης και ένα μέρος κινητών φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία χωρίζονται στα μόνιμα φορτία, τα οποία προέρχονται από το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, δηλαδή της κατασκευής, στα πρόσθετα μόνιμα τα οποία δημιουργούνται από το βάρος των επικαλύψεων και το βάρος των τοίχων πληρώσεως και στα κινητά φορτία.

Η χρήση του κτιρίου που θα ελεγχθεί αντισεισμικά είναι κατοικία. Από το κεφάλαιο 4 του ΕΑΚ 2000 (παράγραφος 4.1.2.1 πίνακες 4.1) έχει οριστεί συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις, η τιμή του συντελεστή αυτού για κατοικίες είναι $\gamma_2=0.30$. Επίσης, για των υπολογισμό των φορτίων θα λάβουμε υπ' όψιν από το σεισμικό συνδυασμό συντελεστή για τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία $\gamma_g=1.00$. Σεισμικός συνδυασμός : $S=(g+g')+ 0.3p$

Για τον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων εργαζόμαστε ως εξής: αφού έχουμε δώσει τις διαστάσεις των στοιχείων του κτιρίου και από τι υλικά θα είναι, το πρόγραμμα υπολογίζει τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, προσθέτουμε και τα κινητά

α) Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία όπως προαναφέρθηκε, είναι το ίδιο βάρος της κατασκευής. Το ειδικό βάρος του ωπλισμένου σκυροδέματος είναι $\gamma_{\text{οπλσκυρ}}=25 \text{ KN/m}^3$. Το πάχος της κάθε πλάκας είναι $d=0.16\text{m}$.

$$g = d \cdot \gamma_{\text{σκυρ}} = 0,16\text{m} \cdot 25\text{KN/m}^2 = 4,0\text{KN/m}$$

β) Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία είναι το ίδιο βάρος των επικαλύψεων των δαπέδων, καθώς επίσης και των τοιχοποιιών. Όλα τα δάπεδα του κτιρίου έχουν επενδυθεί με μάρμαρο. Το ειδικό βάρος του μαρμάρου είναι $\gamma_{\text{μαρμάρου}}=22\text{KN/m}^3$: το ειδικό βάρος της τσιμεντοκονίας είναι $\gamma_{\text{τσιμεντοκονίας}}=22\text{KN/m}^3$. Το πάχος του μαρμάρου που θα τοποθετηθεί είναι $d=3\text{cm}$ και το πάχος της τσιμεντοκονίας που θα στρωθεί θα είναι περίπου $d=2\text{cm}$.συνεπώς συνολικό πάχος επικαλύψεων δαπέδων είναι $d=5\text{cm}$. Οι εσωτερικές τοιχοποιίες είναι δρομικές πάχους $d=10\text{cm}$ και οι εξωτερικές είναι μπατικές πάχους $d=20\text{cm}$.

$$g' = d \cdot \gamma_{\text{σκυρ}} = 0,05\text{m} \cdot 22\text{KN/m}^2 = 1.10\text{KN/m}$$

γ) Κινητά φορτία

Ως κινητό φορτίο ορίζουμε $p=2\text{KN/m}^2$. Η χρήση του κτιρίου είναι κατοικία, οπότε όπως προαναφέρθηκε λαμβάνουμε συντελεστή σεισμικού συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις $\gamma_2=0,30$. Οι υπολογισμοί των κατακόρυφων φορτίων γίνονται για κάθε όροφο χωριστά, ξεκινώντας από την πάνω στάθμη (4^η στάθμη).

3.4 Καθορισμός σεισμικών φορτίων

Ο καθορισμός των σεισμικών φορτίων γίνεται με δυο μεθόδους, τη δυναμική φασματική μέθοδο καθώς και με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ισοδύναμη στατική μέθοδος). Για τον αντισεισμικό υπολογισμό του συγκεκριμένου κτιρίου θα χρησιμοποιήσουμε τη δυναμική φασματική μέθοδο.

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- α. Επίλυση ενός προβλήματος ελεύθερης ταλάντωσης με μηδενική απόσβεση για τον υπολογισμό ενός πλήθους ιδιόμορφων, ιδιοσυχνοτήτων και ιδιοπεριόδων.
- β. Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης με χρήση του φάσματος σχεδιασμού.
- γ. Κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

3.4.1 Καθορισμός σεισμικών φορτίων κτιρίου χωρίς μόνωση

Για να υπολογίσουμε τη σεισμική απόκριση πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε τη μάζα του κτιρίου την ιδιοπερίοδο του, τις ιδιομορφές του και την επιτάχυνση σχεδιασμού. Στη συνέχεια να γίνει ο υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης και θα ληφθούν υπόψιν 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Λαμβάνεται υπόψιν ταυτόχρονη δράση του σεισμού στις δυο κύριες διεύθυνες του κτιρίου. Όλα αυτά θα υπολογιστούν από το πρόγραμμα **SOFISTIK** δίνοντάς του δεδομένα που είναι απαραίτητα για τον υπολογισμό τους.

Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται από τα κατακόρυφα φορτία του. Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα μόνιμα και το τριάντα τις εκατό των κινητών φορτίων.

Ο υπολογισμός των ιδιόμορφων, ιδιοσυχνοτήτων και ιδιοπεριόδων γίνεται από το πρόγραμμα με τα δεδομένα που του έχουμε ορίσει.

Ο υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης θα γίνει με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού, βάσει των παρακάτω δεδομένων.

Το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα όπου σύμφωνα με τον ΕΑΚ κατατάσσεται σε:

- ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (**A=0,16g**)
- την κατηγορία εδάφους B (**T1=0,15 sec T2=0.60sec**)
- συντελεστής σπουδαιότητας $\Sigma 2$ (**$\gamma_i=1,00$**)
- συντελεστή θεμελίωσης **$\theta=1,00$**
- συντελεστή ιξώδους είναι $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$
(για ωπλισμένο σκυρόδεμα με ποσοστό απόσβεσης **$\zeta=5\%$**)
- συντελεστής φασματικής ενίσχυσης είναι **$\beta_0=2,5$**
- συντελεστή συμπεριφοράς **$q=3,5$**

Οι 8 συνδυασμοί που προκύπτουν είναι:

$$F_1 = F_x + 0.3F_y$$

$$F_2 = F_x - 0.3F_y$$

$$F_3 = -F_x + 0.3F_y$$

$$F_4 = -F_x - 0.3F_y$$

$$F_5 = F_y + 0.3F_x$$

$$F_6 = F_y - 0.3F_x$$

$$F_7 = -F_y + 0.3F_x$$

$$F_8 = -F_y - 0.3F_x$$

3.4.2 Καθορισμός σεισμικών φορτίων με σεισμική μόνωση

Για να υπολογίσουμε τη σεισμική απόκριση πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε τη μάζα του κτιρίου την ιδιοπερίοδο του, τις ιδιομορφές του και την επιτάχυνση σχεδιασμού. Στη συνέχεια να γίνει ο υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης και θα ληφθούν υπόψιν 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Λαμβάνεται υπόψιν ταυτόχρονη δράση του σεισμού στις δυο κύριες διεύθυνες του κτιρίου. Όλα αυτά θα υπολογιστούν από το πρόγραμμα **SOFISTIK** δίνοντάς του δεδομένα που είναι απαραίτητα για τον υπολογισμό τους.

Για να υπολογίσουμε τη σεισμική απόκριση πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε τη μάζα του κτιρίου την ιδιοπερίοδο του, την επιτάχυνση σχεδιασμού και στη συνέχεια να γίνει η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων και να υπολογιστεί η τυχηματική εκκεντρότητα του κτιρίου και να ληφθούν υπ' όψιν οι σεισμικοί συνδυασμοί. Όλα αυτά θα υπολογιστούν από το πρόγραμμα **SOFISTIK** δίνοντάς του δεδομένα που είναι απαραίτητα για τον υπολογισμό τους.

Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται από τα κατακόρυφα φόρτια του. Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα μόνιμα και το τριάντα τις εκατό των κινητών φορτίων.

Ο υπολογισμός των ιδιόμορφων, ιδιοσυχνοτήτων και ιδιοπερίοδων γίνεται από το πρόγραμμα με τα δεδομένα που του έχουμε ορίσει.

Ο υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης θα γίνει με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού, βάσει των παρακάτω δεδομένων.

Το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα όπου σύμφωνα με τον ΕΑΚ κατατάσσεται σε:

- ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (**A=0,16g**)
- την κατηγορία εδάφους B (**T1=0,15 sec T2=0.60sec**)
- συντελεστής σπουδαιότητας Σ2 (**γi=1,00**)
- συντελεστή θεμελίωσης **θ=1,00**
- συντελεστή ιξώδους είναι $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$

(για ωπλισμένο σκυρόδεμα με ποσοστό απόσβεσης **ζ=5%**)

- συντελεστής φασματικής ενίσχυσης είναι **βo=2,5**
- συντελεστή συμπεριφοράς **q=1 ***

*Ελαστική συμπεριφορά λόγω της παρουσίας των εφεδράνων.

