

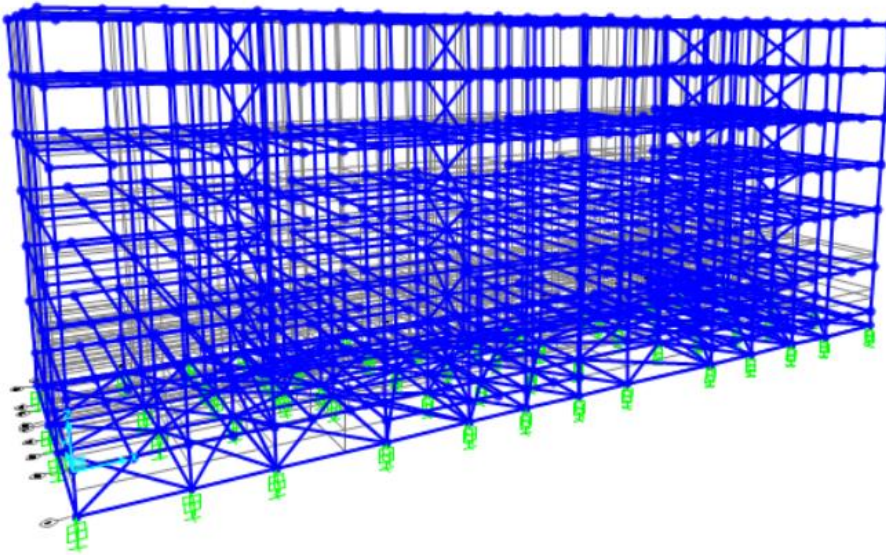


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και Διερεύνηση Συμπεριφοράς Σεισμικά Μονωμένου και Μη Μεταλλικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σωκράτης Παναούτας

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/16

Παναούτας Σ. Μ. (2021)
Σχεδιασμός και διερεύνηση συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένου και μη μεταλλικού
κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/16
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Panaoutas S. M. (2021).
Design and investigation of behaviour of steel structure with and without seismic isolation
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/16
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1. Εισαγωγή.....	8
2. Σεισμική Μόνωση	10
2.1. Τρόπος δράσης της Σεισμικής Μόνωσης	10
2.2. Πιθανές θέσεις τοποθέτησης της μόνωσης	13
2.3. Πλεονεκτήματα της Σεισμικής Μόνωσης	14
2.4. Προϋποθέσεις και Περιορισμοί Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης	15
2.5. Οικονομικές Πτυχές της Σεισμικής Μόνωσης	15
2.6. Γενικές Διατάξεις Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8	16
3. Είδη Σεισμικής Μόνωσης	17
3.1. Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα	17
3.2. Εφέδρανα τριβής	20
3.3. Συστήματα Αύξησης της Απόσβεσης	21
3.4. Χαρακτηριστικά Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης	22
4. Σεισμική Μόνωση ανά τον Κόσμο.....	23
4.1. Εισαγωγή	23
4.2. Σύγκριση Έκτασης Εφαρμογής σε Ιαπωνία και ΗΠΑ	23
4.3. Το Παράδειγμα του Fire Command and Control Facility, LA, USA	24
4.4. Νέο Μουσείο Ακρόπολης	24
4.5. Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος	25
4.6. Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών	26
4.7. Άλλα Παραδείγματα στην Ελλάδα	28
4.8. Παραδείγματα στην Κύπρο	29
4.9. Δημαρχείο Σαν Φρανσίσκο	32
5. Μέθοδοι Ανάλυσης Σεισμικά Μονωμένης Κατασκευής	34
5.1. Εισαγωγή	34
5.2. Μέθοδος Μονοβάθμιου Συστήματος.....	34
5.3. Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση.....	39
5.4. Μη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	40
5.5. Απαιτούμενοι Έλεγχοι για το Σύστημα Σεισμικής Μόνωσης	42
6. Περιγραφή Κτιρίου	47
6.1. Γενικά Στοιχεία	47
6.2. Επεμβάσεις – Μόρφωση Φορέα	54

7. Ανάλυση Κτιρίων	57
7.1. Υλικά και Φορτίσεις	57
7.1.1. Παράμετροι Αντισεισμικού Σχεδιασμού	59
7.2. Προσομοιώματα Ανάλυσης	61
7.3. Αποτελέσματα Ανάλυσης	65
7.3.1. Συμβατικά Εδραζόμενο Κτίριο	65
7.3.2. Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Μέθοδος Μονοβάθμιου Συστήματος	75
7.3.3. Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση	79
7.3.4. Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Μη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας	86
7.4. Συγκριτικά Αποτελέσματα - Συμπεράσματα	92
8. Προτάσεις για Μελλοντική Διερεύνηση	97
9. Βιβλιογραφία	98
Παράρτημα Α: Πίνακας Εφεδράνων LRB της Freyssinet	99
Παράρτημα Β. Βοήθημα Προσομοίωσης στο SAP2000	102

Σχεδιασμός και Διερεύνηση Συμπεριφοράς Σεισμικά Μονωμένου και Μη Μεταλλικού Κτιρίου

Παναούτας Σ. Μ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Η σεισμική μόνωση αποτελεί φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού κατά την οποία η μονωμένη κατασκευή (ή το μονωμένο μέρος της) ταλαντώνεται ως σχεδόν απαραμόρφωτο σώμα πάνω από το επίπεδο της μόνωσης, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι βλάβες στην ανωδομή και οι πλαστικές παραμορφώσεις να συγκεντρώνονται στις συσκευές μόνωσης. Είναι αποτελεσματική σε δύσκαμπτες κατασκευές και η συμπεριφορά που προσδίδει στις κατασκευές αποδίδεται στο γεγονός ότι η εισαγωγή ενός συστήματος μειωμένης δυσκαμψίας (εφέδρανα ή μονωτήρες) επιμηκύνει τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους της κατασκευής στο εύρος του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού με τις χαμηλότερες τιμές. Παράλληλα, σε όρους φάσματος μετακινήσεων, αυτές είναι μεγαλύτερες, ωστόσο παραλαμβάνονται από το σύστημα μόνωσης. Περαιτέρω, η σεισμική μόνωση μπορεί να αυξάνει την απόσβεση της κατασκευής όταν χρησιμοποιούνται εφέδρανα με τέτοια χαρακτηριστικά ή ξεχωριστές συσκευές απόσβεσης.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι αφενός η διερεύνηση και εμβάθυνση στην μέθοδο της σεισμικής μόνωσης και αφετέρου η σύγκριση στη συμπεριφορά ενός σεισμικά μονωμένου και ενός συμβατικά εδραζόμενου κτιρίου. Αυτό γίνεται με τον επανασχεδιασμό ενός εξάωροφου κτιρίου με σεισμική μόνωση με εφέδρανα LRB.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στη σεισμική μόνωση, στη συμπεριφορά που προσδίδει στις κατασκευές και στη σύγκριση της με τον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό.

Στο δεύτερο κεφάλαιο εξηγείται ο τρόπος δράσης της σεισμικής μόνωσης και παραθέτονται οι πιθανές θέσεις στην κατασκευή στις οποίες μπορεί να χρησιμοποιηθεί. Επίσης, παρουσιάζονται πλεονεκτήματα και περιορισμοί στην εφαρμογή της μεθόδου καθώς και γενικές διατάξεις του ΕΚ8. Ακόμη, παρουσιάζονται κάποιες οικονομικές πτυχές.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι συσκευές μόνωσης, δηλαδή οι συσκευές που μειώνουν την πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής ή/και αυξάνουν τη δυνατότητα της για απόσβεση ενέργειας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται παραδείγματα κτιρίων που εφαρμόζεται η τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης, ώστε να υπάρχει σύνδεση θεωρίας και πράξης. Παρουσιάζονται παραδείγματα σε Κύπρο, ΗΠΑ και Ιαπωνία και εκτενέστερα στην Ελλάδα.

Στο πέμπτο κεφάλαιο εξηγούνται οι μέθοδοι ανάλυσης μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, όπως επίσης και οι περιπτώσεις που αυτές εφαρμόζονται.

Στο έκτο και έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία, με τις επεμβάσεις που έγιναν στο φορέα της ανωδομής και τα αποτελέσματα της ανάλυσης και σύγκρισης της απόκρισης των κατασκευών.

Στο Παράρτημα Α παρουσιάζεται ο κατάλογος των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο Παράρτημα Β παρουσιάζεται ένα βοήθημα προσομοίωσης στο SAP2000.

Design and Investigation of Behaviour of Steel Structure with and without Seismic Isolation

Panaoutas S. M. (supervised by Vayas I.)

Abstract

Seismic isolated structures oscillate as rigid bodies over the surface of the isolation and thus the damages of the superstructure are minimised and the plastic deformations occur at the isolation devices only. It is effective on high-frequency structures. The increased flexibility in the horizontal which is introduced at the structure, shifts the fundamental period of the structure away from the dominant frequency range of the earthquake. What's more, the displacements are increased, but they occur as relative displacement of the isolation system. In addition, it also provides an energy dissipation mechanism when bearings with such characteristics are used.

The main purposes of this study are to get familiar with the seismic isolation technology and to investigate the behaviour of a seismic isolated structure in comparison with a fix-based one. This is accomplished by redesigning a six-storey building with LRB bearings.

In the first chapter, a brief description of the behaviour of base isolated structures and a comparison with the behaviour of non-isolated structures are made.

In the second chapter, the effect of the isolation on the behaviour of the buildings is explained and the different places at which the isolation devices can be placed are presented. In addition, the advantages and constraints of the methods are discussed. Some economic aspects are presented, too.

The third chapter, shows the isolation devices which increase the flexibility and introduce an energy dissipation mechanism to the structure.

The fourth chapter presents some examples of seismic isolated structures so as to present the theoretical aspects on real cases. Structures from Cyprus, Japan, USA and especially Greece are presented.

The fifth chapter demonstrates the isolation devices which increase the horizontal flexibility of the structure and/or introduce an energy dissipation mechanism to it.

In the sixth and seventh chapter the building used in this diploma thesis is presented. The existing building and the architectural changes made on it are shown. The analysis and the results are presented, too.

Appendix A demonstrates the catalogue of the LRB bearings used.

Appendix B presents a tutorial for modelling in SAP2000.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα Δρ. Ιωάννη Βάγια, Διευθυντή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα και να επεκτείνω τις γνώσεις μου στον αντισεισμικό σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών. Η καθοδήγηση και οι συμβουλές του υπήρξαν πολύ βοηθητικές για την περάτωση της εργασίας.

Επίσης, ευχαριστώ εγκάρδια τους γονείς μου Μενέλαο και Καλλιόπη, και την οικογένεια μου για τη στήριξη τους όλα αυτά τα χρόνια στην επίτευξη των στόχων μου.

Τέλος, ευχαριστώ τους φίλους μου που ήταν δίπλα μου σε όλη την πορεία της φοίτησής μου.

1 Εισαγωγή

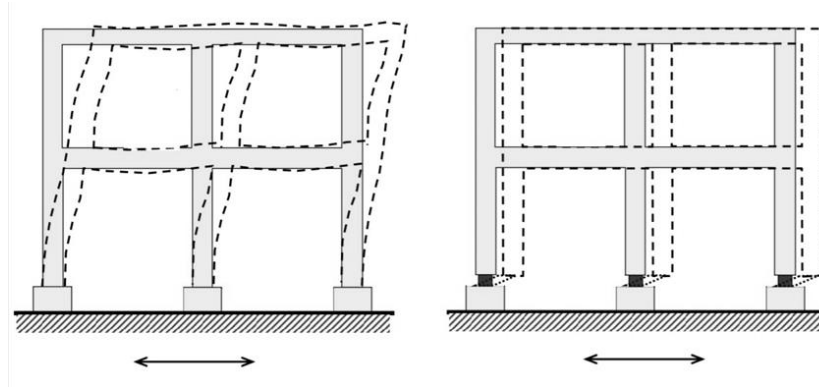
Η φιλοσοφία του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού βασίζεται στην αποφυγή κατάρρευσης των δομημάτων και στην προστασία της ζωής των χρηστών τους. Ταυτόχρονα η αποφυγή ζημιών στον φορέα και η διασφάλιση της συνέχισης της λειτουργίας του μετά το σεισμικό γεγονός δεν διαφυλάσσονται. Ωστόσο, στον σύγχρονο κόσμο αυτές οι απαιτήσεις είναι μεγάλης σημασίας καθώς σε πολλά κτίρια η διακοπή της λειτουργίας του μπορεί να πιο σημαντικά από τις κτιριακές ζημιές.

Συγκεκριμένα, ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός στοχεύει στην αύξηση της αντοχής της κατασκευής ώστε να επαρκεί για την απαίτηση του σεισμού. Όσο αυξάνεται η απαίτηση του σεισμού τόσο πρέπει να αυξάνεται και η αντοχή στον φορέα. Επιπλέον, όσο αυξάνεται η αντοχή στον φορέα, τόσο πιο δύσκαμπτος γίνεται και παράλληλα αυξάνονται και τα σεισμικά φορτία που δέχεται, κάτι που οδηγεί σε μια επαναληπτική διαδικασία αύξησης της αντοχής του. Ο ελαστικός σχεδιασμός σε τέτοια επίπεδα αντοχής οδηγεί αφενός σε αντιοικονομικές λύσεις και αφετέρου στην μη απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Επομένως, επιτρέπουμε στην κατασκευή να δέχεται ελεγχόμενες βλάβες σε προκαθορισμένες θέσεις μέσω της πλαστικοποίησης των μελών της χωρίς να αστοχεί. Έτσι, ανάλογα με την ικανότητα πλαστιμότητας των μελών μειώνεται η αντοχή που απαιτείται από τα μέλη για να ικανοποιηθεί η απαίτηση του σεισμού. Επιπλέον στις θέσεις αυτές η πλαστικοποίηση των μελών οδηγεί στην απορρόφηση ενέργειας από τη σεισμική διέγερση.

Επομένως, εάν απαιτείται η αποφυγή σεισμικών βλαβών στην κατασκευή χρειάζεται η υιοθέτηση μιας διαφορετικής αντισεισμικής προσέγγισης, όπως αυτή της σεισμικής μόνωσης. Σε αντίθεση με την συμβατική αντισεισμική προσέγγιση, η σεισμική μόνωση αποσκοπεί στην μείωση της σεισμικής απαίτησης παρά στην αύξηση της αντοχής. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή ειδικών δομικών μελών μειωμένης οριζόντιας δυσκαμψίας, των εφεδράνων, στη στάθμη του εδάφους ή στη στάθμη της θεμελίωσης (όταν αυτές δεν συμπίπτουν λόγω της ύπαρξης υπόγειων ορόφων) τα οποία επιτρέπουν την αποσύζευξη της υπερκείμενης κατασκευής από την κίνηση του εδάφους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ελαχιστοποίηση της ενέργειας που εισάγεται στην υπερκείμενη κατασκευή, η οποία ταλαντώνεται σαν ένα σχεδόν απαραμόρφωτο σώμα πάνω από το επίπεδο των εφεδράνων. Επίσης, αυτό έχει και ως αποτέλεσμα ότι οι μηχανισμοί απορρόφησης ενέργειας δε βρίσκονται διασκορπισμένοι σε όλη την κατασκευή, αλλά συγκεντρωμένοι στα εφέδρανα.

Στις μέρες μας, η σεισμική μόνωση βρίσκει εφαρμογή σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας όπως μουσεία, κυβερνητικά κτίρια, νοσοκομεία κλπ και λιγότερη σε απλούστερα κτίρια όπως γραφεία και κατοικίες. Ένας από τους λόγους που συμβαίνει αυτό είναι το σχετικά αυξημένο αρχικό κόστος της κατασκευής (λόγω του κόστους των εφεδράνων), το οποίο αποτελεί και το σημαντικότερο κριτήριο κάθε ιδιοκτήτη ή/και επενδυτή όταν αποφασίζει να προχωρήσει στην ανέγερση κάποιας οικοδομής. Ωστόσο, η σεισμική μόνωση φέρνει μακροχρόνιες οικονομίες, καθώς δεν υφίστανται βλάβες στα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία κατά το σεισμικό γεγονός.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός κτιρίου με τις δύο προαναφερθείσες σεισμικές προσεγγίσεις και η σύγκριση των αποτελεσμάτων της απόκρισης τους σε σεισμικά γεγονότα. Επίσης, η εργασία αποσκοπεί στην εξοικείωση με την μέθοδο της σεισμικής μόνωσης καθώς είναι μια μέθοδος με ευεργετικά αποτελέσματα στην σεισμική απόκριση των κατασκευών.

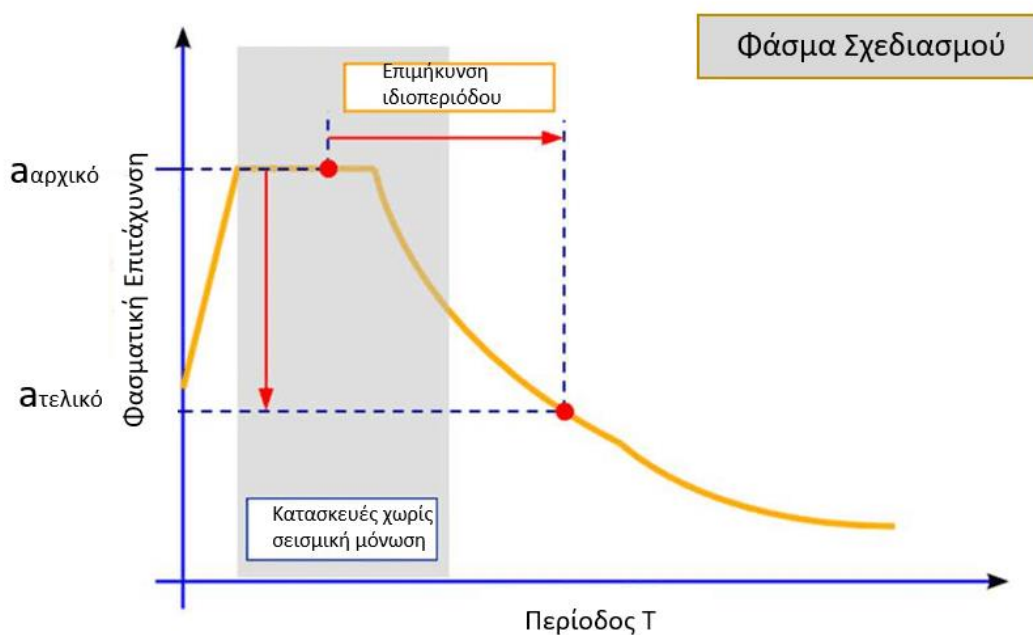


Εικόνα 1.1: Απόκριση συμβατικά θεμελιωμένου και σεισμικά μονωμένου κτιρίου κατά την κίνηση του εδάφους στο σεισμικό γεγονός.

2 Σεισμική Μόνωση

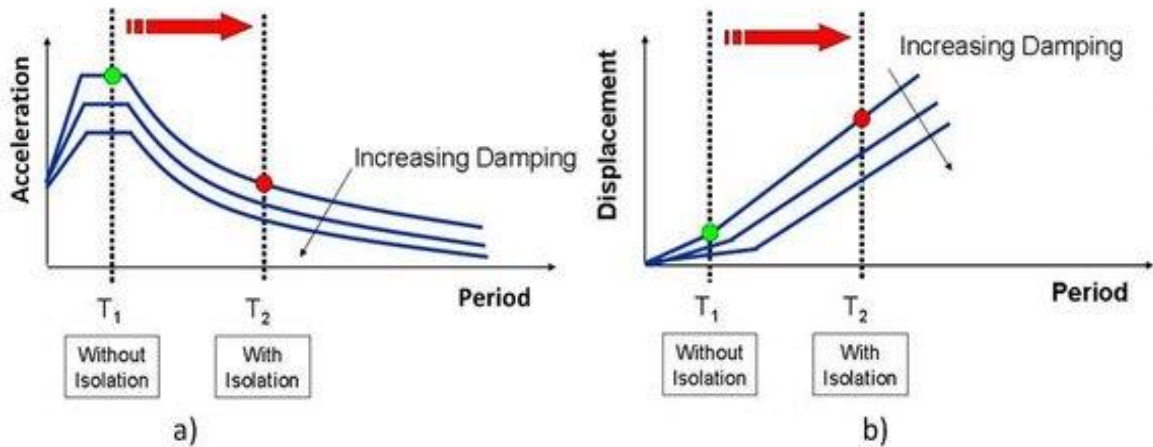
2.1 Τρόπος δράσης της Σεισμικής Μόνωσης

Η Σεισμική Μόνωση βασίζεται στην αποδέσμευση της υπερκείμενης κατασκευής ή μέρος της από την κίνηση του εδάφους κατά τη σεισμική διέγερση. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή ειδικών δομικών στοιχείων μειωμένης δυσκαμψίας, των εφεδράνων μεταξύ της κατασκευής και της στήριξης της. Έτσι, αφού ως γνωστό η ιδιοπερίοδος μιας κατασκευής είναι αντιστρόφως ανάλογη της δυσκαμψίας της, επιμηκύνονται οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής από το εύρος των ψηλών επιταχύνσεων της διέγερσης στις χαμηλότερες επιταχύνσεις.



Εικόνα 2.1: Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην αύξηση της ιδιοπεριόδου στο εύρος των χαμηλότερων φασματικών επιταχύνσεων.

Ωστόσο, λαμβάνοντας υπόψη το φάσμα των μετακινήσεων, η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής οδηγεί σε μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά την απόκριση της κατασκευής. Οι μεγάλες αυτές μετακινήσεις συμβαίνουν στο επίπεδο της μόνωσης, με την σχετική μετακίνηση των εφεδράνων, ενώ η υπερκείμενη κατασκευή ταλαντώνεται σαν σχεδόν απαραμόρφωτο σώμα. Η ανωδομή συμπεριφέρεται ελαστικά και σχεδιάζεται με $q=1$ και η πλαστιμότητα συγκεντρώνεται στο επίπεδο της μόνωσης, δηλαδή στα εφέδρανα.



Εικόνα 2.2: Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην επιμήκυνση της ιδιοπεριόδου και στην μείωση των φασματικών μεγεθών της επιτάχυνσης και της μετατόπισης.

Ακόμη ένα χαρακτηριστικό της σεισμικής μόνωσης είναι η αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής. Οι μηχανισμοί που συνήθως χρησιμοποιούνται βασίζονται είτε σε ανελαστική συμπεριφορά κάποιου υλικού (συνήθως χάλυβα ή μολύβδου), είτε σε συστήματα τριβής, είτε σε προσθήκη ιξώδους απόσβεσης, είτε σε συνδυασμό των παραπάνω.

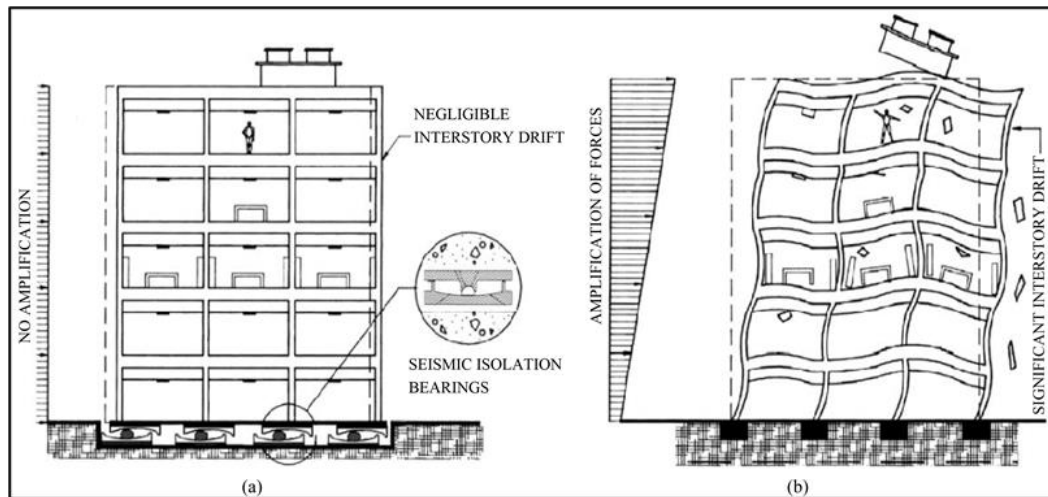
Έτσι, η αύξηση της απόσβεσης μειώνει την μέγιστη επιτάχυνση και την μέγιστη μετατόπιση της κατασκευής. Αυτό, σε θεωρητικό επίπεδο μεταφράζεται σε μείωση του φάσματος τόσο των επιταχύνσεων όσο και των μετακινήσεων.

Όσον αφορά στη σύγκριση της μεθόδου με τον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό, η κατανομή των δυνάμεων στις δύο μεθόδους παρουσιάζει θεμελιώδη διαφορά. Στον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό, η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης επιβάλλει τριγωνική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων καθ' ύψος της κατασκευής, σε αναλογία με την πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής. Από την άλλη, η απλοποιημένη γραμμική ανάλυση που χρησιμοποιείται για την ανάλυση μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, επιβάλλει ομοιόμορφα οριζόντια φορτία στους ορόφους που είναι ανάλογα της μάζας κάθε στάθμης. Χωρίς περισσότερη επέκταση στο υπολογιστικό κομμάτι στο παρόν στάδιο, αξίζει να αναφερθούν οι αριθμητικές σχέσεις ως προς επίρρωση του ανωτέρω.

$$F_i = Vd \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j} \quad (2.1)$$

$$F_i = m_i * S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (2.2)$$

Η εξίσωση 2.1 αφορά την μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής και η εξίσωση 2.2 αφορά την απλοποιημένη γραμμική ανάλυση μονωμένης κατασκευής. Παρατηρούμε την αύξηση των δυνάμεων καθ' ύψος της πακτωμένης κατασκευής λόγω της αναλογίας τους με το ύψος στάθμης, σε αντίθεση με τη γραμμική κατανομή στη μονωμένη, όπου κάθε όροφος ταλαντώνεται με την ίδια επιτάχυνση



Εικόνα 2.3: Κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος της κατασκευής.

Επίσης, αξίζει να αναφερθεί ότι η κεντρική ιδέα κάθε αντισεισμικής προσέγγισης είναι η ελαχιστοποίηση των επιπτώσεων της σεισμικής διέγερσης. Ωστόσο, ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός εστιάζει στην διαφύλαξη της ανθρώπινης ζωής και στην αποφυγή κατάρρευσης του δομήματος, ενώ δεν λαμβάνει υπόψη την διαφύλαξη του περιεχομένου της κατασκευής και τη διατήρηση της συνέχισης της λειτουργίας της μετά το πέρας του σεισμού. Ειδικότερα, η συνέχιση της λειτουργίας της κατασκευής μετά το σεισμό σχετίζεται με την ελαχιστοποίηση των βλαβών στα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής, δηλαδή στην μείωση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων. Περαιτέρω, η προστασία του περιεχομένου της κατασκευής σχετίζεται με την μείωση επιταχύνσεις των ορόφων που θέτουν σε ταλάντωση το περιεχόμενο τους. Στον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό ωστόσο, η αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής οδηγεί σε μείωση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων και σε αύξηση των επιταχύνσεων ορόφων, ενώ η μείωση της δυσκαμψίας, οδηγεί στα αντίστροφα αποτελέσματα. Αντιθέτως, η σεισμική μόνωση μειώνει τόσο τις σχετικές μετακινήσεις ορόφων όσο και τις επιταχύνσεις. Οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων μπορεί να είναι ακόμα και μικρότερες από την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (Peak Ground Acceleration PGA). Οι μετακινήσεις μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, αν και είναι μεγαλύτερες, αυτές συγκεντρώνονται στο σύστημα μόνωσης και η ανωδομή συμπεριφέρεται σαν σχεδόν απαραμόρφωτο σώμα. Έτσι, η σεισμική μόνωση προσφέρει καλύτερη σεισμική απόκριση στην κατασκευή.

Στον σύγχρονο κόσμο, η διακοπή της λειτουργίας μιας κατασκευής ή οι βλάβες στο περιεχόμενο της, μπορεί να έχουν πιο καταστροφικές επιπτώσεις από τις βλάβες που επέφερε ο σεισμός στον φορέα της. Αξίζει να αναλογιστεί κανείς την διακοπή της λειτουργίας κάποιου νοσοκομείου ή πυροσβεστικού σταθμού, λόγω βλαβών στον φορέα τους, ειδικά μετά από ένα ακραίο σεισμικό γεγονός, όπου είναι η στιγμή που χρειάζεται περισσότερο. Ή ακόμα την καταστροφή εκθεμάτων μουσείων ή ακριβών ιατρικών μηχανημάτων σε ένα χώρο υγείας. Όλα τα παραπάνω οφέλη της σεισμικής μόνωσης φυσικά επεκτείνονται και σε δομήματα με χρήση κατοικίας, γραφείων κλπ.

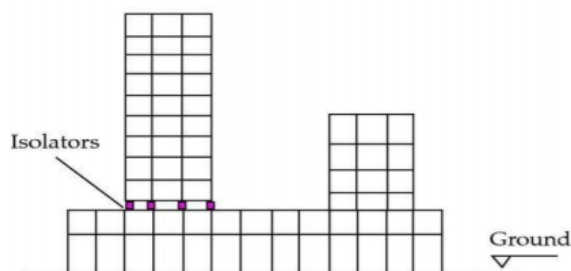
2.2 Πιθανές θέσεις τοποθέτησης της μόνωσης

Ακόμη ένα σημείο που αξίζει να σημειωθεί είναι οι θέσεις στις οποίες μπορεί να τοποθετηθεί η σεισμική μόνωση. Συνηθέστερο είναι στη βάση έδρασης του κτιρίου, εξ ου και ονομάζεται μόνωση βάσης ή base isolation στα αγγλικά. Ωστόσο, αυτό δεν είναι η μόνη λύση, κυρίως στις περιπτώσεις όπου το επίπεδο έδρασης του κτιρίου βρίσκεται κάτω από τη στάθμη του εδάφους, δηλαδή όταν υπάρχουν υπόγειοι όροφοι. Εκεί υπάρχει η δυνατότητα η σεισμική μόνωση να τοποθετηθεί είτε στην στάθμη έδρασης, είτε στη στάθμη του εδάφους. Στο πρώτο σενάριο, υπάρχει το μειονέκτημα ότι οι μονωτήρες παραλαμβάνουν μεγαλύτερο κατακόρυφο φορτίο με συνέπεια η διαστασιολόγησή τους να οδηγεί σε πιο δύσκαμπτα εφέδρανα, άρα μικρότερη επιμήκυνση της ιδιοπεριόδου. Επίσης, πιο δύσκαμπτα εφέδρανα σημαίνει ακριβότερα εφέδρανα το οποίο αυξάνει περισσότερο το ήδη αυξημένο αρχικό κόστος της κατασκευής. Στο δεύτερο σενάριο η διαφορετική κίνηση της ανωδομής με τους υπόγειους ορόφους επιβάλλει την ανάγκη για ειδικές πρόνοιες τόσο για τις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις όσο και για τις οδεύσεις ανθρώπων και οχημάτων, όπως ανελκυστήρες, κλιμακοστάσια και ράμπες. Στην πράξη υπάρχει μια τάση να προτιμάται η τοποθέτηση της μόνωσης στο επίπεδο του εδάφους λόγω του μειωμένου κόστους των εφεδράνων και λόγω του ότι συνήθως τα υπόγεια χρησιμοποιούνται ως χώροι στάθμευσης οι οποίοι δεν φιλοξενούν ακριβό εξοπλισμό άρα η ανάγκη για προστασία τους από μεγάλες επιταχύνσεις ορόφου δεν είναι επιτακτική. Περαιτέρω, αν το επιβάλλουν αρχιτεκτονικοί ή άλλοι λόγοι, η σεισμική μόνωση μπορεί να τοποθετηθεί σε ανώτερους ορόφους

Στο σημείο αυτό θα ήταν παράλειψη να μην σημειωθεί ότι η σεισμική μόνωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί και μεμονωμένα στον εξοπλισμό/περιεχόμενο μιας κατασκευής, όπως για παράδειγμα σε εκθέματα ενός μουσείου. Αυτό δεν είναι στους σκοπούς της παρούσας εργασίας και δεν γίνεται περαιτέρω αναφορά σε αυτή την περίπτωση.



Εικόνα 2.4 Πιθανές θέσεις τοποθέτησης της σεισμική μόνωσης.



Εικόνα 2.5 Παράδειγμα τοποθέτηση σεισμική μόνωσης σε ανώτερο όροφο.

2.3 Πλεονεκτήματα της Σεισμικής Μόνωσης

Η απόκριση μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής υπερέρχει σε αρκετούς τομείς μιας συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Τα πλεονεκτήματα αυτά έχουν να κάνουν με την σύγκριση των δύο μεθόδων και την υπεροχή της σεισμικής μόνωσης σε σχέση με την ισχύουσα αντισεισμική προσέγγιση.

Αρχικά, μειώνονται οι επιταχύνσεις με τις οποίες ταλαντώνεται η κατασκευή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τις μειωμένες τέμνουσες βάσης και τα μειωμένα σεισμικά μεγέθη στα μέλη της κατασκευής. Όσον αφορά το περιεχόμενο της κατασκευής, αυτό προστατεύεται σε μεγαλύτερο βαθμό αφού οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων μπορεί να είναι ακόμα και μικρότερες από την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους.

Περαιτέρω, όπως αναφέρθηκε και στην Ενότητα 2.1 μειώνονται οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων και συνάμα τα drift (όπου drift εννοείται η ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου στο ύψος του ορόφου). Αυτό γίνεται λόγω της μειωμένης στοιβαρότητας του συστήματος μόνωσης σε σχέση με την ανωδομή, με αποτέλεσμα οι μεγάλες μετακινήσεις να συμβαίνουν στα εφέδρανα ενώ η υπερκείμενη κατασκευή να εκτελεί κίνηση που ομοιάζει με στερεού σώματος. Ως αποτέλεσμα, μειώνονται οι βλάβες σε δομικά και μη δομικά μέλη της κατασκευής, όπως τοιχοποιίες, ευαίσθητα διαχωριστικά, υαλοπίνακες, κουφώματα κλπ.

Ακόμη ένα σημείο που αξίζει να σημειωθεί έχει να κάνει με τα στρεπτικά φαινόμενα της ανωδομής. Δηλαδή, ο σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης μπορεί να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε το κέντρο δυσκαμψίας του να συμπίπτει με το κέντρο μάζας της ανωδομής και να εξαλείφονται τα στρεπτικά φαινόμενα από την κίνηση της κατασκευής.

Συνάμα, οι μηχανισμοί απορρόφησης ενέργειας και τα σημεία πλαστικοποίησης του φορέα είναι συγκεντρωμένα στο επίπεδο της μόνωσης αντί διασκορπισμένα σε όλη την κατασκευή. Ως απότοκο, ο σχεδιασμός τους, η πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους, η επίβλεψη και η συντήρηση-αντικατάστασή τους γίνεται πολύ πιο εύκολα. Αν επεκταθεί η παραπάνω αντίληψη στο επίπεδο της ανωδομής, μειώνονται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας και οι ικανοτικοί σχεδιασμοί, αφού συμπεριφέρεται ελαστικά.

Θα ήταν παράλειψη αν εκτός των προαναφερθέντων δεν αναφέρονταν και τα πλεονεκτήματα της μεθόδου που δεν αφορούν τον τρόπο απόκρισης. Συγκεκριμένα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατασκευαστικές μέθοδοι που αποφεύγονται σε σεισμογενείς περιοχές, όπως για παράδειγμα το προεντεταμένο σκυρόδεμα που δεν έχει μεγάλη πλαστιμότητα. [Komodromos P., 2000] Όσον αφορά τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, η μειωμένη απαίτηση σε σεισμικά φορτία επιτρέπει μεγαλύτερα ανοίγματα στις κατασκευές και μεγαλύτερους ελεύθερους χώρους, χωρίς την παρουσία δάσους υποστυλωμάτων. Ως προς επίρρωση του παραπάνω, μπορεί να αναλογιστεί κανείς το νέο Μουσείο της Ακρόπολης που είναι σεισμικά μονωμένο και, εκτός των άλλων προτερημάτων, έχει μεγάλα ανοίγματα για απρόσκοπτη θέα προς τον βράχο της Ακρόπολης.

2.4 Προϋποθέσεις και Περιορισμοί Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης

Η σεισμική μόνωση για να είναι αποδοτική χρειάζεται να χρησιμοποιείται σε δύσκαμπτα κτίρια. Τα εύκαμπτα κτίρια έχουν τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους τους ήδη στο εύρος του φάσματος επιταχύνσεων με τις μικρότερες επιταχύνσεις, οπότε μια μετατόπιση της ιδιοπεριόδου τους πιθανόν να μην έχει ανάλογη μείωση της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης. Δηλαδή, με απλά λόγια, η χρήση της είναι αποδοτική σε κτίρια μικρού και μεσαίου ύψους, μέχρι 8-10 ορόφους. Επίσης, στα ψηλά κτίρια, συνήθως είναι κρισιμότερα τα φορτία του ανέμου, επομένως η χρήση της δεν έχει θετικά αποτελέσματα. Περαιτέρω, οι μονωτήρες δεν είναι σχεδιασμένοι για να παραλαμβάνουν εφελκυστικά φορτία και πιθανό ανασήκωμα του πρέπει να αποφεύγεται. Αυτό συνήθως συμβαίνει σε κτίρια με ψηλό λόγο ύψους προς πλάτος, όπου και οι ροπές ανατροπής είναι μεγαλύτερες.