Εξετάζονται 8 συνδυασμοί σεισμικών δράσεων οι οποίοι είναι:

$$F_1 = F_x + 0.3F_y$$

$$F_2 = F_x - 0.3F_y$$

$$F_3 = -F_x + 0.3F_y$$

$$F_4 = -F_x - 0.3F_y$$

$$F_5 = F_y + 0.3F_x$$

$$F_6 = F_y - 0.3F_x$$

$$F_7 = -F_y + 0.3F_x$$

$$F_8 = -F_y - 0.3F_x$$

Η μόνη διαφορά με την περίπτωση που δεν έχουμε σεισμική μόνωση είναι ότι ο συντελεστή συμπεριφοράς (q) ισούται με μονάδα, δηλαδή δεχόμαστε ότι το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά

3.5. Στατική επίλυση του κτιρίου

3.5.1 Προσομοίωμα υπολογισμού

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων των μελών του δομήματος από τις διάφορες δράσεις γίνεται με ελαστική ανάλυση στο χώρο με χρήση του προγράμματος **SOFISTIK**.

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώνεται ως χωρικό πλαίσιο αποτελούμενο από ραβδόμορφα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (δοκοί-υποστυλώματα) και από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (πλάκες).

Όσον αφορά τα γραμμικά στοιχεία, τα διαμήκη οριζόντια μέλη του προσομοιώματος συμπίπτουν με τον άξονα των δοκών, ενώ τα κατακόρυφα με τους άξονες των υποστυλωμάτων. Όσον αφορά τα επιφανειακά στοιχεία αυτά τοποθετούνται στην κεντροβαρική επιφάνεια των πλακών.

Στο μοντέλο προσομοίωσης (συμβατικό) ο φορέας είναι πλαισιακός και αποτελείται από τέσσερις ορόφους, και οι στύλοι του ισογείου θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι στη βάση τους.

Το δεύτερο μοντέλο προσομοίωσης (σεισμικά μονωμένο) είναι όμοιο με το πρώτο αλλά διαφοροποιείται στις συνθήκες στήριξής του. Συγκεκριμένα κάτω από τη οροφή ισογείου έχουν τοποθετηθεί εφέδρανα σε θέσεις που συμπίπτουν με τα κατακόρυφα στοιχεία της ανωδομής. Όπως φαίνεται παρακάτω

3.5.2 Φορτία

- Μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φόρτια G_k (φόρτιση 1)
Τα μόνιμα φόρτια υπολογίζονται από το πρόγραμμα
Τα πρόσθετα μόνιμα υπολογίζονται επίσης από το πρόγραμμα.
- Κινητά φορτία Q_k (φόρτιση 2)
Λαμβάνεται ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q=2\text{KN/m}^2$
- Συνδυασμοί φορτίσεων
οι σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων λαμβάνονται από τη σχέση $S_d=G_k+0.3Q_k \pm E$.
Γίνεται η ακόλουθη αρίθμηση:

Στους παρακάτω συνδυασμούς η φόρτιση $\Phi(70)$ είναι η διαμήκης σεισμική ένταση ενώ $\Phi(71)$ είναι η εγκάρσια σεισμική ένταση.

Συνδυασμός 601: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)+\Phi(71)+0.30\Phi(70)$

Συνδυασμός 602: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)+\Phi(71)-0.30\Phi(70)$

Συνδυασμός 603: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)-\Phi(71)+0.30\Phi(70)$

Συνδυασμός 604: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)-\Phi(71)-0.30\Phi(70)$

Συνδυασμός 615: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)+\Phi(70)+0.30 \Phi(71)$

Συνδυασμός 606: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)+\Phi(70)-0.30 \Phi(71)$

Συνδυασμός 607: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)-\Phi(70)+0.30 \Phi(71)$