Ένας ακόμη παράγοντας που περιορίζει της χρήση της σεισμικής μόνωσης είναι η απουσία ελεύθερου χώρου για τις σχετικές μεγάλες μετακινήσεις στην ταλάντωση της κατασκευής, του οποίου η ύπαρξη πρέπει να διασφαλίζεται σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Αφενός σε πυκνοδομημένα αστικά κέντρα όπου η ύπαρξη του ελεύθερου χώρου ταλάντωσης δεν είναι εγγυημένη σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και αφετέρου σε μικρά οικοπέδα που ακόμη και η μικρότερη μείωση στο εμβαδό κάλυψης να μην είναι οικονομικά συμφέρουσα πιθανόν να μην μπορεί να εφαρμοστεί η σεισμική μόνωση.

Ακόμα αξίζει να συζητηθούν η σεισμικότητα και τα χαρακτηριστικά της περιοχής. Είναι προφανές ότι σε μια περιοχή με χαμηλή σεισμικότητα η αναγκαιότητα τέτοιας αντισεισμικής προσέγγισης είναι μικρή. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι αποδοτικότερη σε σκληρά εδάφη παρά σε μαλακά, ενώ σε περιοχές με ιστορικό σεισμών κοντινού πεδίου μπορεί να υπάρξουν μεγαλύτερες μετακινήσεις από τις αναμενόμενες.

2.5 Οικονομικές Πτυχές της Σεισμικής Μόνωσης

Το αρχικό κόστος μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής είναι μεγαλύτερο σε σχέση με μια συμβατικά θεμελιωμένη, ωστόσο εγγυάται μακροχρόνιες οικονομίες. Αυτές προέρχονται από την μείωση των σεισμικών βλαβών στα φέροντα και μη φέροντα μέλη, στην καλύτερη προστασία του περιεχομένου της κατασκευής και στη διαφύλαξη της συνέχισης χρήσης της κατασκευής αμέσως μετά το σεισμικό γεγονός. Σε μια νέα οικοδομή, η χρήση σεισμικής μόνωσης μπορεί να αυξήσει το κόστος της 1-5% [Mayes et al., 1990].

Η ακριβής οικονομική σύγκριση μιας κατασκευής με τις δύο αυτές μεθόδους είναι δύσκολη να προσδιοριστεί λόγω των βλαβών που επιτρέπει η κάθε μία. Ειδικότερα, για την αποδοχή του ίδιου επιπέδου βλαβών στις δύο κατασκευές, η σεισμική μόνωση θα προέκυπτε ως φθηνότερη λύση. Ωστόσο, σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι να προσδώσει καλύτερη σεισμική συμπεριφορά στην κατασκευή, επομένως επιτρέπει λιγότερες βλάβες και γι' αυτό προκύπτει ως σχετικά ακριβότερη λύση.

Όσον αφορά παράγοντες που αυξάνουν το κόστος της σεισμικής μόνωσης μπορεί να θεωρηθεί η ανάγκη για συχνή επιθεώρηση και αντικατάσταση των εφεδράνων. Ακόμη, μπορεί να χρειαστούν επιπρόσθετα δομικά στοιχεία για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης, όπως ενιαία πλάκα μεγάλου πάχους στη στάθμη της μόνωσης που θα προσδίδει τη διαφραγματική λειτουργία και τοίχοι αντιστήριξης των υπογείων που θα φιλοξενούν τις σχετικές μετακινήσεις. Αντιθέτως, στους παράγοντες που αποσβένουν το κόστος της σεισμικής μόνωσης μπορεί να θεωρηθεί το γεγονός ότι κάποιες ασφαλιστικές εταιρείες λαμβάνουν υπόψη τους την καλύτερη σεισμική συμπεριφορά και μειώνουν τα ποσά που απαιτούν για ασφάλιση. [Komodromos P., 2000]

2.6 Γενικές Διατάξεις Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8

Διατάξεις που αφορούν τα στοιχεία μόνωσης:

- Εξασφάλιση επαρκούς χώρου για επιθεώρηση, συντήρηση και αντικατάσταση των στοιχείων κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
- Τα στοιχεία μόνωσης θα πρέπει να προστατεύονται από πιθανές επικίνδυνες επιδράσεις, όπως πυρκαγιά και χημική ή βιολογική προσβολή.
- Τα υλικά που χρησιμοποιούνται κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των στοιχείων μόνωσης θα πρέπει να συμμορφώνονται με τα υπάρχοντα αντίστοιχα πρότυπα.

Διατάξεις για τον έλεγχο των ανεπιθύμητων κινήσεων:

- Το κέντρο της ενεργού δυσκαμψίας και το κέντρο απόσβεσης του συστήματος μόνωσης θα πρέπει να είναι όσο πιο κοντά γίνεται στην προβολή του κέντρου μάζας στη στάθμη της μόνωσης για την ελαχιστοποίηση των στρεπτικών φαινομένων.
- Η θλιπτική τάση που προκαλείται στις συσκευές μόνωσης από τις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να είναι όσο πιο ομοιόμορφη γίνεται για την ελαχιστοποίηση της διαφορετικής συμπεριφοράς μεταξύ των μονωτήρων.
- Το σύστημα της σεισμικής μόνωσης πρέπει να με τέτοιο τρόπο που οι κραδασμοί να ελέγχονται από κατάλληλα μέσα. Δηλαδή να αποτρέπονται πιθανές επιδράσεις των κραδασμών μέσω κατάλληλων διατάξεων (απορροφητήρες κραδασμών, αποσβεστήρες κτλ)
- Οι συσκευές χρειάζεται να σταθεροποιούνται τόσο στην ανωδομή όσο και στην υποδομή.

Διατάξεις για τον έλεγχο των διαφορικών σεισμικών κινήσεων:

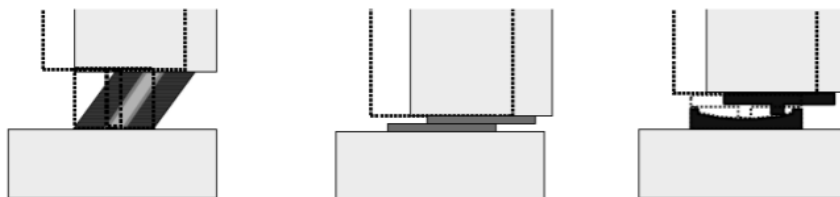
- Τα στοιχεία του φορέα που βρίσκονται κάτω και πάνω από τη στάθμη της μόνωσης θα πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση, ώστε να μειώνονται οι επιδράσεις των διαφορικών εδαφικών μετακινήσεων κατά τη σεισμική διέγερση. Αυτό ικανοποιείται για τα κτίρια αν ικανοποιούνται όλα τα ακόλουθα:
 - Δύσκαμπτο διάφραγμα πάνω και κάτω από το σύστημα μόνωσης, αποτελούμενο από οπλισμένη πλάκα από σκυρόδεμα ή από πλέγμα διασταυρωμένων δοκών σύνδεσης, σχεδιασμένο έτσι ώστε να λαμβάνει υπόψη όλες τις τοπικές και γενικευμένες μορφές λυγισμού.
 - Οι συσκευές, που αποτελούν το σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι στερεωμένες και στα δύο άκρα στα δύσκαμπτα διαφράγματα, είτε απευθείας ή μέσω κατακόρυφων στοιχείων, η σχετική οριζόντια μετακίνηση των οποίων κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού δεν θα πρέπει να είναι χαμηλότερη από το 1/20 της σχετικής μετακίνησης του συστήματος μόνωσης.

Διατάξεις για τον έλεγχο των μετακινήσεων σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος και κατασκευές:

- Χρειάζεται να προνοείται επαρκής ελεύθερος χώρος ανάμεσα στη μονωμένη ανωδομή και το περιβάλλον έδαφος ή κατασκευές, για μετακίνηση της κατασκευής προς όλες τις κατευθύνσεις κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

3 Είδη Σεισμικής Μόνωσης

Η σεισμική μόνωση αποσκοπεί στην μείωση των σεισμικών φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή. Αυτό μπορεί να γίνει με αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, με αύξηση της αποσβενόμενης ενέργειας ή με συνδυασμό των παραπάνω. Έτσι υπάρχουν συστήματα μείωσης της δυσκαμψίας της κατασκευής, συστήματα αύξησης της απόσβεσης και συστήματα ταυτόχρονης μείωσης της δυσκαμψίας και αύξησης της απόσβεσης. Τα εφεδράνα αποτελούν συστήματα μείωσης της δυσκαμψίας της κατασκευής ή ταυτόχρονης μείωσης της δυσκαμψίας και αύξησης της απόσβεσης.



Εικόνα 3.1 Τύποι εφεδράνων α. ελαστομεταλλικό εφεδράνο πυρήνα μολύβδου β. εφεδράνο τριβής επίπεδης επιφάνειας γ. εφεδράνο τριβής κοίλης επιφάνειας.

3.1 Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα αποτελούνται από επάλληλους εναλλασσόμενους μεταλλικούς δίσκους και στρώσεις ελαστομερούς υλικού και έχουν μορφή πρίσματος κυκλικής ή ορθογωνικής κάτοψης. Η προσθήκη των μεταλλικών δίσκων προσδίδει αυξημένη κατακόρυφη δυσκαμψία. Φέρει εκατέρωθεν βάσεις στήριξης από χάλυβα για την αγκύρωση του στην ανωδομή και την υποδομή. Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης είναι συστήματα μείωσης της οριζόντιας δυσκαμψίας ενώ οι άλλοι δύο τύποι ελαστομεταλλικών εφεδράνων που αναφέρονται πιο κάτω συνδυάζουν μείωση δυσκαμψίας και αύξηση της απόσβεσης.

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα που χρησιμοποιούνται στα τεχνικά έργα είναι 3 τύπων: ελαστομεταλλικά εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearing, LDRB), ελαστικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearing, HDRB) και ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearing, LRB).

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης συνήθως συνδυάζονται με κάποιο τύπο αποσβεστήρων για την απορρόφηση ενέργειας.

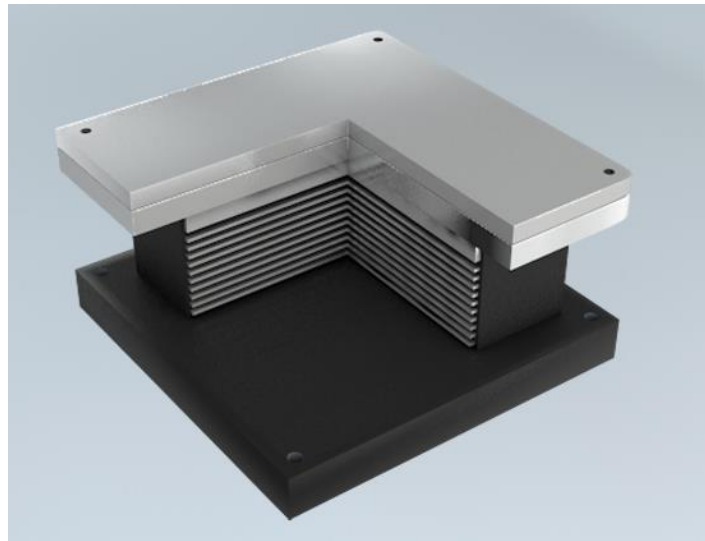
Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης HDRB είναι κατασκευασμένα από ειδική σύνθεση ελαστομερούς μείγματος που τους προσδίδει την αυξημένη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Η τιμή της απόσβεσης τους κυμαίνεται στο 10-20%.

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου LRB αποτελούν εξέλιξη των απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Το ελαστομερές τους είναι από φυσικό καουτσούκ και στο κέντρο τους τοποθετείται πυρήνας μολύβδου. Ο μολύβδος προσδίδει στο εφεδράνα την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και την υψηλή ελαστική δυσκαμψία. Όταν στο εφεδράνο ασκείται οριζόντια δύναμη οι μεταλλικές πλάκες του εφεδράνου μετακινούνται οριζόντια και υποβάλλουν τον πυρήνα μολύβδου σε διάτμηση. Ο μολύβδος έχει χαμηλή τάση διαρροής σε διάτμηση (περίπου 10 MPa) και έτσι τα εφεδράνα αυτού του τύπου έχουν διγραμμική ελαστοπλαστική συμπεριφορά με μεγάλη απόσβεση. Χαρακτηριστικά βλέπουμε αυτή τη συμπεριφορά του πυρήνα μολύβδου στην εικόνα 3.4 λόγω της διαρροής σε διάτμηση.

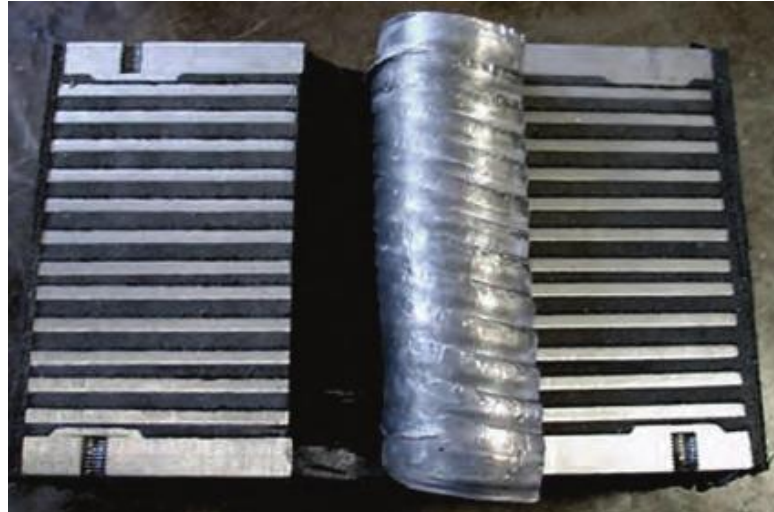
Στην εικόνα 3.5 βλέπουμε τους βρόγχους υστέρησης των τριών τύπων ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Χαρακτηριστικά παρατηρούμε το μικρό εμβαδό κάτω από τον βρόγχο του LDRB, που υποδεικνύει την μικρή αποσβενόμενη ενέργεια σε ένα κύκλο.



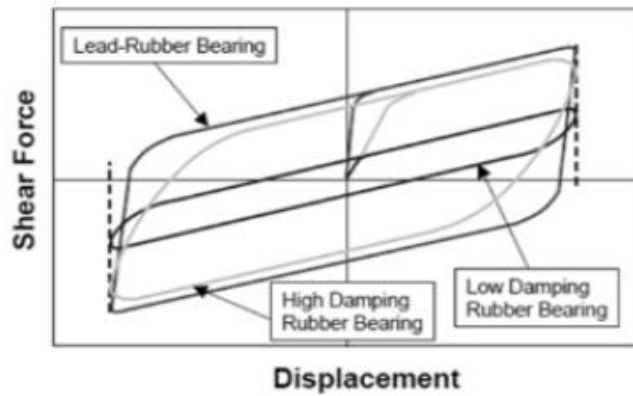
Εικόνα 3.2 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearing, LRB).



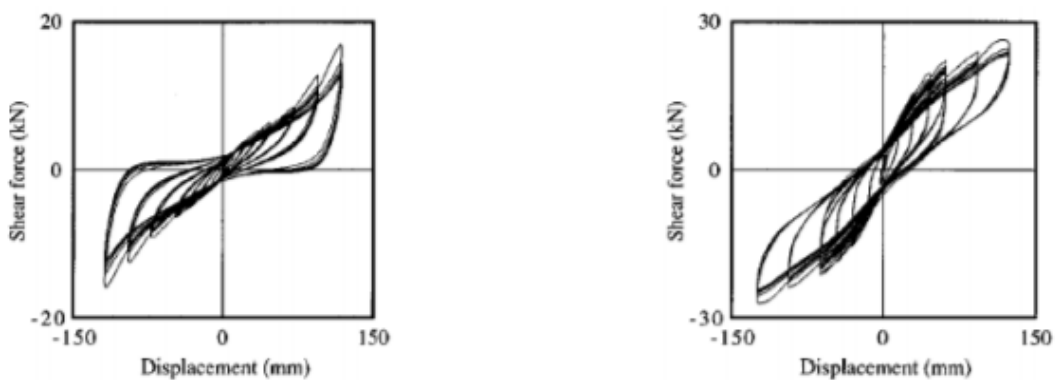
Εικόνα 3.3 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearing, HDRB).



Εικόνα 3.4 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο πυρήνα μολύβδου μετά τη διαρροή και μόνιμη παραμόρφωση του μολύβδου.



Εικόνα 3.5 Βρόγχοι υστέρησης των τριών τύπων ελαστομεταλλικών εφεδράνων.



Εικόνα 3.6 Βρόγχοι υστέρησης ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (αριστερά) και σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (δεξιά).

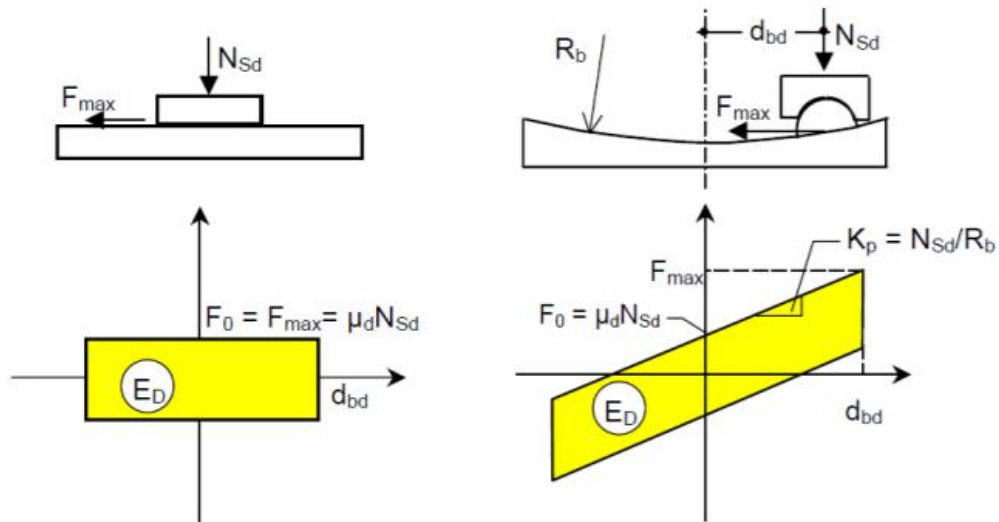
3.2 Εφέδρανα τριβής

Κεντρική θεώρηση των εφεδράνων τριβής είναι ένα σώμα το οποίο ολισθαίνει πάνω σε μία βάση, όταν η οριζόντια δύναμη που δέχεται υπερβεί την στατική τριβή. Τα συστήματα αυτά μειώνουν την δυσκαμψία της κατασκευής και αποσβένουν ενέργεια μέσω της τριβής. Ωστόσο, υπάρχουν περιπτώσεις όπου χρησιμοποιείται λιπαντικό στις επιφάνειες επαφής, αποδίδοντας χαμηλό συντελεστή τριβής και έτσι αυτά τα εφέδρανα προσδίδουν μόνο μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής.