Συνδυασμός 608: $\Phi(1)+0.3\Phi(2)-\Phi(70)-0.30 \Phi(71)$

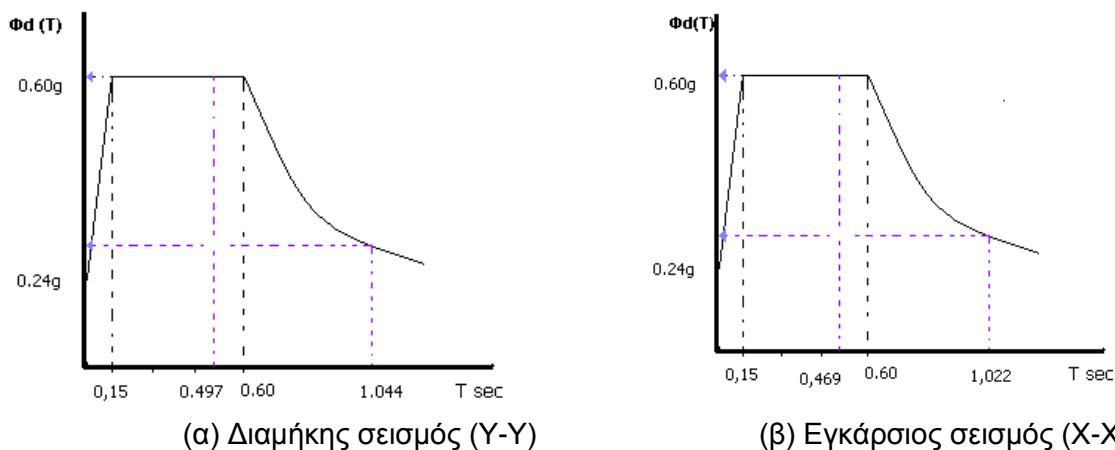
3.6. Αποτελέσματα ανάλυσης

Μετά τη στατική επίλυση του κτιρίου με μόνωση και στη συνέχεια χωρίς μόνωση παρατηρήσαμε ότι έχουν διαφορετικά αποτελέσματα όσον αφορά τις τιμές των ιδιοπεριοδών των ιδιομορφών κατά τον άξονα X και κατά τον άξονα Y. Επιπλέον παρατηρούμε διαφορετικές τιμές των μετακινήσεων του κτιρίου στις δυο περιπτώσεις. Στην περίπτωση που έχουμε μόνωση οι μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις μετακινήσεις που δεν υπάρχει μόνωση. Άλλη μια παρατήρηση είναι ότι στην περίπτωση που έχουμε σεισμική μόνωση οι επιταχύνσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις τιμές των επιταχύνσεων που δεν έχουμε μόνωση και παρόλο που οι επιταχύνσεις μεγαλώνουν οι δυνάμεις αδράνειας μικραίνουν.

3.6.1 Ιδιοπερίοδος

Μετά τη στατική επίλυση του κτιρίου με και χωρίς μόνωση παρατηρούμε μεταβολή των ιδιοπεριοδών των ιδιομορφών του κτιρίου κατά των διευθύνσεων X και Y.

Στη περίπτωση που το κτίριο θεωρείται πακτωμένο στη βάση του οι τιμές των ιδιοπεριοδών βρίσκονται μέσα στην κρίσιμη περιοχή (0.15–0.60 sec) για κατηγορία εδάφους B (Σχήμα 27). Ενώ στην περίπτωση που έχουμε μόνωση το κτιρίου οι τιμές των ιδιοπεριοδών είναι αρκετά μεγαλύτερες και εκτός κρίσιμης περιοχής.



Σχήμα 27. Οι ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών του κτιρίου κατά τον άξονα X και άξονα Y με και χωρίς μόνωση

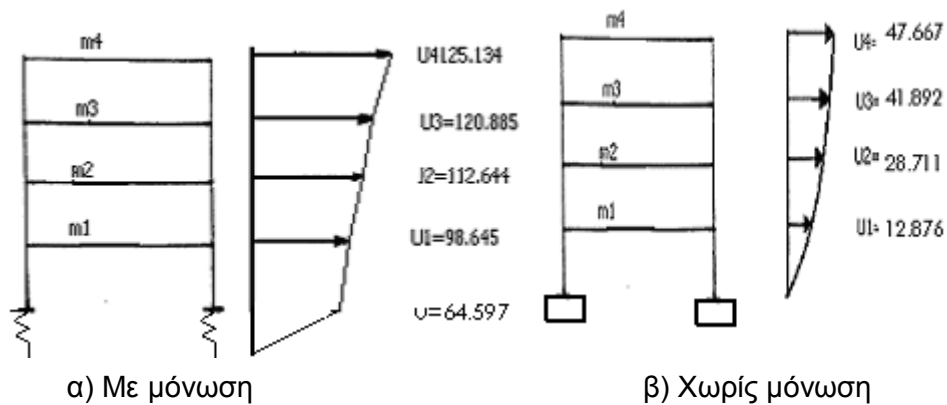
Όπως παρατηρούμε στα δύο φάσματα σχεδιασμού οι τιμές των ιδιοπεριόδων και κατά τον άξονα (Y-Y) και κατά τον άξονα (X-X) έχουν μεταβληθεί. Συγκεκριμένα κατά την διεύθυνση (Y-Y) έχει μεγαλώσει από $T = 0,399 \text{ sec}$ σε $T = 1,044 \text{ sec}$, και αυτό έχει σαν άμεσο αποτέλεσμα να μειωθούν και οι τιμές των επιταχύνσεων σχεδιασμού από $0,60g$ σε $0,39g$. Αυτό οφείλεται στο ότι η κατασκευή με σεισμική μόνωση είναι πολύ πιο εύκαμπτη σε σύγκριση με την περίπτωση που δεν έχουμε σεισμική μόνωση και γι' αυτό το λόγο μεγαλώνουν και η ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών μειώνοντας τη επιτάχυνση σχεδιασμού και την σεισμική απόκριση που καταπονεί την κατασκευή.

3.6.2 Μετακινήσεις

Μετά την στατική επίλυση των δυο περιπτώσεων οι τιμές των μετακινήσεων κάθε ορόφου του κτιρίου με μόνωση είναι μεγαλύτερες και αυτό γιατί οι μονωτήρες είναι πιο εύκαμπτοι και παίρνουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις, ενώ η ανωδομή είναι πιο δύσκαμπτη και παίρνει πολύ μικρές μετατοπίσεις σε σχέση με τους μονωτήρες, και γι' αυτό το λόγο το κτίριο μετακινείται όπως φαίνεται στο Σχήμα 30 . Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μετακινήσεις στο κέντρο βάρους κάθε στάθμης στην περίπτωση με μόνωση και χωρίς μόνωση, (βλ. παρακάτω πίνακες και σχήματα.)

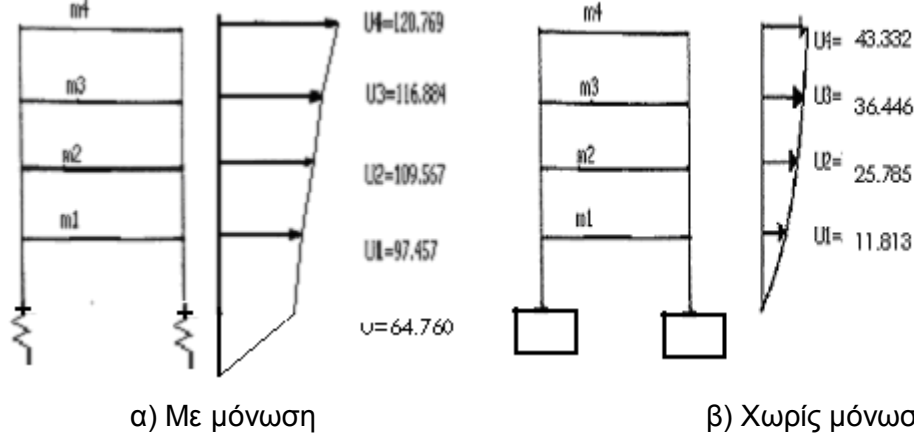
Στάθμες	Με μόνωση		Χωρίς μόνωση	
	Εγκάρσιος $S_x(\text{mm})$	Διαμήκης $S_y(\text{mm})$	Εγκάρσιος $S_x(\text{mm})$	Διαμήκης $S_y(\text{mm})$
Θεμελίωση	64,597	64,760	0	0
Στάθμη Α'	97.457	98.645	$3.375 \times 3.5 =$ 11.813	$3.653 \times 3.5 =$ 12,786
Στάθμη Β'	109.567	112.644	$7.367 \times 3.5 =$ 25.785	$8.203 \times 3.5 =$ 28.711
Στάθμη Γ'	116.884	120.885	$10.413 \times 3.5 =$ 36.446	$11.969 \times 3.5 =$ 41.892
Στάθμη Δ'	120.769	125.134	$12.092 \times 3.5 =$ 43.322	$13.619 \times 3.5 =$ 47.667

Πίνακας 1. Μετακινήσεις κτιρίου κατά τον εγκάρσιο και διαμήκη σεισμό με και χωρίς μόνωση

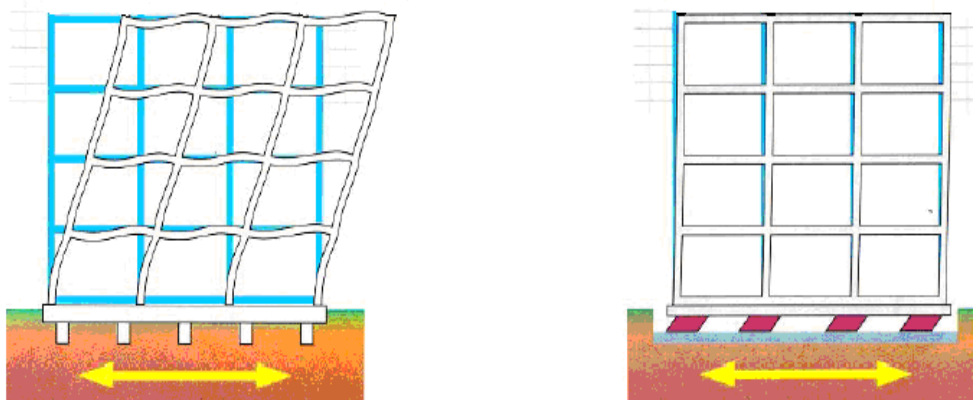


Σχήμα 28. Διαγράμματα μετατοπίσεων κτιρίου κατά τον άξονα Y με και χωρίς μόνωση

Κάτι ανάλογο συμβαίνει και με τις μετακινήσεις στον εγκάρσιο σεισμό, οι τιμές τους μεγαλώνουν στην περίπτωση που έχουμε σεισμική μόνωση.