Τα εφέδρανα ολισθήσεως, όπως διαφορετικά ονομάζονται, χωρίζονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα της κυρτότητας της επιφάνειας ολίσθησης. Έτσι υπάρχουν τα εφέδρανα τριβής επίπεδης επιφάνειας (Friction Sliding System, FSS) και τα εφέδρανα τριβής κοίλης επιφάνειας (Friction Pendulum System FPS).

Όσον αφορά τα πρώτα, η συμπεριφορά τους είναι γραμμική μέχρι την υπέρβαση της στατικής τριβής. Ακολούθως, έπεται η ολίσθηση και η τιμή της οριζόντιας δύναμης δεν αυξάνει περισσότερο, θέτοντας ένα άνω όριο στη δύναμη που μεταφέρεται στην υπερκείμενη κατασκευή. Περαιτέρω, αυτά τα εφέδρανα δε διαθέτουν δυνάμεις επαναφοράς, επομένως χρειάζεται να συνδυάζονται με άλλα συστήματα για επαναφορά της κατασκευής στην αρχική θέση ισορροπίας.

Τα εφέδρανα τριβής κοίλης επιφάνειας εκτελούν κίνηση αντίστοιχη του εκκρεμούς και διαθέτουν τη δυνατότητα για επαναφορά στην αρχική τους θέση με το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Η οριζόντια δυσκαμψία τους είναι ανάλογη του βάρους της κατασκευής, ενώ η ιδιοπερίοδος τους δεν εξαρτάται από την μάζα της κατασκευής αλλά είναι ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας. Αποτελούνται από τρία μέρη: τον κοίλο δίσκο έδρασης, τον δίσκο έδρασης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης και από το ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης.



Εικόνα 3.7 Εφέδρανα τριβής επίπεδης και κοίλης επιφάνειας. Στα διαγράμματα φαίνεται η σχέση δύναμης-μετατόπισης για τον κάθε τύπο.

3.3 Συστήματα Αύξησης της Απόσβεσης

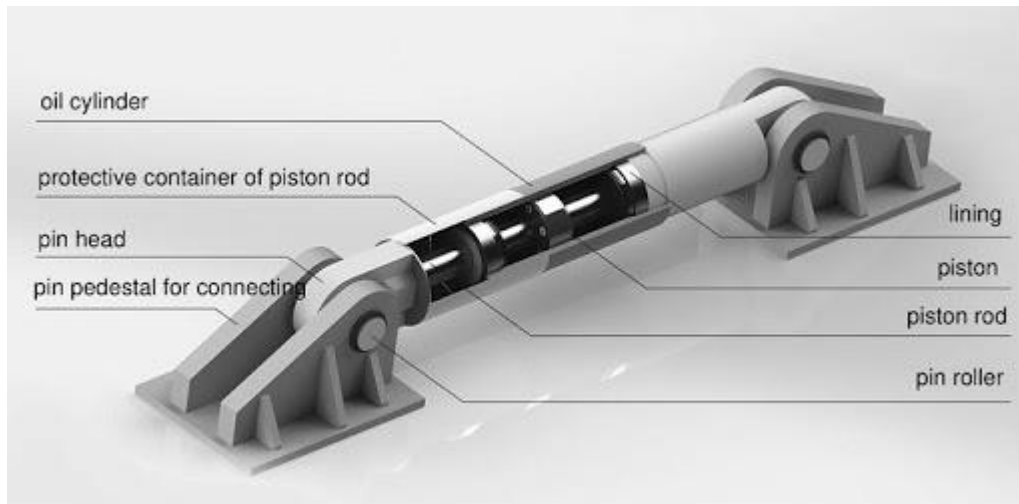
Αυτά τα συστήματα αποσκοπούν στην κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας ώστε να μειώνονται οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις. Ο μηχανισμός μέσω του οποίου πραγματοποιείται αυτό είναι η παραμόρφωση κάποιου υλικού πέραν του ορίου διαρροής του (συνήθως μολύβδος ή χάλυβας), η τριβή μεταξύ δύο επιφανειών όπως εξηγήθηκε στα εφεδράνα τριβής στην προηγούμενη ενότητα, η ιξώδες απόσβεση ή συνδυασμός των παραπάνω.

Πέραν των εφεδράνων που εκτός από αύξηση της απόσβεσης προσδίδουν και αύξηση της ιδιοπεριόδου, ευρέως διαδεδομένοι είναι οι αποσβεστήρες ιξώδους απόσβεσης. Βασίζονται στην αρχή ότι ένα έμβολο ή μια επιφάνεια κινείται μέσα σε ένα παχύρευστο υγρό και δέχεται δυνάμεις ανάλογες της ταχύτητας του/της μέσα σε αυτό. Επίσης αξίζει να σημειωθεί ότι σε αντίθεση με τους χάλυβδινους αποσβεστήρες που αναφέρονται στη συνέχεια, οι ιξώδεις αποσβεστήρες δεν έχουν καμία επίδραση στην παραμένουσα παραμόρφωση.

Οι χάλυβδινι αποσβεστήρες αποτελούν μέλη με μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από τα συνήθη μεταλλικά μέλη κατασκευών και απορροφούν ενέργεια μέσω της πλαστικοποίησης τους. Ωστόσο, έχουν το αρνητικό ότι εισάγουν μη γραμμικότητες στην ανάλυση της κατά τα άλλα ελαστικής κατασκευής και περιπλέκουν την ανάλυση. Επίσης η ανελαστική παραμόρφωση τους επιφέρει αύξηση των παραμενουσών παραμορφώσεων.



Εικόνα 3.8 Αποσβεστήρας ιξώδους απόσβεσης σε κτιριακό έργο.



Εικόνα 3.9 Μέρη αποσβεστήρας ιξώδους απόσβεσης.

3.4 Χαρακτηριστικά Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται έχουν τα εξής βασικά χαρακτηριστικά:

- Υψηλή αρχική δυσκαμψία (ελαστική δυσκαμψία), ώστε για μικρές οριζόντιες φορτίσεις (πχ ανεμοφόρτιση), το σύστημα μόνωσης να έχει αμελητέα παραμόρφωση.
- Χαμηλή μετελαστική δυσκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο για επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου.
- Υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση.
- Ικανότητα απόσβεσης ενέργειας, για περιορισμό των μετακινήσεων των εφεδράνων.
- Ευστάθεια και ασφάλεια για την οριζόντια μετακίνηση σχεδιασμού.
- Επαρκώς σταθερές ιδιότητες υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.
- Ικανότητα επαναφοράς στην αρχική θέση ισορροπίας με το πέρας της σεισμικής διέγερσης.

4 Σεισμική Μόνωση ανά τον Κόσμο

4.1 Εισαγωγή

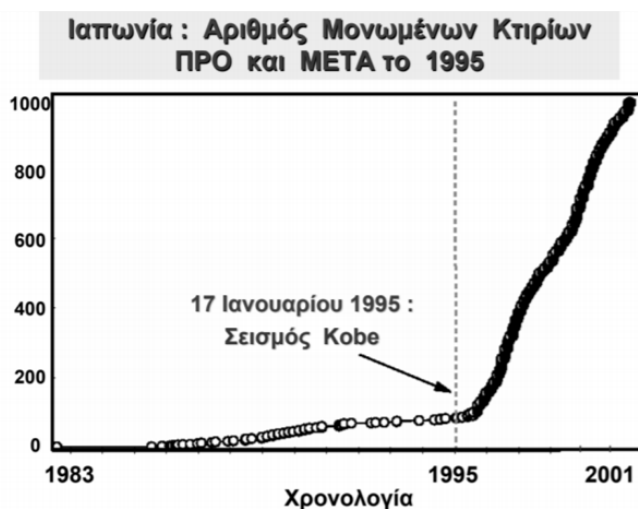
Στο παρόν κεφάλαιο αρχικά γίνεται μια σύγκριση της εφαρμογής της τεχνολογίας της σεισμικής μόνωσης στην Ιαπωνία και την Αμερική με κάποια αριθμητικά δεδομένα. Ο λόγος που επιλέγεται να παρουσιαστούν εδώ τα συγκεκριμένα αποτελέσματα ερευνών αφορά το γεγονός ότι αυτές οι δύο χώρες αφενός έχουν τους μεγαλύτερους σεισμούς ανά τον κόσμο, αφετέρου είναι από τις δύο πιο ανεπτυγμένες χώρες στον τομέα της αντισεισμικής τεχνολογίας.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένα παράδειγμα κτιρίου που αποτελεί εξαίρεση στον «κανόνα» ότι τα σεισμικά μονωμένα κτίρια έχουν μεγαλύτερο αρχικό κόστος (όπως εξηγήθηκε στην ενότητα 2.5 «Οικονομικές Πτυχές της Σεισμικής Μόνωσης»). Επίσης, παρουσιάζονται παραδείγματα από την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε διάφορες χώρες, μεταξύ των οποίων η Ελλάδα και η Κύπρος.

4.2 Σύγκριση Έκτασης Εφαρμογής σε Ιαπωνία και ΗΠΑ

Ο αριθμός των σεισμικά μονωμένων κτιρίων στην Ασία, και ειδικότερα στην Ιαπωνία, υπερβαίνει κατά πολύ τον αριθμό των αντίστοιχων κτιρίων στις ΗΠΑ. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με δεδομένα του 2010 στην Ιαπωνία υπάρχουν περισσότερα από 1000 κτίρια, ενώ στις ΗΠΑ είναι κάπου στα 100. Αντίθετα με την χρήση στην Ιαπωνία, η εφαρμογή της τεχνολογίας στην Αμερική παραμένει μόνο σε δημόσια κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας όπως νοσοκομεία, δημαρχεία κλπ. Επίσης στην Ιαπωνία περισσότερα από τα μισά κτίρια αφορούν χρήση κατοικίας και γραφείου. (δεδομένα 2010) [T. C. Becker , S. Furukawa. et al.] [2010].

Στο γράφημα που ακολουθεί παρατηρούμε την άνθηση της τεχνολογίας της σεισμικής μόνωσης στην Ιαπωνία μετά τις καταστροφικές συνέπειες του σεισμού του Kobe το 1995.



Εικόνα 4.1 Γράφημα με δεδομένα πλήθους σεισμικά μονωμένων κτιρίων στην Ιαπωνία πριν και μετά τον καταστροφικό σεισμό του Kobe, 1995. [Gazetas G., Koumoussis V., 2007]

4.3 Το Παράδειγμα του Fire Command and Control Facility, LA, USA

Το συγκεκριμένο παράδειγμα αποτελεί μια από τις εξαιρέσεις του «κανόνα» ότι τα σεισμικά μονωμένα κτίρια έχουν μεγαλύτερο αρχικό κόστος (όπως εξηγήθηκε στην ενότητα 2.5 «Οικονομικές Πτυχές της Σεισμικής Μόνωσης».)

Για το κτίριο Fire Command and Control Facility του Los Angeles στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής, που κτίστηκε το 1989, έγινε λεπτομερής σύγκριση του κόστους για ανέγερση της κατασκευής με συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό και με σεισμική μόνωση. Σε αυτό το κτίριο, υπήρχε η απαίτηση να διασφαλίζεται η συνέχιση της λειτουργίας του μετά από το μεγαλύτερο πιθανό σεισμό βάσει καταγραφών της περιοχής. Στη σύγκριση αυτή βρέθηκε ότι η σεισμικά μονωμένη κατασκευή θα κόστιζε 6% λιγότερα από την συμβατικά εδραζόμενη. Ειδικότερα, η μεγάλη διαφορά στο κόστος προέκυπτε από τις απαιτήσεις για τον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό, λόγω των μικρότερων σεισμικών φορτίων που δεχόταν η κατασκευή. [Anderson T.L.], [Komodromos P., 2010]

Άρα παρατηρούμε ότι το μειωμένο κόστος προέκυπτε από το γεγονός ότι η μείωση στο κόστος των ΗΜ εγκαταστάσεων ήταν μεγαλύτερη από την αύξηση στο κόστος του φέροντα οργανισμού. Εδώ αξίζει να γίνει η υπενθύμιση ότι στο κόστος του μονωμένου φέροντα οργανισμού υπολογίζεται το κόστος των εφεδράνων.

4.4 Νέο Μουσείο Ακρόπολης

Το Νέο Μουσείο Ακρόπολης είναι κατασκευασμένο με την μέθοδο της σεισμικής μόνωσης. Συγκεκριμένα είναι ένα τριώροφο κτίριο στο οποίο χρησιμοποιούνται 92 εφέντρανα τριβής κοίλης επιφάνειας για την αντισεισμική θωράκιση του. Πέραν της αντισεισμικής προστασίας που προσδίδει τόσο στο κτίριο όσο και στο περιεχόμενό του, η χρήση της σεισμικής μόνωσης επέτρεψε στους αρχιτέκτονες τα μεγάλα ανοίγματα για την απρόσκοπτη θέα προς τον βράχο της Ακρόπολης.



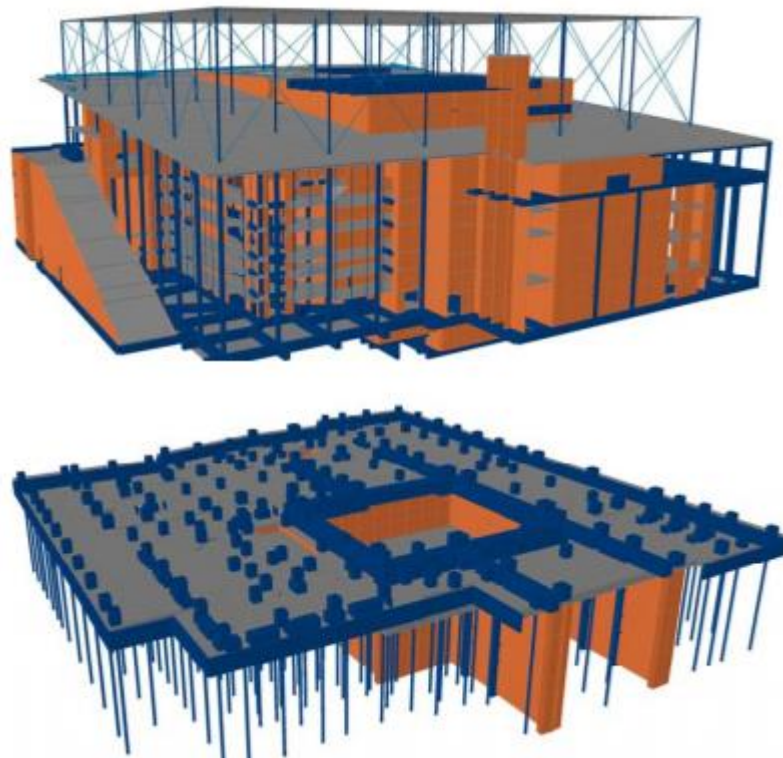
Εικόνα 4.2 Το υπό ανέγερση Νέο Μουσείο της Ακρόπολης.

4.5 Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος

Το Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος αποτελείται από δύο κτίρια: τη Λυρική Σκηνή και την Εθνική Βιβλιοθήκη. Τα κτίρια είναι κατασκευασμένα από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με σεισμικούς αρμούς όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3 . Συνολικά τοποθετούνται 172 και 151 εφέδρανα τριβής κοίλης επιφάνειας (FPS) σε ανεστραμμένη διάταξη για τα κτίρια της Λυρικής Σκηνής και της Βιβλιοθήκης αντίστοιχα.



Εικόνα 4.3 Το Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος.



Εικόνα 4.4 Το μοντέλο του κτιρίου της Λυρικής Σκηνής στο στατικό πρόγραμμα ETABS.

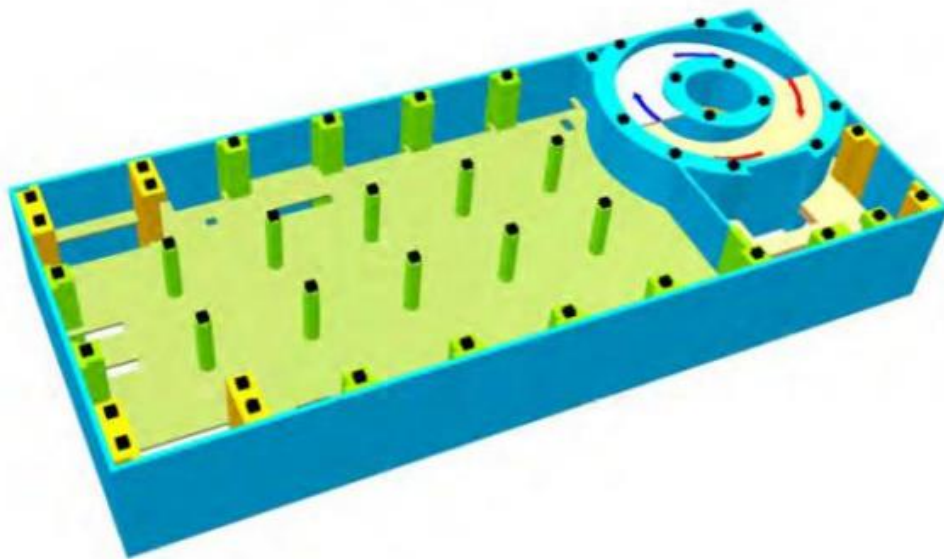
4.6 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών



Εικόνα 4.5 Η στάθμη της σεισμικής μόνωσης στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών στη φάση ανέγερσης. Διακρίνεται το δικτύωμα που προσδίδει τη διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο κάτω από την μόνωση (46 εφέδρανα τριβής FPS).



Εικόνα 4.6 Η στάθμη της σεισμικής μόνωσης στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών. Η οπλισμένη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάνω από τους μονωτήρες και το δικτύωμα από χαλύβδινα μέλη κάτω από τους μονωτήρες προσδίδουν την απαιτούμενη διαφραγματική λειτουργία.