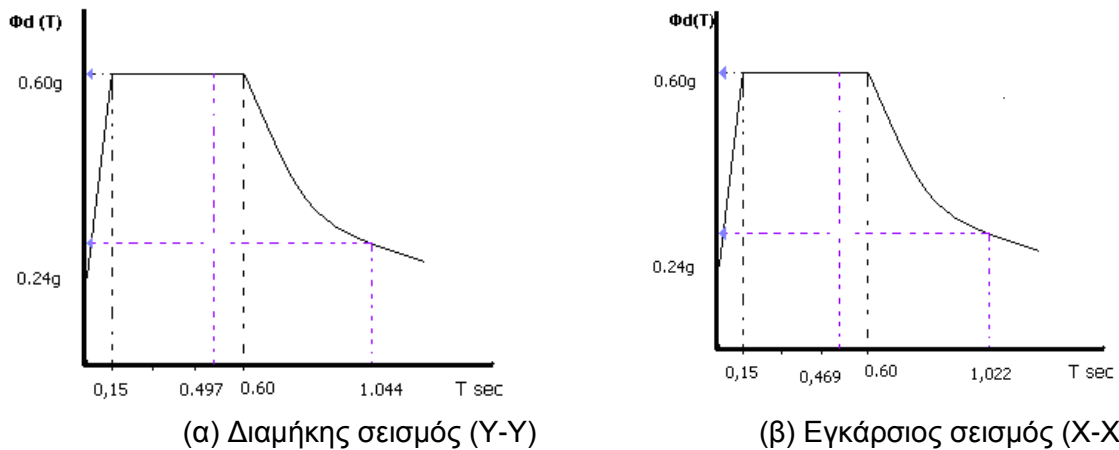


Σχήμα 29. Διαγράμματα μετατοπίσεων κτιρίου κατά τον άξονα X με και χωρίς μόνωση



Σχήμα 30.

3.6.3 Επιτάχυνση σχεδιασμού

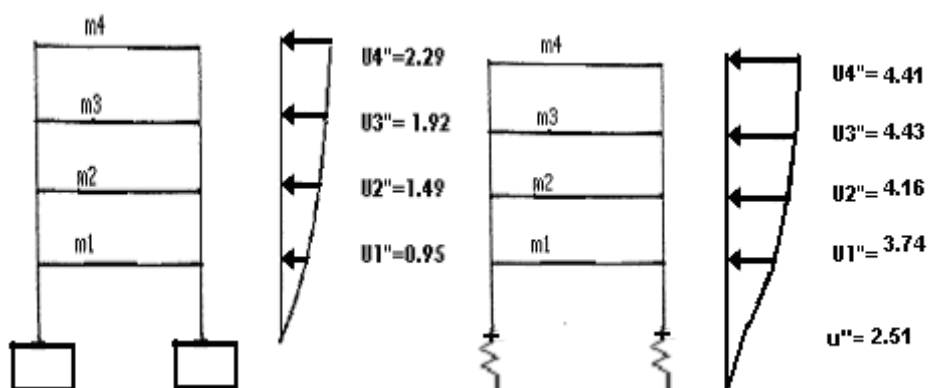


Σχήμα 31. Οι ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών του κτιρίου κατά τον άξονα X και άξονα Y με και χωρίς μόνωση

Από το φάσμα σχεδιασμού παρατηρούμε ότι η επιτάχυνση σχεδιασμού είναι μικρότερη στην περίπτωση με μόνωση απ' ότι στην περίπτωση χωρίς μόνωση. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι στην περίπτωση που έχουμε σεισμική μόνωση δεχόμαστε ότι το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά με συντελεστή συμπεριφοράς να ισούται με τη μονάδα $q=1$ ενώ όταν δεν έχουμε τοποθετήσει μονωτήρες στη βάση του κτιρίου το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά με συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=3.5$. Συνεπώς οι αρχικά αυξημένες επιταχύνσεις που διαβάζονται από το ελαστικό φάσμα στην περίπτωση αυτή διαιρούνται με 3.5

Στάθμες	Εγκάρσιος		Διαμήκης	
	Με Μόνωση A (m/s ²)	Χωρίς Μόνωση A (m/s ²)	Με Μόνωση A (m/s ²)	Χωρίς Μόνωση A (m/s ²)
Στάθμη Α'	3.74	0.95	3.64	0.91
Στάθμη Β'	4.16	1.49	4.09	1.48
Στάθμη Γ'	4.43	1.92	4.39	1.91
Στάθμη Δ'	4.61	2.29	4.53	2.29

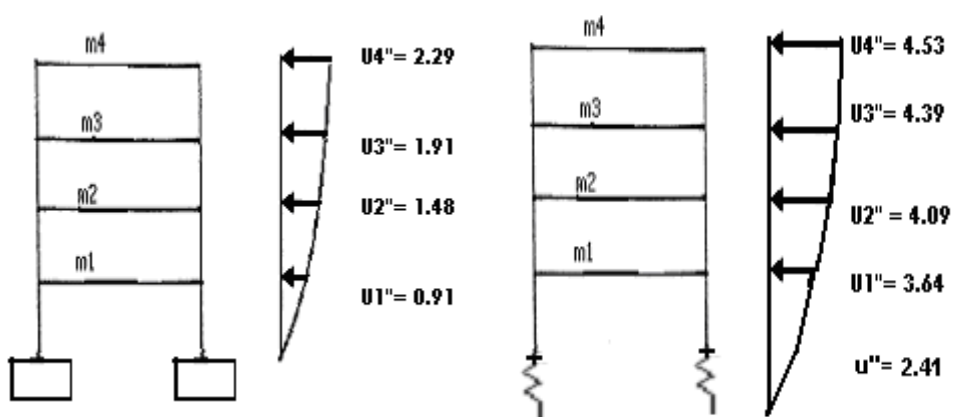
Πίνακας 2. Επιταχύνσεις σχεδιασμού κατά το διαμήκη και εγκάρσιο σεισμό με και χωρίς μόνωση



α) Χωρίς μόνωση

β) Με μόνωση

Σχήμα 32. Διαγράμματα επιταχύνσεων κτιρίου κατά τον άξονα Χ με και χωρίς μόνωση



α) Χωρίς μόνωση

β) Με μόνωση

Σχήμα 33. Διαγράμματα επιταχύνσεων κτιρίου κατά τον άξονα Υ με και χωρίς μόνωση

3.6.4. Εντατικά μεγέθη

Συγκρίνοντας τα δύο μοντέλα παρατηρούμε ότι η σεισμικά μονωμένη κατασκευή παρουσίασε μείωση των εντατικών μεγεθών, σε σχέση με την συμβατική κατασκευή με ταυτόχρονη αύξηση της οριζόντιας μετατόπισης, η οποία αν και ήταν αρκετά μεγαλύτερη από της συμβατικής, δεν δημιούργησε προβλήματα στην ανωδομή που μετατοπίστηκε σαν «άκαμπτο» σώμα. Συγκεκριμένα παρατηρούμε ότι το ποσοστό μείωσης για το υποστύλωμα είναι $K1 = \frac{12.41 - 2.84}{12.41} \times 100 = 77.11\%$. Το ποσοστό μείωσης της σεισμικής απόκρισης είναι πολύ μεγάλο με αποτέλεσμα τη μικρή καταπόνηση της ανωδομής.

Number	x [m]	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _t [kN]	M _y [kN]	M _z [kN]
K ₁ (11002)	0.0	-697.0	12.41	-23.29	-0.02	23.43	12.46
	3.0	-680.8	12.41	-23.29	-0.02	-46.43	-24.78
K ₂ (11016)	0.0	-1299.8	19.81	0.00	0.00	0.00	19.88
	3.0	-1283.6	19.81	0.00	0.00	0.00	-39.55
K ₃ (11030)	0.0	-697.0	12.41	23.29	0.02	-23.43	12.46
	3.0	-680.8	12.41	23.29	0.02	46.43	-24.78
K ₄ (11252)	0.0	-1205.5	0.00	-35.18	0.00	35.34	0.00
	3.0	-1189.3	0.00	-35.18	0.00	-70.20	0.00
K ₅ (11266)	0.0	-2206.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.0	-2189.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
K ₆ (11280)	0.0	-1205.5	0.00	35.18	0.00	-35.34	0.00
	3.0	-1189.3	0.00	35.18	0.00	70.20	0.00
K ₇ (11502)	0.0	-697.0	-12.41	-23.29	0.02	23.43	-12.46
	3.0	-680.8	-12.41	-23.29	0.02	-46.43	24.78
K ₈ (11516)	0.0	-1299.8	-19.81	0.00	0.00	0.00	-19.88
	3.0	-1283.6	-19.81	0.00	0.00	0.00	39.55
K ₉ (11530)	0.0	-697.0	-12.41	23.29	-0.02	-23.43	-12.46
	3.0	-680.8	-12.41	23.29	-0.02	46.43	24.78

Πίνακας 3. Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων ισογείου χωρίς μόνωση

Number	x [m]	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _t [kN]	M _y [kN]	M _z [kN]
K ₁ (11002)	0.0	-718.5	2.84	-5.10	0.00	0.00	0.00
	3.0	702.3	2.84	-5.10	0.00	-15.31	-8.53
K ₂ (11016)	0.0	-1315.7	4.53	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.0	-1299.5	4.53	0.00	0.00	0.00	-13.60
K ₃ (11030)	0.0	-718.5	2.84	5.10	0.00	0.00	0.00
	3.0	-702.3	2.84	5.10	0.00	15.31	-8.53
K ₄ (11252)	0.0	-1186.9	0.00	-7.52	0.00	0.00	0.00
	3.0	-1170.7	0.00	-7.52	0.00	-22.56	0.00
K ₅ (11266)	0.0	-2125.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.0	-2109.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
K ₆ (11280)	0.0	-1186.9	0.00	7.52	0.00	0.00	0.00
	3.0	-1170.7	0.00	0.00	0.00	22.56	0.00
K ₇ (11502)	0.0	-718.5	-2.84	-5.10	0.00	0.00	0.00
	3.0	-702.3	-2.84	-5.10	0.00	-15.31	8.53
K ₈ (11516)	0.0	-1315.7	-4.53	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.0	-1299.5	-4.53	0.00	0.00	0.00	13.60
K ₉ (11530)	0.0	-718.5	-2.84	5.10	0.00	0.00	0.00
	3.0	-702.3	-2.84	5.10	0.00	15.31	8.53