Εικόνα 4.7 Διάγραμμα στάθμη σεισμικής μόνωσης στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών με τις θέσεις των εφεδράνων. Στο συγκεκριμένο κτίριο η σεισμική μόνωση αφορά την υπέργεια οικοδομή και τα εφέδρανα τοποθετούνται στη στέψη των δομικών στοιχείων του υπογείου.



Εικόνα 4.8 Εξωτερική άποψη της Ωνάσειου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών. Διακρίνουμε ότι το κτίριο είναι δύσκαμπτο (χαμηλού έως μεσαίου ύψους), επομένως είναι αποτελεσματική η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης.

4.7 Άλλα Παραδείγματα στην Ελλάδα

Πέραν των δύο προαναφερθέντων παραδειγμάτων υπάρχουν ακόμα κάποιες σεισμικά μονωμένες κατασκευές στην Ελλάδα:

- Στο θόλο στέγασης του Σταδίου Ειρήνης και Φιλίας έχουν τοποθετηθεί εφεδρανα τριβής επίπεδης επιφάνειας FSS και αποσβεστήρες.
- Στις δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα έχουν τοποθετηθεί εφεδρανα τριβής κοίλης επιφάνειας FPS.
- Ευρεία χρήση σε οδικές γέφυρες.



Εικόνα 4.9 Η στάθμη της σεισμικής μόνωσης στις δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου αερίου στη Ρεβυθούσα.



Εικόνα 4.10 Εγκατάσταση εφεδράνων στα βάθρα οδικής γέφυρας στο τμήμα Σταλίδα-Μάλια, Κρήτη.

4.8 Παραδείγματα στην Κύπρο

Στην Κύπρο υπάρχει περιορισμένος αριθμός εφαρμογών της τεχνολογίας της σεισμικής μόνωσης, κυρίως σε γέφυρες αυτοκινητοδρόμων και εμπορικά ή δημόσια κτήρια.

(1) Mall of Cyprus

Εμπορικό κέντρο με φορέα υπογείου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και ανωδομή από μεταλλική κατασκευή. Τα εφέδρανα τύπου ελαστομεταλλικά με υψηλή απόσβεση (High Damping Rubber Bearings) είναι τοποθετημένα στη στέψη των υποστυλωμάτων του υπογείου και σεισμικά μονωμένη είναι μόνο η ανωδομή του κτιρίου.



Εικόνα 4.11 Φωτογραφίες από το σύστημα σεισμικής μόνωσης στο Mall of Cyprus.

(2) ITTL – Trade Tourist & Leisure Park

Αποτελεί διάφορη μεταλλική κατασκευή με υπόγειο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Φέρει ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings, HDRB) στις στέψεις των τοιχίων και εφέδρανα τριβής κούλης επιφάνειας (Friction Pendulum System, FPS)



Εικόνα 4.12 Το κτίριο που στεγάζεται η εταιρεία ITTL – Trade Tourist & Leisure Park.



Εικόνα 4.13 Το κτίριο που στεγάζονται οι εστίες SIX του Πανεπιστημίου Λευκωσίας.

(3) SIX – University of Nicosia UNIC Residences

Αποτελείται από πύργους με χρήση φοιτητικών εστιών που στην ανώτερη στάθμη έχουν ενιαίο όροφο εδραζόμενο σε δύο από τους πύργους. Η μόνωση αφορά τον ανώτερο, ενιαίο όροφο που αποτελεί μεταλλική κατασκευή που χρησιμοποιείται ως εστιατόριο.



Εικόνα 4.14 Ο σεισμικά μονωμένος όροφος του κτιρίου εστιών SIX του Πανεπιστημίου Λευκωσίας.

(4) Έργα Γεφυροποιίας Υπεραστικού Δρόμου Λεμεσού
Χρησιμοποιήθηκαν εφέδρανα LRB με δύο πυρήνες μολύβδου και FPS.



Εικόνα 4.15 Φωτογραφίες από το σύστημα σεισμικής μόνωσης σε γέφυρες στον Υπεραστικό Δρόμο Λεμεσού.

4.9 Δημαρχείο Σαν Φρανσίσκο

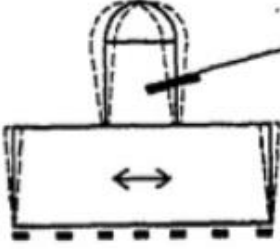
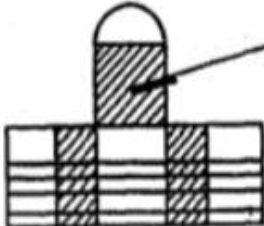
Στη συγκεκριμένη περίπτωση η σεισμική μόνωση χρησιμοποιήθηκε στην αποκατάσταση του κτιρίου, αντί στην αρχική κατασκευή του, όπως τα προηγούμενα παραδείγματα. Κτίστηκε το 1915, έχει συνολικό ύψος γύρω στα 90 μέτρα και θεωρείται ένα από τα χαρακτηριστικότερα παραδείγματα κλασικής αρχιτεκτονικής στις ΗΠΑ. Υπέστη σοβαρές ζημιές στο σεισμό Loma Prieta, 1989. Για την αποκατάσταση του μελετήθηκαν 4 εναλλακτικές προσεγγίσεις αντισεισμικής θωράκισης:

- Σεισμική μόνωση βάσης
- Συμβατική έδραση με προσθήκη τοιχείων σκυροδέματος
- Συμβατική έδραση με προσθήκη χιαστί μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας
- Συμβατική έδραση με προσθήκη μεταλλικών πλαισίων ροπής

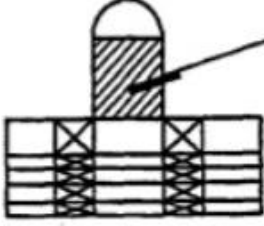
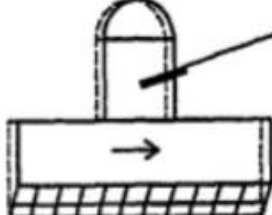
Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, επιλέχθηκε η σεισμική μόνωση αφού ικανοποιούσε περισσότερο τις απαιτήσεις αποκατάστασης και είχε την καλύτερη σεισμική απόκριση σε σχέση με το κόστος. Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται η επιτάχυνση που θα είχε το κτίριο σύμφωνα με την κάθε προσέγγιση.



Εικόνα 4.16 Γενική άποψη του κτιρίου του δημαρχείου στο Σαν Φρανσίσκο. Διακρίνουμε ότι είναι κτίριο μεγάλης μάζας και σχετικά δύσκαμπτο.

<p>OPTION A : BASE ISOLATION</p> 	<p>0.23g</p> <p>0.17g</p>	<p>MINIMUM SUPERSTRUCTURE RECONSTRUCTION</p>
<p>OPTION B : FIXED BASE/ SHEAR WALLS</p> 	<p>0.65g * (1.2g ELASTIC)</p> <p>20g * (.88g ELASTIC)</p>	<p>DOME RECONSTRUCTION REQUIRED</p> <p>INTERIOR IMPACT</p>

Εικόνα 4.17 Οι δύο από τις προσεγγίσεις αποκατάστασης και ενίσχυσης με τις επιταχύνσεις σχεδιασμού.

<p>OPTION C : FIXED BASE/ BRACED FRAMES</p> 	<p>0.65g * (1.2g ELASTIC)</p> <p>20g * (.80g ELASTIC)</p>	<p>DOME RECONSTRUCTION REQUIRED</p> <p>MAJOR INTERIOR IMPACT</p>
<p>OPTION D : FIXED BASE/ FLEXIBLE STORY</p> 	<p>0.50g * (1.2g ELASTIC)</p> <p>20g * (.80g ELASTIC)</p>	<p>LOWER STORY RECONSTRUCTION</p> <p>SHORING OF BUILDING</p>

Εικόνα 4.18 Οι δύο από τις προσεγγίσεις αποκατάστασης και ενίσχυσης με τις επιταχύνσεις σχεδιασμού.

5 Μέθοδοι Ανάλυσης Σεισμικά Μονωμένης Κατασκευής

5.1 Εισαγωγή

Οι μέθοδοι ανάλυσης που περιγράφονται παρακάτω και στη συνέχεια χρησιμοποιούνται στην ανάλυση της οικοδομής είναι αυτές που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8. Συγκεκριμένα, το Μέρος 10 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1 :2004) αφορά τη σεισμική μόνωση ή μόνωση βάσης όπως αναφέρεται (base isolation) για γέφυρες, κτίρια, σιλό και δεξαμενές.

Γενικά, η ανάλυση των κατασκευών με σεισμική μόνωση γίνεται με 3 μεθόδους:

1. Μέθοδος του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος
2. Μέθοδος της Φασματικής Απόκρισης
3. Μη-Γραμμική Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

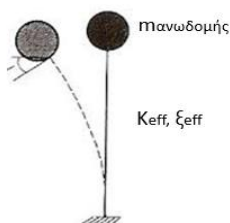
Όσον αφορά τα κτιριακά έργα, υπάρχει η απαίτηση για ελαστική απόκριση της ανωδομής με την μη γραμμικότητα να συγκεντρώνεται στις συσκευές μόνωσης. Αυτό απλοποιεί σε μεγάλο βαθμό την ανάλυση και ελαχιστοποιεί το υπολογιστικό κόστος.

Για λόγους πληρότητας, αξίζει να αναφερθεί ότι όσον αφορά τη γεφυροποιία, τα παραπάνω επεκτείνονται στη σεισμική μόνωση του καταστρώματος συνήθως, αφού η πρακτική που ακολουθείται είναι η τοποθέτηση των εφεδράνων στη στέψη των βάθρων. Στην παρούσα εργασία, σκοπός είναι η μελέτη της συμπεριφοράς κτιριακών έργων και δε γίνεται περισσότερη αναφορά σε σεισμική μόνωση γεφυρών, σιλό και δεξαμενών.

5.2 Μέθοδος Μονοβάθμιου Συστήματος

Η μέθοδος του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος και η Απλοποιημένη Γραμμική Ανάλυση είναι απλές διαδικασίες ανάλυσης που μπορούν να εφαρμοστούν όταν η συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης μπορεί να προσεγγιστεί με γραμμική ιξωδο-ελαστική συμπεριφορά και θεωρούν ότι η ανωδομή εκτελεί μεταφορικές κινήσεις στις δύο διευθύνσεις σαν στερεό σώμα και χωρίς στροφική μετακίνηση. Η διαστασιολόγηση των εφεδράνων γίνεται στις πλείστες περιπτώσεις με αυτή την μέθοδο. Επίσης, τα αποτελέσματα της μπορούν να χρησιμοποιηθούν για επαλήθευση αποτελεσμάτων πιο λεπτομερών αναλύσεων.

Σύμφωνα με την προσέγγιση της σεισμικής μόνωσης, η ανωδομή παραμένει ελαστική κατά τη σεισμική διέγερση και το μεγαλύτερο μέρος της πλευρικής μετάθεσης απορροφάται από τους μονωτήρες. Έτσι, σε κάθε διεύθυνση ανάλυσης, η έντονα μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης προσεγγίζεται από την αντίστοιχη γραμμική συμπεριφορά με ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} και ισοδύναμη απόσβεση ξ_{eff} αυτή του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Όπως εξηγείται λεπτομερέστερα στη συνέχεια, η διαδικασία προσδιορισμού των χαρακτηριστικών μεγεθών του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι επαναληπτική με αρχική υπόθεση της μετακίνησης του μονοβαθμίου μέχρι τη σύγκλιση της διαδικασίας. Η τέμνουσα βάσης V_d , που δίδεται από τη σχέση 5.1 μετατρέπεται σε μετακίνηση σχεδιασμό d_{cd} , μέσω της ψευδοεπιτάχυνσης και της φασματικής μετακίνησης.



Εικόνα 5.1 Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά.

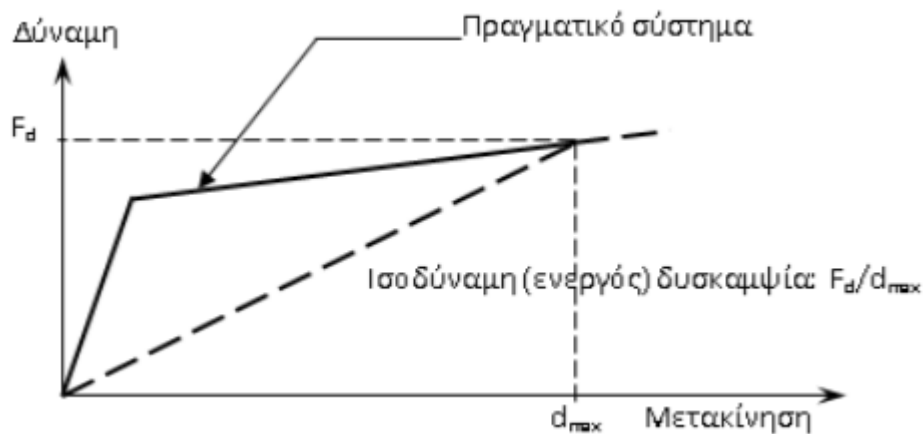
$$V_d = W_d \frac{S_e}{g} = K_{eff} * d_{cd} \quad (5.1)$$

$$d_{cd} = S_e \frac{T_{eff}^2}{2\pi} = 0,625 \frac{g}{\pi^2} n_{eff} T_B T_{eff} \quad (5.2)$$

όπου W_d είναι το βάρος της ανωδομής, g η επιτάχυνση της βαρύτητας και T_B από τον τύπο του εδάφους.

Η ανάλυση γίνεται και για τις δύο διευθύνσεις ξεχωριστά. Είναι προφανές ότι όταν τα εφέδρανα έχουν τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά κατά τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης τα αποτελέσματα συμπίπτουν. Αυτό μπορεί να συμβαίνει στην πολύ συνήθη περίπτωση που χρησιμοποιούνται εφέδρανα κυκλικής κάτοψης.

Η Ενεργός Δυσκαμψία K_{eff} είναι ο λόγος της συνολικής οριζόντιας δύναμης που μεταφέρεται από το σύστημα της μόνωσης τη στιγμή που συμβαίνει η μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} . Η ενεργός δυσκαμψία κάθε εφεδράνου $K_{eff,i}$ είναι ο λόγος της δύναμης που δίνει το εφέδρανο στην μετακίνηση σχεδιασμού σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά του. Η Ενεργός Δυσκαμψία του συστήματος K_{eff} είναι το άθροισμα των επιμέρους δυσκαμψιών των εφεδράνων. Εδώ αξίζει να γίνει η υπενθύμιση ότι τα εφέδρανα μπορεί να μην έχουν όλα τα ίδια χαρακτηριστικά, ανάλογα της διαστασιολόγησης τους και να έχουν διαφορετική Ενεργό Δυσκαμψία μεταξύ τους για την μετακίνηση σχεδιασμού.



Εικόνα 5.2 Η πραγματική συμπεριφορά του εφεδράνου και η ενεργός δυσκαμψία $K_{eff,i}$.

$$K_{eff,i} = F_d / d_{cd} \quad (5.3)$$

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i} \quad (5.4)$$

Η *Ενεργός Απόσβεση* ξ_{eff} του συστήματος μόνωσης είναι η τιμή της ιξώδους απόσβεσης που αντιστοιχεί στην ενέργεια που αποσβένεται σε ένα κύκλο φόρτισης. Αυτό γίνεται λόγω του ότι με τη γραμμικοποίηση της διγραμμικής συμπεριφοράς του μονωτήρα, δεν αποδίδονται τα χαρακτηριστικά της διαρροής του, επομένως η κατανάλωση ενέργειας υπεισέρχεται στους υπολογισμούς με το συντελεστή ξ_{eff} . Η τιμή της δίδεται από τη σχέση 5.6 και είναι ανάλογη της ποσότητας $E_{D,i}$ που αντιστοιχεί στην ενέργεια που αποσβένεται σε ένα πλήρη κύκλο φόρτισης στην παραμόρφωση σχεδιασμού d_{bd} ανά μονωτήρα. Η ενέργεια αυτή αντιστοιχεί στο εμβαδό βρόγχου ενός πλήρους κύκλου παραμόρφωσης όπως φαίνεται σχηματικά στην Εικόνα 5.3.

Ο *συντελεστής* η_{eff} είναι συνάρτηση της ενεργού απόσβεσης και χρησιμοποιείται στη χάραξη των φασμάτων απόκρισης, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η απόσβεση στους υπολογισμούς. Συγκεκριμένα, κλιμακοποιεί προς τα κάτω τα φάσματα απόκρισης.

Η *Ενεργός Ιδιοπερίοδος* T_{eff} είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή με δυσκαμψία K_{eff} και μάζα αυτή της ανωδομής (εξίσωση 5.8).

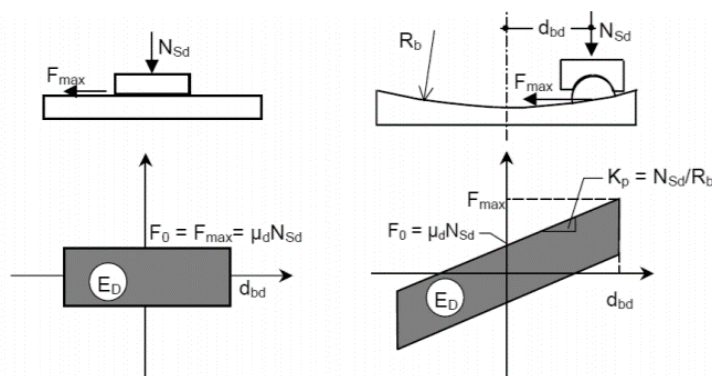
Από αυτή την τιμή υπολογίζονται τα μεγέθη της φασματικής επιτάχυνσης και φασματικής μετακίνησης. Από την Εικόνα 5.4 μπορεί κανείς να παρατηρήσει την μείωση της φασματικής επιτάχυνσης και την αύξηση της φασματικής μετακίνησης που υφίσταται το μονοβάθμιο και σε επέκταση η κατασκευή με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της.

$$E_{D,i} = 4 (F_y d_{bd} - F_{max} d_y) \quad (5.5)$$

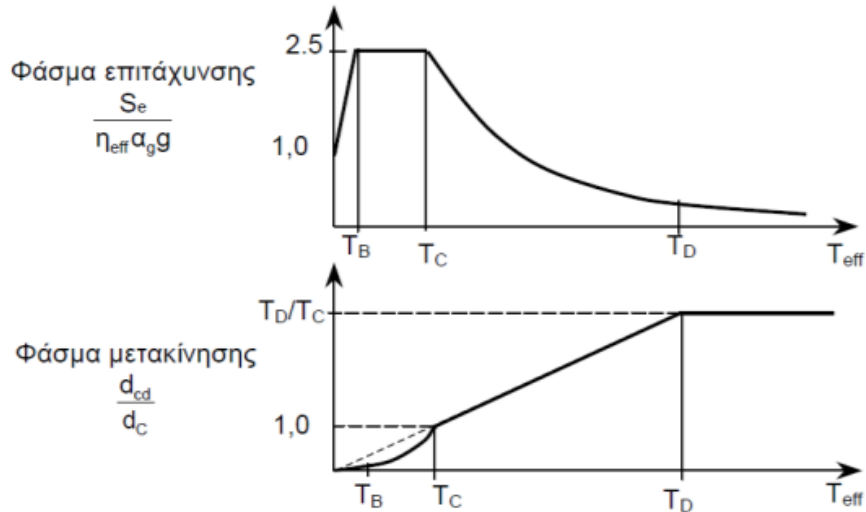
$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{bd}^2} \right] \quad (5.6)$$

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,1}{0,05 + \xi_{eff}}} \quad (5.7)$$

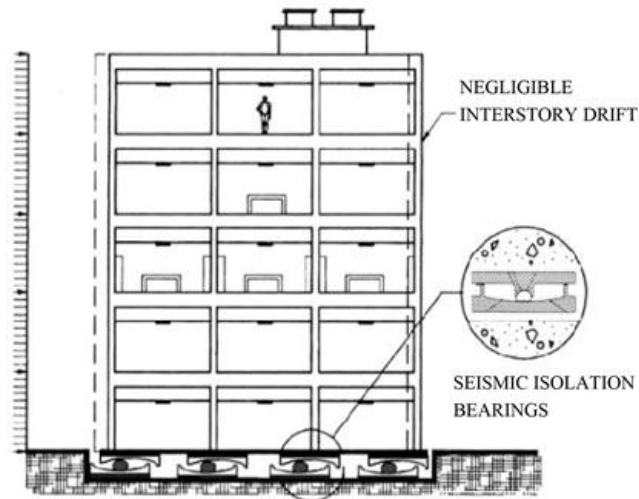
$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (5.8)$$



Εικόνα 5.3 Σχηματικά το εμβαδό βρόγχου υστέρησης σε ένα πλήρη κύκλο φόρτισης σε κάποιους από τους τύπους μονωτήρων. Με σκιασμένο είναι το εμβαδό που ισούται με την ενέργεια $E_{D,i}$.



Εικόνα 5.4. Φάσματα επιτάχυνσης και μετακίνησης από Ευρωκώδικα 8.



Εικόνα 5.5. Ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής.

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος της κατασκευής είναι ομοιόμορφη ανά στάθμη ορόφου (σχέση 5.9). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η ανωδομή ταλαντώνεται σαν απαραμόρφωτο σώμα πάνω από το επίπεδο της μόνωσης. Οι δυνάμεις αυτές είναι ανάλογες της μάζας κάθε ορόφου και της φασματικής επιτάχυνσης του ελαστικού φάσματος. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με την τριγωνική κατανομή των οριζόντιων φορτίων σε μια συμβατικά θεμελιωμένη κατασκευή.

$$F_i = m_i * S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (5.9)$$

Συνοπτικά, τα βήματα της επαναληπτικής διαδικασίας είναι τα εξής:

1. Γίνεται υπόθεση κάποιας τιμής της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} .
2. Υπολογίζονται συναρτήσει της d_{cd} οι ποσότητες $K_{eff,i}$ και $E_{d,i}$ όλων των μονωτήρων με βάση τα χαρακτηριστικά τους (σχέσεις 5.3 και 5.5)
3. Υπολογίζονται η ενεργός ιδιοπερίοδος T_{eff} και η ενεργός απόσβεση ξ_{eff} του μονοβάθμιου συστήματος. (σχέσεις 5.8 και 5.6)
4. Από το φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται η διορθωμένη μετακίνηση σχεδιασμού του ισοδύναμου μονοβάθμιου για αυτές τις τιμές ενεργού ιδιοπεριόδου και ενεργού απόσβεσης.
5. Εάν έχει επιτευχθεί σύγκλιση στην μετακίνηση σχεδιασμού κάτω από 5% η διαδικασία τερματίζεται. Αλλιώς, συνεχίζεται ξανά από το βήμα 2.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η διαδικασία συγκλίνει σε πολύ μικρό αριθμό επαναλήψεων και συνηθίζεται ως αρχική υπόθεση μετακίνησης είναι τα 10 εκατοστά.

Για να μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος της Απλοποιημένης Γραμμικής Ανάλυσης, χρειάζεται να ισχύουν όλα από τα παρακάτω, σύμφωνα με τον ΕΚ8.

- a) Η μέγιστη εκκεντρότητα μεταξύ κέντρου μάζας της ανωδομής και κέντρου δυσκαμψίας της μόνωσης πρέπει να είναι μικρότερη από 7,5%
- b) Η απόσταση από το πλησιέστερο πιθανό ενεργό ρήγμα μεγέθους $M \geq 6,5$ πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 15km.
- c) Η μεγαλύτερη διάσταση κάτοψης της ανωδομής πρέπει να είναι μικρότερη από 50m.
- d) Η υποδομή πρέπει να είναι επαρκώς άκαμπτη ούτως ώστε να ελαττώνονται όσο περισσότερο γίνεται οι διαφορικές εδαφικές μετακινήσεις.
- e) Όλες οι συσκευές να βρίσκονται πάνω σε στοιχεία της υποδομής που φέρουν κατακόρυφα φορτία.
- f) Η στροφική ταλάντωση στη βάση της ανωδομής πρέπει να είναι αμελητέα.
- g) Ο λόγος μεταξύ της κατακόρυφης και της οριζόντιας δυσκαμψίας πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 150.
- h) Το εύρος των τιμών της ενεργού ιδιοπεριόδου πρέπει να είναι:

$$3 T_f \leq T_{eff} \leq 3sec$$

Όπου T_f είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής (υπολογισμένη από απλοποιημένες μεθόδους).

5.3 Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση

Η μέθοδος χρησιμοποιείται όταν η συμπεριφορά του σύστημα μόνωσης μπορεί να προσομοιωθεί ως γραμμική, αλλά δεν ικανοποιούνται κάποιες από τις απαιτήσεις της Μεθόδου του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Συνήθως αυτές είναι η επιρροή των στρεπτικών φαινομένων και η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση του φορέα. Έτσι, λόγω του πρώτου οι μετακινήσεις ανά συσκευή μόνωσης και ανά διεύθυνση δεν ισούνται. Λόγω του δεύτερου, η κατασκευή δεν είναι ταλαντώνεται ως απαραμόρφωτο σώμα, αλλά με μικρές σχετικές μετακινήσεις ορόφων, που σε κάθε περίπτωση χρειάζεται να παραμένουν στο ελαστικό εύρος των μελών της ανωδομής. Αυτές ωστόσο, δεν είναι συγκρίσιμες με τις σχετικές μετακινήσεις συμβατικά εδραζόμενων κατασκευών.

Χρησιμοποιείται ακριβές τρισδιάστατο προσομοίωμα της ανωδομής, στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η θέση των συστημάτων απόσβεσης, η παραμόρφωση του φορέα, πιθανά στρεπτικά φαινόμενα, κλπ. Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται ομοίως από την εξίσωση (5.6) και εφαρμόζεται μόνο στις ιδιοπεριόδους που είναι μεγαλύτερες από $0,8 T_{eff}$ όπου το T_{eff} υπολογίζεται ομοίως από το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και τη σχέση (5.8). Αυτές οι ιδιομορφές ονομάζονται και ιδιομορφές της μόνωσης. Ως εκ τούτου, μετατίθεται προς τα κάτω το φάσμα επιταχύνσεων για τις μεγάλες ιδιοπεριόδους. Στις υπόλοιπες ιδιοπεριόδους εφαρμόζεται απόσβεση ίση με αυτή της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Ενδεικτικά, το ξ λαμβάνεται ως 0,02-0,03 για μεταλλικές κατασκευές και 0,05 για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.

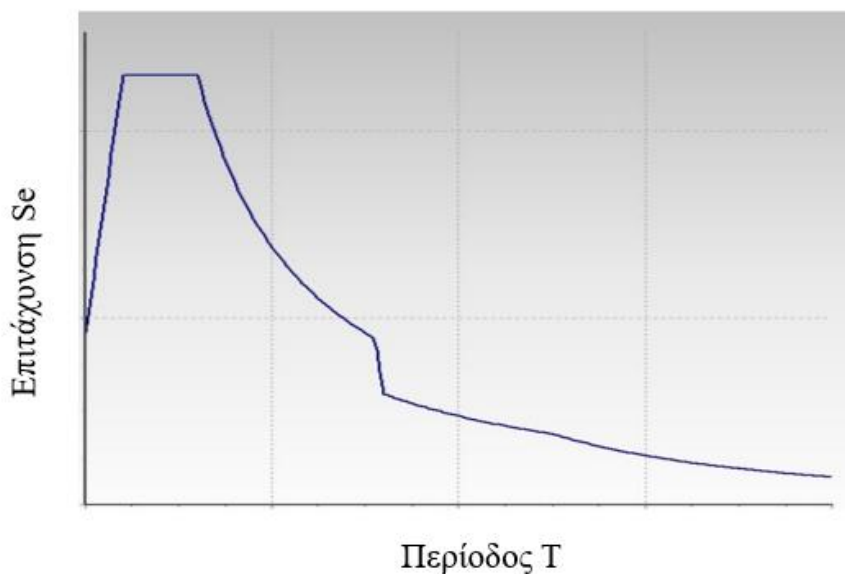
Η μοντελοποίηση του κτιρίου χρειάζεται να προσομοιώνει με επαρκή ακρίβεια:

- (1) τη χωρική κατανομή των μονωτήρων και της επίδρασης των αξονικών δυνάμεων από ροπές ανατροπής
- (2) τις μεταφορικές κινήσεις στις δύο κύριες διευθύνσεις και της στροφής της ανωδομής περί τον κατακόρυφο άξονα.

Το προσομοίωμα της ανωδομής πρέπει να λαμβάνεται ελαστικά στηριγμένο στην κατακόρυφη διεύθυνση στις θέσεις των μονωτήρων με δυσκαμψία ανάλογη των χαρακτηριστικών κάθε μονωτήρα.

Τα ιδιομορφικά μεγέθη συνδυάζονται όπως και στις συμβατικά εδραζόμενες κατασκευές. Ωστόσο, αρκετά μεγάλο μέρος της μάζας του κτιρίου ενεργοποιείται στις ιδιομορφές της μόνωσης. Είναι σύνηθες να ενεργοποιείται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% ανά διεύθυνση, ακόμα και κοντά στο 98-99% ανάλογα της κανονικότητας του κτιρίου και του πόσο εύκαμπτο είναι το σύστημα μόνωσης σε σχέση με την ανωδομή.

Η μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} και η τέμνουσα δύναμη V_d που μεταφέρεται στην υποδομή από την ανωδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών d_{cf} και V_f που προκύπτουν από την ανάλυση του μονοβάθμιου συστήματος. Σε αντίθετη περίπτωση, τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης πολλαπλασιάζονται με $0.80 \cdot d_{cf}/d_{cd}$ για τις μετακινήσεις και με $0.80 \cdot V_f/V_d$ για τις δυνάμεις και τις ροπές.



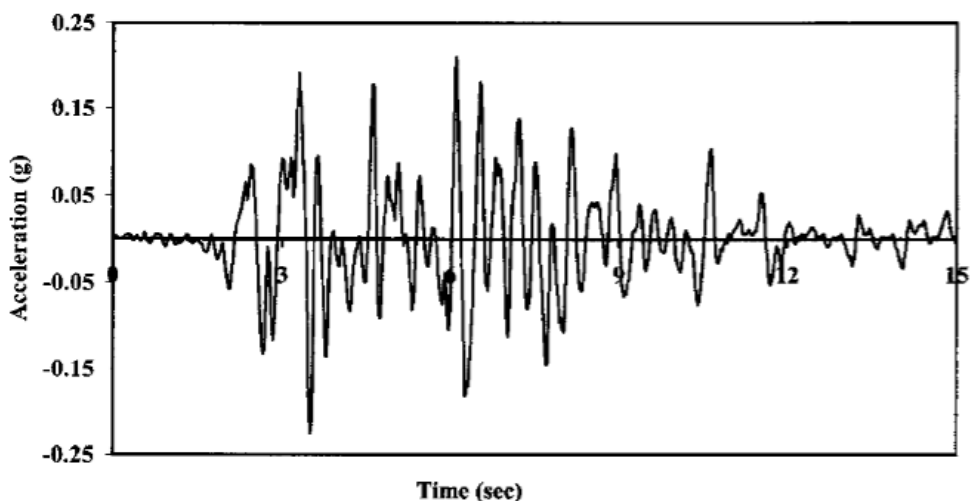
Εικόνα 5.6. Ενδεικτικό φάσμα επιταχύνσεων με αυξημένο ξ για τις ιδιομορφές που είναι μεγαλύτερες από $0,8 T_{eff}$.

5.4 Μη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

Η μέθοδος χρησιμοποιείται σε κάθε περίπτωση χωρίς περιορισμό και είναι η μόνη μέθοδος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν το σύστημα μόνωσης δεν μπορεί να προσομοιωθεί με γραμμικό. Στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας γίνεται ολοκλήρωση βήμα-βήμα των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής, με τις μη γραμμικότητες στη συμπεριφορά των μονωτήρων να λαμβάνονται υπόψη. Επίσης, τα φάσματα σχεδιασμού και οι ιδιομορφές δε χρησιμοποιούνται για την ανάλυση, παρά μόνο η τιμή της πρώτης ιδιοπερίοδου ανά διεύθυνση. Αντ' αυτών χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης, σύμφωνα με τα πρότυπα του ΕΚ8-1 (παρ. 3.2.3.1). Εν ολίγοις, αυτές οι οδηγίες αναφέρουν ότι οι χρονοϊστορίες πρέπει να είναι συμβατές με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8, κλιμακωμένες με κατάλληλο συντελεστή ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

- Η μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (τιμή φάσματος απόκρισης για $T = 0$) των καταγραφών πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την Peak Ground Acceleration PGA.
- Στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, δεν επιτρέπεται η τιμή του μέσου φάσματος απόκρισης των διεγέρσεων για απόσβεση 5% να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης του ΕΚ8.

Σε αυτό τον τύπο ανάλυσης χρησιμοποιούνται τουλάχιστον 3 ζεύγη χρονοϊστοριών και ως αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι το μέγιστο από τις 3. Όταν χρησιμοποιούνται 7 ζεύγη χρονοϊστοριών ή περισσότερα, ως αποτέλεσμα της ανάλυσης μπορεί να θεωρείται ο μέσος όρος από τις 7 αναλύσεις. Ως αποτέλεσμα ανάλυσης κάθε ζεύγους χρονοϊστορίας θεωρείται το τελικό αποτέλεσμα που θέλουμε να εξάγουμε κάθε φορά. Δηλαδή αν ψάχνουμε τέμνουσα



Εικόνα 5.7. Επιταχυνσιογράφημα σεισμού του Kobe, 1995, κλιμακωμένο για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των 0,22g.

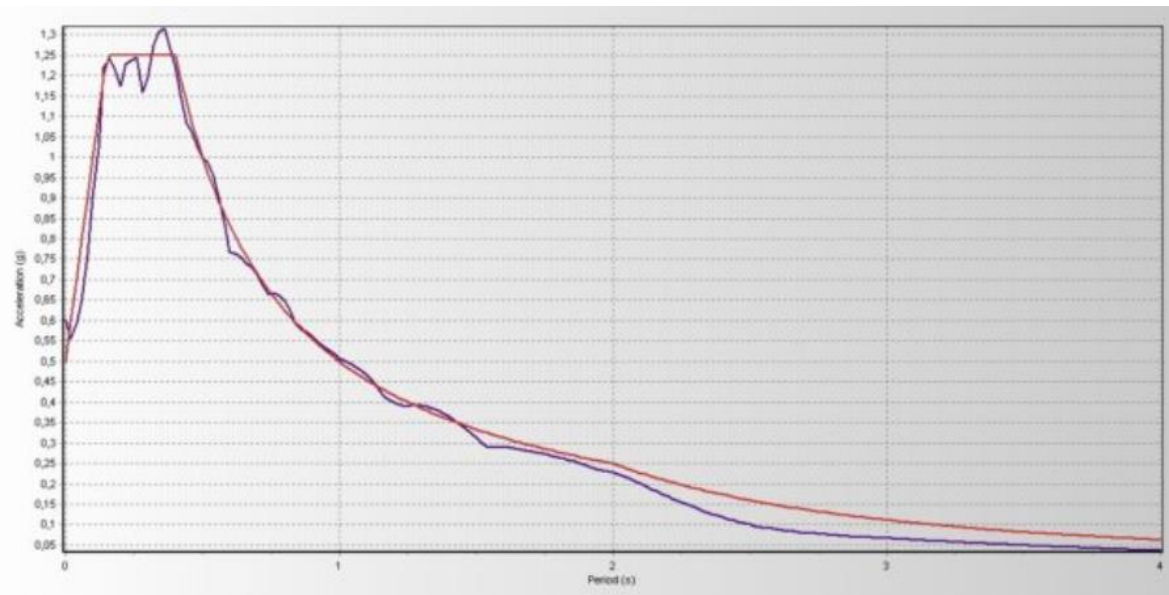
βάσης, παίρνουμε τις τέμνουσες βάσης από κάθε ανάλυση και όχι κάποιο άλλο μέγεθος που θα μας οδηγήσει στην τέμνουσα μετά από περαιτέρω ανάλυση, λόγω χάρη την μετακίνηση και να την πολλαπλασιάσουμε με τις δυσκαμψίες των εφεδράνων.

Η επιλογή των χρονοϊστοριών πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής του έργου και της περιοχής που συνέβη το κάθε σεισμικό γεγονός, όπως επίσης και τον τρόπο διάρρηξης του ρήγματος. Αν δεν είναι διαθέσιμος επαρκής αριθμός χρονοϊστοριών, μπορούν να δημιουργηθούν συνθετικά ή ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα (όπως αλλιώς λέγονται οι χρονοϊστορίες).