Πίνακας 4. Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων ισογείου με μόνωση

3.8. Συμπεράσματα

Όπως έδειξε η ανάλυση, η σεισμική μόνωση υπερτερεί έναντι των κλασικών μεθόδων αντισεισμικής θωράκισης των κατασκευών. Από τα αποτελέσματα της στατικής επίλυσης βλέπουμε ότι η σεισμική μόνωση επηρεάζει την ιδιοπερίοδο των κτιρίων. Συγκεκριμένα, η ιδιοπερίοδος μεγαλώνει, η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη μετά την τοποθέτηση των μονωτήρων, αφού η συνολική ακαμψία του κτιρίου τείνει στην ακαμψία των πιο εύκαμπτων στοιχείων.

Με την αύξηση των τιμών των ιδιοπεριόδων παρατηρούμε και μείωση των επιταχύνσεων σχεδιασμού και αυτό συμβαίνει γιατί στη περίπτωση χωρίς μόνωση το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά με συντελεστή συμπεριφοράς $q=3.5$, ενώ στην περίπτωση με σεισμική μόνωση το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$.

Επίσης παρατηρούμε αύξηση των τιμών των μετακινήσεων, χωρίς να δημιουργείται πρόβλημα στην κατασκευή, γιατί ένα μεγάλο ποσοστό των μετακινήσεων το παραλαμβάνουν τα εύκαμπτα στοιχεία (εφέδρανα), ενώ η ανωδομή παραλαμβάνει πολύ μικρές μετακινήσεις.

Από τα αποτελέσματα παρατηρούμε ότι το ποσοστό μείωσης της τέμνουσας είναι 77,11% που σημαίνει ότι μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή μειώνει αισθητά τη σεισμική ένταση που δέχεται η ανωδομή, ελαχιστοποιώντας έτσι τις πιθανότητες βλαβών των φερόντων και μη στοιχείων της. Επίσης παρέχει αυξημένη προστασία του περιεχομένου του κτιρίου, καθώς και τη δυνατότητα συνέχειας της λειτουργίας του, τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά το σεισμό.

Το βασικό μειονέκτημα της σεισμικής μόνωσης είναι το αρχικά αυξημένο κόστος της το οποίο μόνο μακροπρόθεσμα, μέσα στην διάρκεια ζωής του έργου, ενδέχεται να αποδώσει. Επίσης ένα άλλο μειονέκτημα είναι η απαίτηση εξειδικευμένων τεχνολογικών μέσων για την κατασκευή και συντήρηση των στοιχείων μονώσεως. Αυτός είναι κι ένας λόγος που ακόμα η τεχνική αυτή εφαρμόζεται κυρίως σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, δηλαδή σε κτίρια που είναι εντελώς αναγκαία η συνέχιση της λειτουργίας τους και μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς, όπως κτίρια τηλεπικοινωνιών, νοσοκομεία, σταθμούς διανομής ηλεκτρικής ενέργειας κ.α., καθώς και σε κτίρια που το περιεχόμενό τους έχει ιδιαίτερα μεγάλη αξία, όπως μουσεία, βιβλιοθήκες κ.α.

Βιβλιογραφία

1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανόνας 2000 (ΕΑΚ 2000)
2. Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000)
3. Κ. Σπυράκος - Ενίσχυση Κατασκευών για σεισμικά φορτία, εκδ. ΤΕΕ, Αθήνα 2004
4. Σ. Πούλιος, Ε-Χ. Γεωργιοπούλου - Εφαρμογή του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού σε πολυώροφα κτίρια με μεικτό φέροντα οργανισμό - Πτυχιακή Εργασία, Τει Πειραιά, Τμήμα Πολιτικών Δημοτικών Έργων (2006)
5. ΕΚΚΑΦ Ανώνυμη Τεχνική & Εμπορική Εταιρία (<http://ekkaf.gr>)
6. Κατευθυντήριες Προδιαγραφές & Οδηγίες για Επισκευές Κτιρίων με Βλάβες από Σεισμό, Σεισμική Μόνωση, ΔΟΜΙΚΗ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗ, (2002) www.domiki.gr/seismoi/monwsh.htm
7. Κ. Αναστασιάδης - Αντισεισμικές κατασκευές, τόμος 1, εκδ. Ζήση, Θεσσαλονίκη 1996