Κάθε ζεύγος χρονοϊστοριών χρειάζεται να εφαρμόζεται ταυτόχρονα στο μοντέλο και να λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη θέση εκκεντρότητας της μάζας. Έτσι, προσεγγίζεται καλύτερα η πιθανή μέγιστη μετακίνηση στα μέλη του συστήματος μόνωσης. Κανονικά πρέπει να γίνουν 8 αναλύσεις για κάθε ζεύγος χρονοϊστορίας, λαμβάνοντας μετατόπιση του κέντρου μάζας κατά τις δύο διευθύνσεις και κατά τις δύο φορές. Ωστόσο, τέτοια ανάλυση έχει μεγάλο υπολογιστικό κόστος και στην πράξη μπορεί να βρεθεί η δυσμενέστερη θέση εκκεντρότητας του κέντρου μάζας και η δυσμενέστερη χρονοϊστορία.

Η μοντελοποίηση των μονωτήρων χρειάζεται να αποδίδει την ακριβή συμπεριφορά τους, όπως π.χ. η διγραμμική συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων πυρήνα μολύβδου LRB. Μια τέτοια προσομοίωση, πρέπει να αποδίδει με επαρκή ακρίβεια τις παρακάτω ιδιότητες των μονωτήρων:

- Η σχέση δύναμης-παραμόρφωσης πρέπει να αποδίδει όλους τους κλάδους ενός πλήρους βρόγχου, έτσι ώστε, εκτός από την επαρκή προσέγγιση της σχέσης δύναμης-μετατόπισης να προκύπτει και επαρκής προσέγγιση της ενέργειας που αποδίδεται από τα εφέδρανα (η καταναλισκόμενη ενέργεια αποδίδεται ως το εμβαδό των βρόγχων υστέρησης, όπως εξηγείται στην υποενότητα 5.2)
- Αν χρησιμοποιούνται μονάδες σεισμικής μόνωσης των οποίων η συμπεριφορά μεταβάλλεται ουσιωδώς με (1) τον ρυθμό επιβολής της φόρτισης, (2) το μέγεθος του σύγχρονου αξονικού φορτίου, (3) το μέγεθος του σύγχρονου οριζόντιου φορτίου στην εγκάρσια διεύθυνση, τότε οι επιδράσεις αυτές πρέπει να προσομοιωθούν κατάλληλα στη μοντελοποίηση των συσκευών μόνωσης.



Εικόνα 5.8. Φάσμα Σχεδιασμού ΕΚ8 και φάσμα χρονοϊστορίας κλιμακωμένο για να ικανοποιούνται οι συνθήκες που απαιτεί ο ΕΚ8-1.

Τα παραπάνω χαρακτηριστικά είναι εμπειρικά γνωστά για κάθε τύπο μονωτήρα ή δίνονται από τις κατασκευαστικές εταιρείες που τα παράγουν. Αλλιώς, η συμπεριφορά τους χρειάζεται να παρατηρείται από εργαστηριακές αναλύσεις.

Ιδιαίτερη αναφορά μπορεί να γίνει στην απόσβεση ενέργειας. Αυτή λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς από μοντελοποίηση του μονωτήρα με την πραγματική συμπεριφορά του. Δηλαδή, σε κάθε κύκλο φόρτισης-αποφόρτισης υπολογίζεται αν ο μονωτήρας ξεπέρασε το όριο διαρροής του και συνάμα το ποσό της ενέργειας που καταναλώθηκε από την πλαστικοποίηση του. Αν γίνει σύγκριση με την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβαθμίου και τη φασματική ιδιομορφική ανάλυση, σε αυτές η συμπεριφορά του μονωτήρα λαμβάνεται ως γραμμική, επομένως η πλαστικοποίηση τους αγνοείται από την ανάλυση. Έτσι, η κατανάλωση ενέργειας λαμβάνεται υπόψη ως μείωση των φασματικών μεγεθών μέσω της ιξώδους απόσβεσης και των συντελεστών η και ξ .

Όσον αφορά τη μη γραμμικότητα των μοντέλων, αν αυτή περιοριστεί στα μέλη της μόνωσης, ενώ η ανωδομή συμπεριφέρεται ως γραμμική ελαστική, μειώνεται αρκετά το υπολογιστικό κόστος και ο υπολογιστικός χρόνος από τα προγράμματα ανάλυσης. Συγκεκριμένα, τα προγράμματα έχουν τη δυνατότητα για «Γρήγορα Φασματική Ανάλυση» (Fast Non-Linear Analysis, FNA) με χρόνο ανάλυσης που μπορεί να είναι συγκρίσιμος με γραμμικές μεθόδους και από Μη Γραμμική Ανάλυση όλου του μοντέλου.

5.5 Απαιτούμενοι Έλεγχοι για το Σύστημα Σεισμικής Μόνωσης

Οι έλεγχοι του συστήματος μόνωσης βασίζονται κυρίως στις μετακινήσεις και κάποιοι στις κατακόρυφες δυνάμεις. Για το λόγο ότι χρειάζεται αυξημένη αξιοπιστία στο σύστημα μόνωσης οι έλεγχοι γίνονται με αυξημένες μετακινήσεις που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, πολλαπλασιασμένες με αυξητικό συντελεστή γ_{IS} . Συγκεκριμένα, κάθε στοιχείο του συστήματος μόνωσης υπολογίζεται για σεισμική μετακίνηση $d_{bi,a}$ που δίνεται από τη σχέση:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} \quad (5.10)$$

- Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού υπολογίζεται για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και για κάθε μονωτήρα ως άθροισμα επί μέρους παραμορφώσεων, όπως φαίνεται στη παρακάτω σχέση:

$$\varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{a,d} \quad (5.11)$$

$$\varepsilon_{b,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} \quad (5.12)$$

όπου:

$\varepsilon_{s,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση του μονωτήρα.

$\varepsilon_{c,d}$: η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού λόγω αξονικής θλίψης.

$\varepsilon_{a,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη συνολική στροφή σχεδιασμού του εφεδράνου.

$\varepsilon_{u,k}$: η ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού με τιμή $\varepsilon_{u,k} = 7,0$

γ_m : συντελεστής ασφαλείας με τιμή 1,15

- Η διατμητική παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετακίνησης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{s,d} = \frac{d_{Ed}}{tri \cdot n} \leq 2 \quad (5.13)$$

όπου:

$tri \cdot n$: το συνολικό πάχος του ελαστομερούς

d_{Ed} : η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού

$$d_{Ed} = \sqrt{d_{Ed,x}^2 + d_{Ed,y}^2} \quad (5.14)$$

- Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5}{S} \frac{\sigma_E}{G_b} \quad (5.15)$$

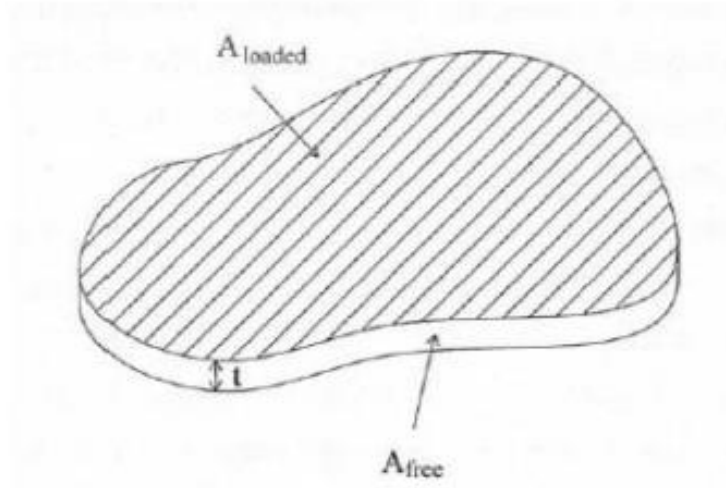
όπου:

G_b : το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς G πολλαπλασιασμένο με συντελεστή ίσο με 1,1.

σ_E : η μέγιστη ορθή τάση του εφεδράνου που δίνεται από την μέγιστη ορθή δύναμη του εφεδράνου από το σεισμικό συνδυασμό ανηγμένη στην A_{red} .

A_{red} : η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου.

S : ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, που είναι ο λόγος της φορτιζόμενης επιφάνειας της στρώσης ελαστικού A_{loaded} προς την παράπλευρη επιφάνεια ελεύθερη φορτίσεως A_{free} .



Εικόνα 5.9. Συντελεστής σχήματος στρώσης ελαστομερούς.

$$S = \frac{A_{loaded}}{A_{free}} \quad (5.16)$$

Για κυκλικά και ορθογωνικά εφέδρανα δίνεται από τις σχέσεις αντίστοιχα:

$$S = \frac{\pi D^2/4}{\pi D t_{ri}} = \frac{D}{4 t_{ri}} \quad (5.17)$$

$$S = \frac{b_x b_y}{2 (b_x + b_y) t_{ri}} \quad (5.18)$$

Για κυκλικά και ορθογωνικά εφέδρανα η A_{red} υπολογίζεται από τις σχέσεις αντίστοιχα:

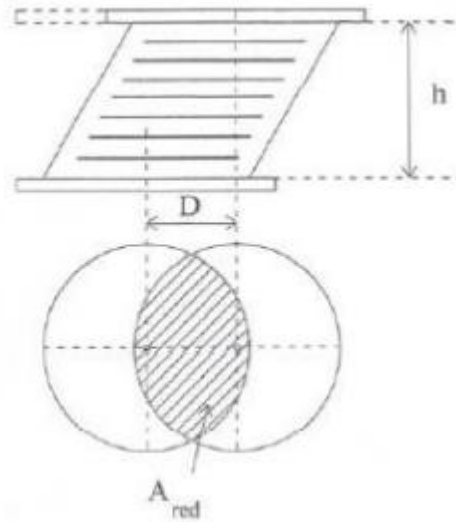
$$A_{red} = (\delta - \sin \delta) \frac{D^2}{4} \quad (5.19)$$

$$A_{red} = (b_x - d_{Ed,x})(b_y - d_{Ed,y}) \quad (5.20)$$

όπου:

$$\delta = 2 \arccos \left(\frac{d_{Ed}}{D} \right) \quad (5.21)$$

$$d_{Ed} = \sqrt{d_{Ed,x}^2 + d_{Ed,y}^2} \quad (5.22)$$



Εικόνα 5.10. Απομειωμένη επιφάνεια εφεδράνου A_{red} .

- Η διατμητική παραμόρφωση συνολικής στροφής σχεδιασμού λόγω στρέψης υπολογίζεται για κυκλικά και ορθογωνικά εφέδρανα αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{D^2 a}{2 t_{ri} \Sigma t_{ri}} \quad (5.23)$$

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{b_x^2 a_x + b_y^2 a_y}{2 t_{ri} \Sigma t_{ri}} \quad (5.24)$$

όπου:

$$a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} \quad (5.25)$$

Σημείωση: Σε κτιριακά έργα η επιρροή της στροφικής παραμόρφωσης είναι αμελητέα.

- Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου χρειάζεται να επαληθεύεται μία από τις ακόλουθες ανισώσεις:

$$D \geq 4 \sum t_{ri} \quad (5.26)$$

$$\sigma_e \leq \frac{2D}{3 \sum t_{ri}} * G * S \quad (5.27)$$

- Η συνολική κατακόρυφη παραμόρφωση του εφεδράνου d_z λόγω αξονικού φορτίου εφεδράνου N_s δίνεται από:

$$d_z = \frac{N_s}{A} \sum t_{ri} * \left(\frac{1}{5 G^2} + \frac{1}{E_b} \right) \quad (5.28)$$

όπου:

E_b : το μέτρο διόγκωσης του ελαστομερούς με τιμή ίση με $E_b = 2000 \text{ MN/m}^2$

G : το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς.

Σημείωση: Στην παρούσα ενότητα για εποπτικούς λόγους δίνονται σε κουτάκι οι σχέσεις που εκφράζουν απαιτούμενους ελέγχους. Οι υπόλοιπες σχέσεις είναι υπολογισμοί μεγεθών.

6 Περιγραφή Κτιρίου

6.1 Γενικά Στοιχεία

Το κτίριο που αναλύθηκε στην εργασία αφορά ξενοδοχειακή μονάδα στην Λάρνακα της Κύπρου. Είναι υφιστάμενο κτίριο με φορέα από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με έξι ορόφους. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε για σκοπούς μελέτης της συμπεριφοράς της σεισμικής μόνωσης και σύγκριση με τον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό μιας και αποτελεί δύσκαμπτο κτίριο. Έγινε επανασχεδιασμός του κτιρίου με ανωδομή από χαλύβδινη κατασκευή και δύο προσεγγίσεις αντισεισμικού σχεδιασμού: τη συμβατική και την σεισμική μόνωση. Η μέγιστη διάσταση κάτοψης είναι 51,40m και η ψηλότερη στάθμη στα 17,18m. Ο φορέας έχει μη κανονικότητες, τόσο σε κάτοψη, όσο και καθ' ύψος. Συγκεκριμένα, έχει ημιυπόγειους ορόφους που δεν εκτείνονται σε όλη την έκταση της κάτοψης και ανισοσταθμίες στα επίπεδα των ορόφων.

Ο όροφος στη στάθμη -1,80 χρησιμοποιείται ως χώρος αποθήκευσης, ενώ οι στάθμες -0,80 και +0,05 είναι χώροι συνάθροισης κοινού αφού είναι η υποδοχή του ξενοδοχείου και το εστιατόριο. Οι έντονες ανισοσταθμίες παρουσιάζονται σε αυτό και τον υπερκείμενο όροφο, ενώ από τη στάθμη +5,73 και πάνω είναι ισοσταθμικές και μοιάζουν μεταξύ τους σε αρκετά μεγάλο βαθμό.



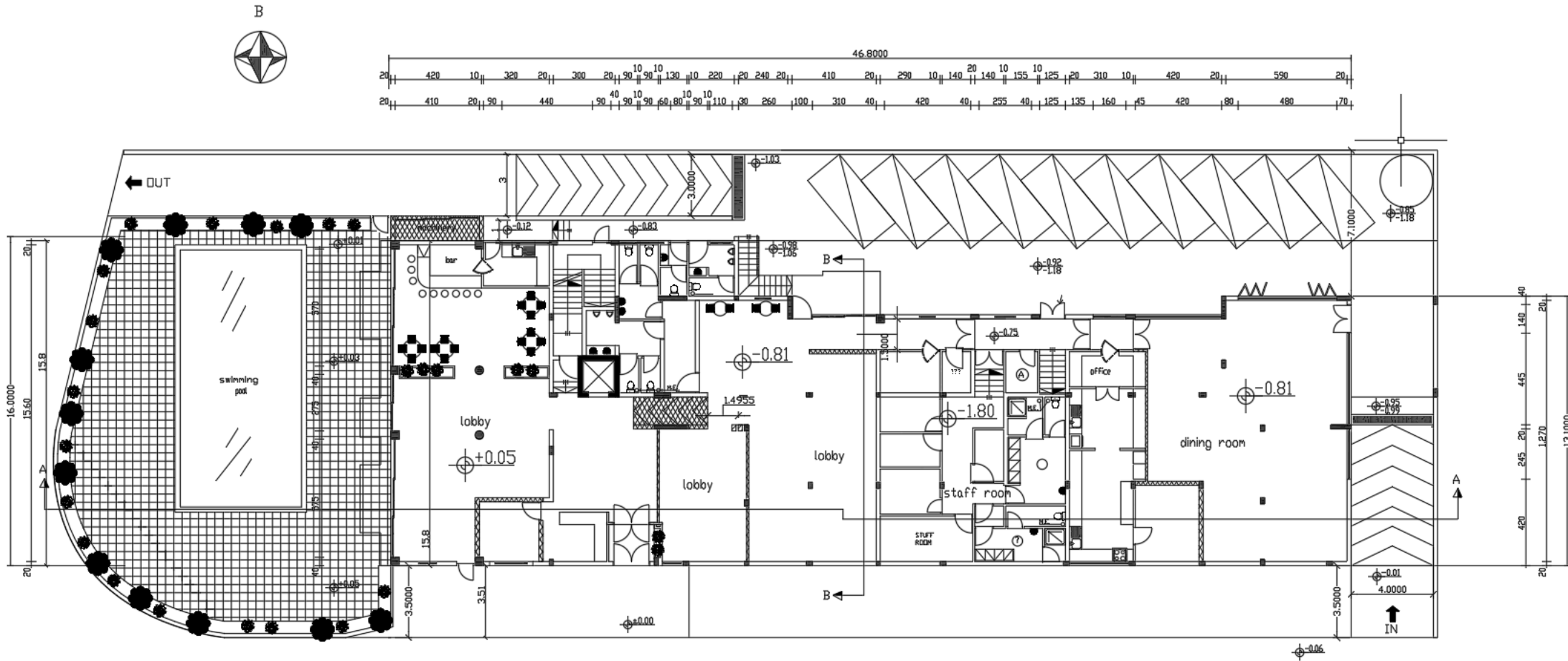
Εικόνα 6.1. Νότια Όψη του Κτιρίου.



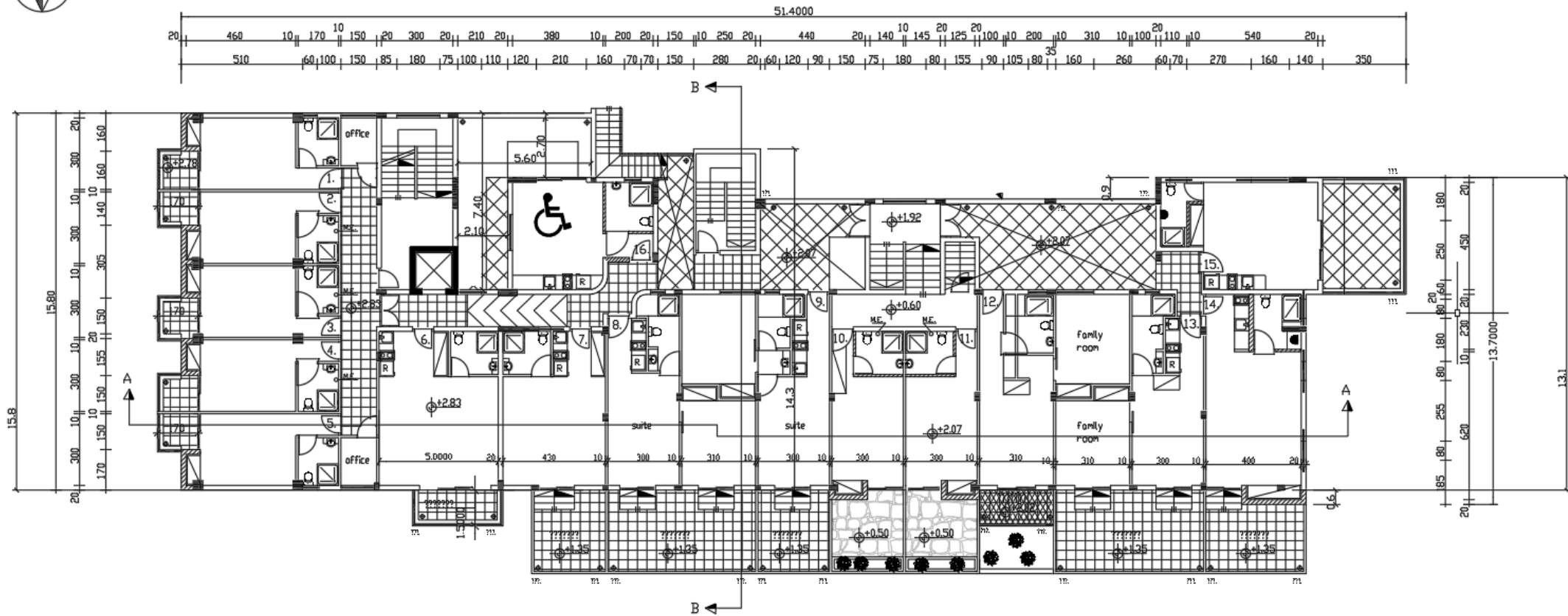
Εικόνα 6.2. Βόρεια Όψη του Κτιρίου.



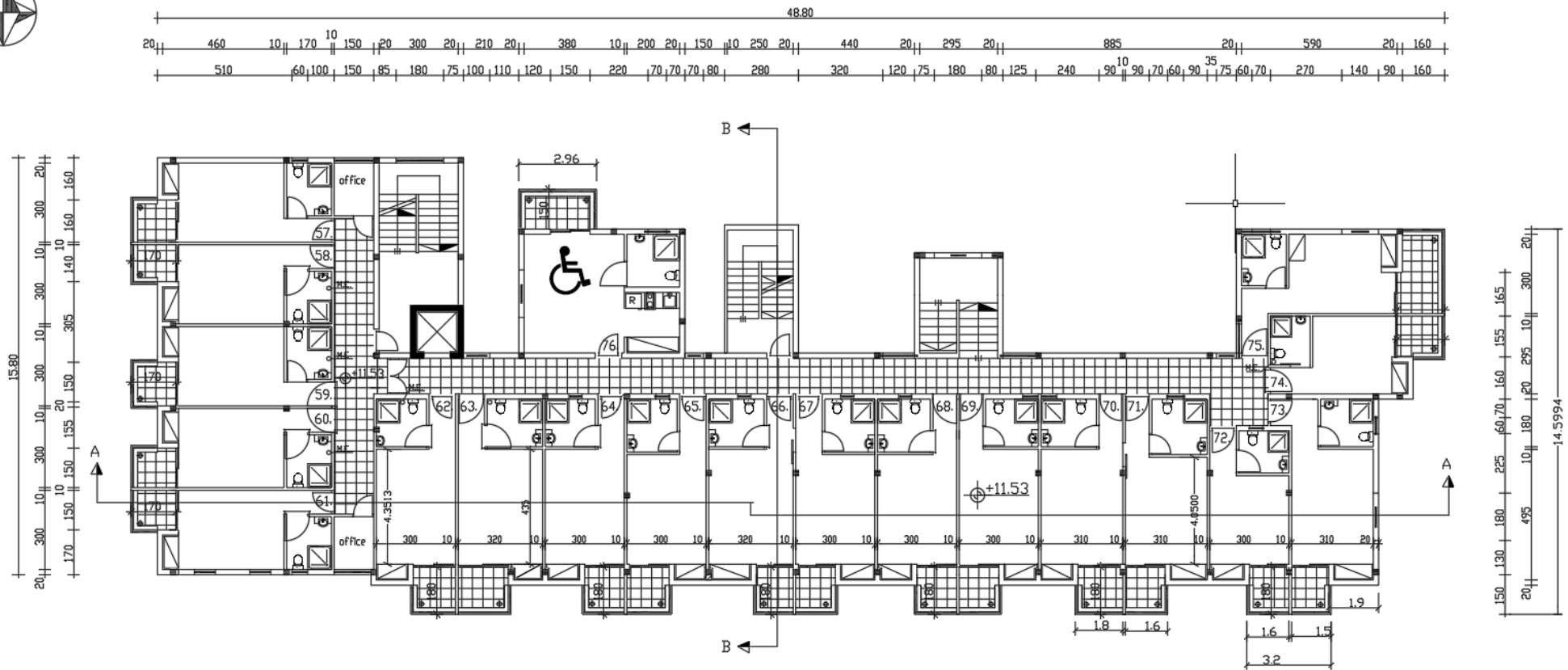
Εικόνα 6.3. Δυτική και Ανατολική Όψη αντίστοιχα.



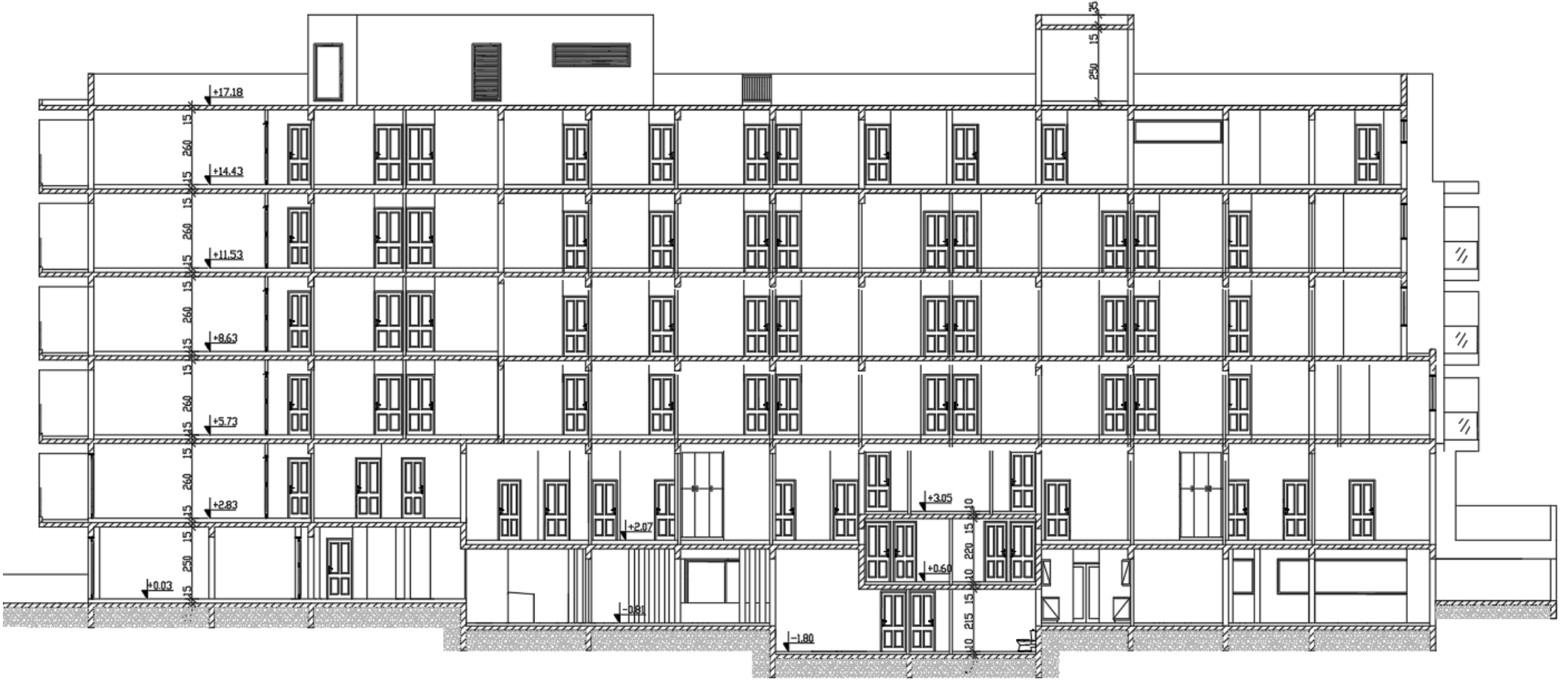
Εικόνα 6.4. Κάτοψη κατώτερης στάθμης. Διακρίνονται οι στάθμες -1,80 , -0,81 , +0,05.



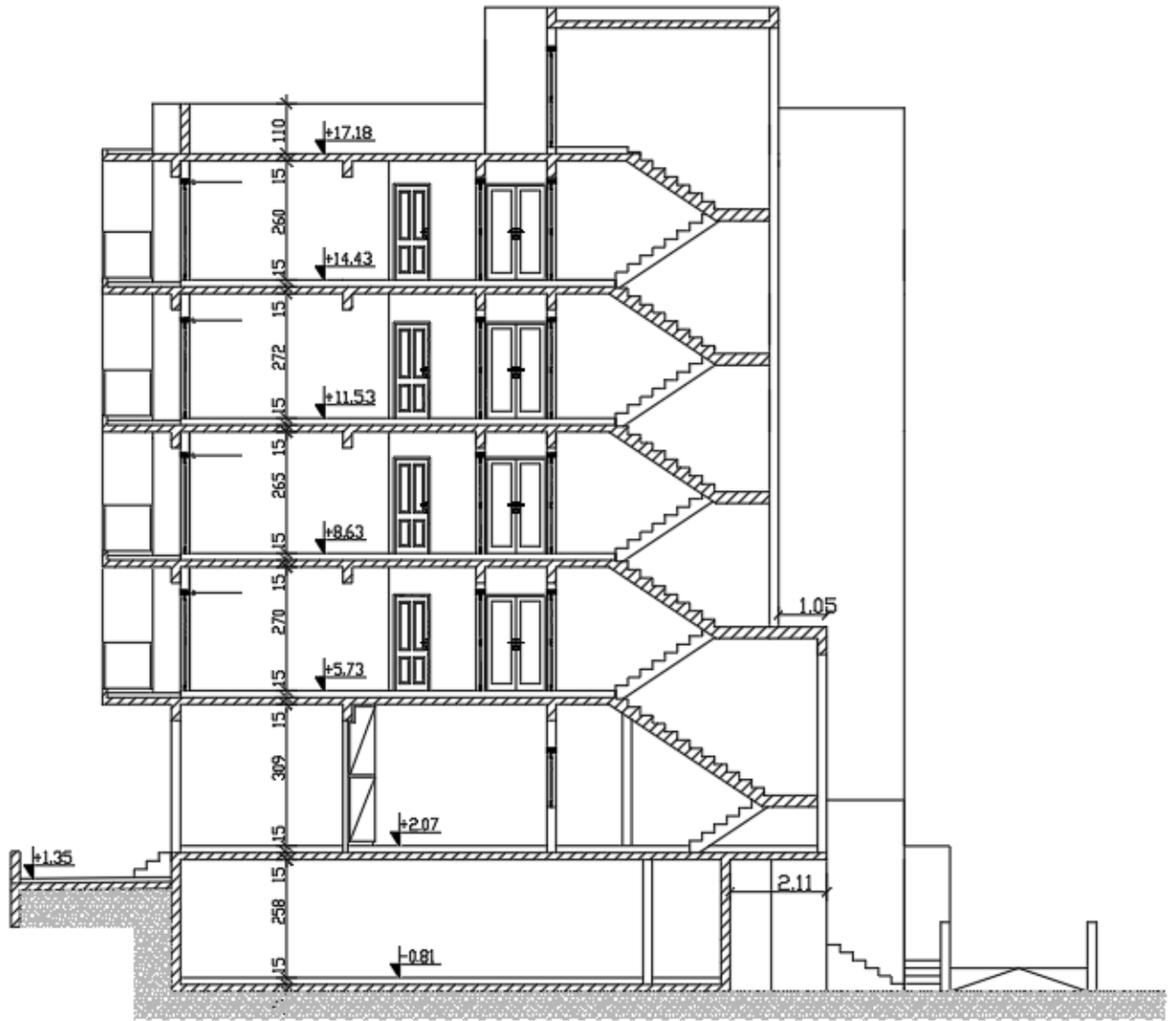
Εικόνα 6.5. Κάτοψη. Διακρίνονται οι στάθμες +0,60 , +2,07 , +2,83.



Εικόνα 6.6. Κάτοψη στάθμης +11,53.



Εικόνα 6.7. Τομή Α-Α.



Εικόνα 6.8. Τομή Β-Β.

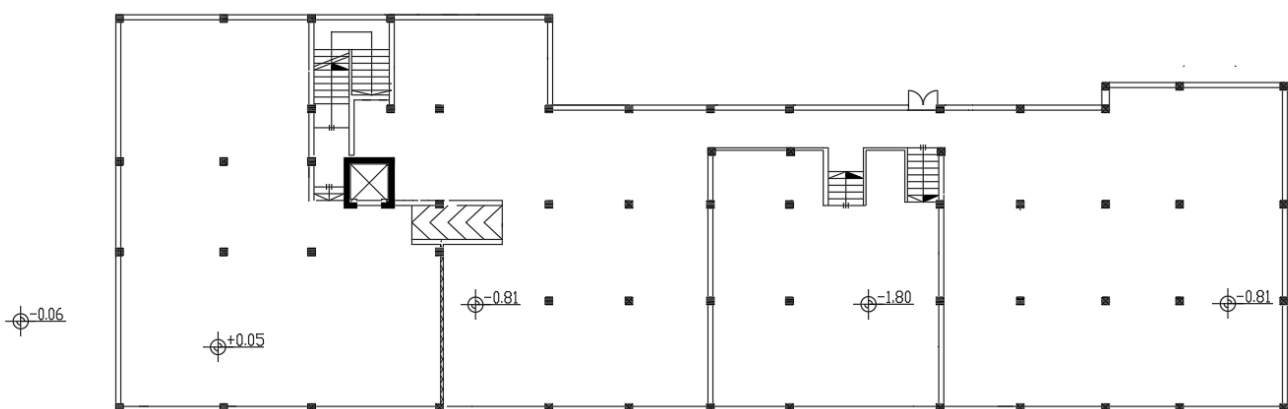
6.2 Επεμβάσεις – Μόρφωση Φορέα

Για να μορφωθεί ο φορέας της ανωδομής σε μεταλλική κατασκευή έγιναν κάποιες επεμβάσεις στον αρχικό φορέα. Οι ιδιαίτερες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις του έργου επέβαλαν σε μεγάλο βαθμό τη θέση των υποστυλωμάτων και σε επέκταση τη θέση των δοκών. Επίσης, η τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης είναι αποδοτική σε δύσκαμπτα κτίρια, το οποίο επέβαλε σε μεγάλο βαθμό την επιλογή του συστήματος παραλαβής οριζόντιων φορτίων κατά την μικρή πλευρά της κάτοψης, όπως εξηγείται πιο κάτω.

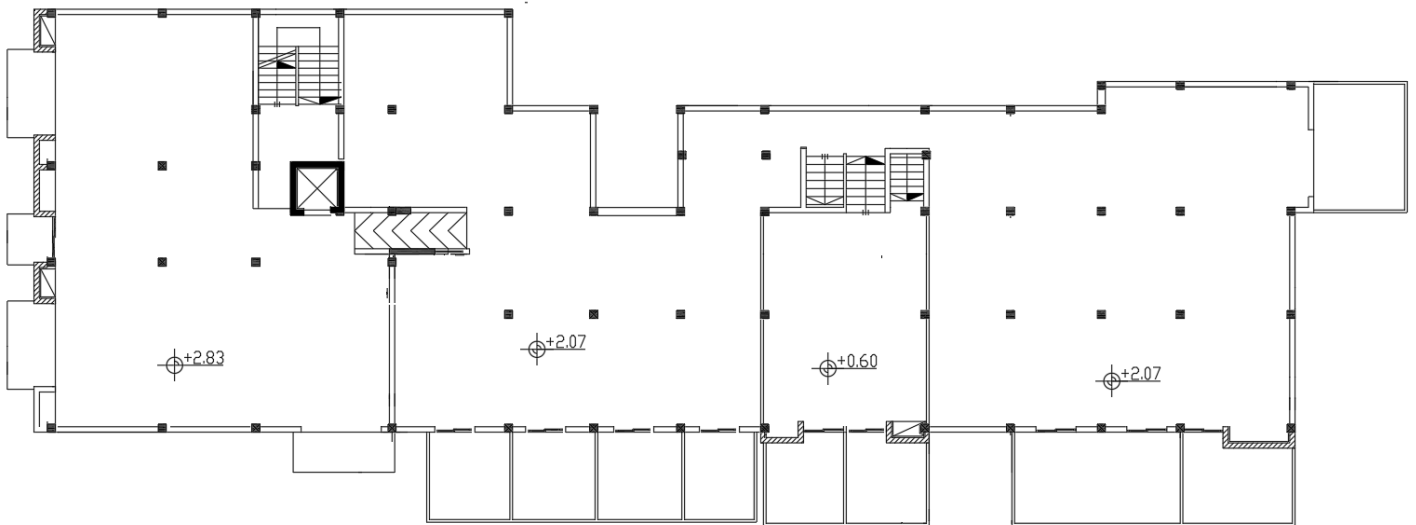
Οι πλάκες της κατασκευής διαμορφώνονται από σύμμικτη διατομή, αποτελούμενη από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα φορτία τους παραλαμβάνονται από αμφιέριστες διαδοκίδες, που με τη σειρά τους στηρίζονται και μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες δοκούς. Για τη διαφραγματική λειτουργία που επιβάλλει ΕΚ8 στη στάθμη της μόνωσης, διαμορφώνεται ενιαία πλάκα από ΟΣ πάχους 0,5m.

Κατά την μεγάλη διεύθυνση της κάτοψης της κατασκευής υπάρχει πλαισιακή λειτουργία, ενώ κατά την μικρή πλευρά χρησιμοποιήθηκαν χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η ύπαρξη ανοιγμάτων σε όλο σχεδόν το μήκος της μεγάλης πλευράς της κατασκευής όπως επίσης και στους παράλληλους εσωτερικούς τοίχους δεν επέτρεπε την τοποθέτηση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων σε αυτή τη διεύθυνση. Κατά την μικρή πλευρά της κατασκευής η ύπαρξη τοίχων εσωτερικά, επέτρεψε να μπουν χιαστί σύνδεσμοι. Επίσης, η τοποθέτηση τους ήταν μέχρι ενός σημείου αναγκαία καθώς σε αυτή την πλευρά ο λόγος μήκους / ύψος είναι μικρός και με αυτό τον τρόπο η κατασκευή γινόταν εύκαμπτη σε αυτή τη διεύθυνση, με αποτέλεσμα η σεισμική μόνωση να γίνεται μη επαρκώς αποδοτική. Επίσης, θα μεταφέρονταν μεγάλες ροπές ανατροπής στη βάση της κατασκευής που μεταφράζεται σε πιθανή ύπαρξη ανασηκώματος και εφελκυσμού στα εφέδρανα.

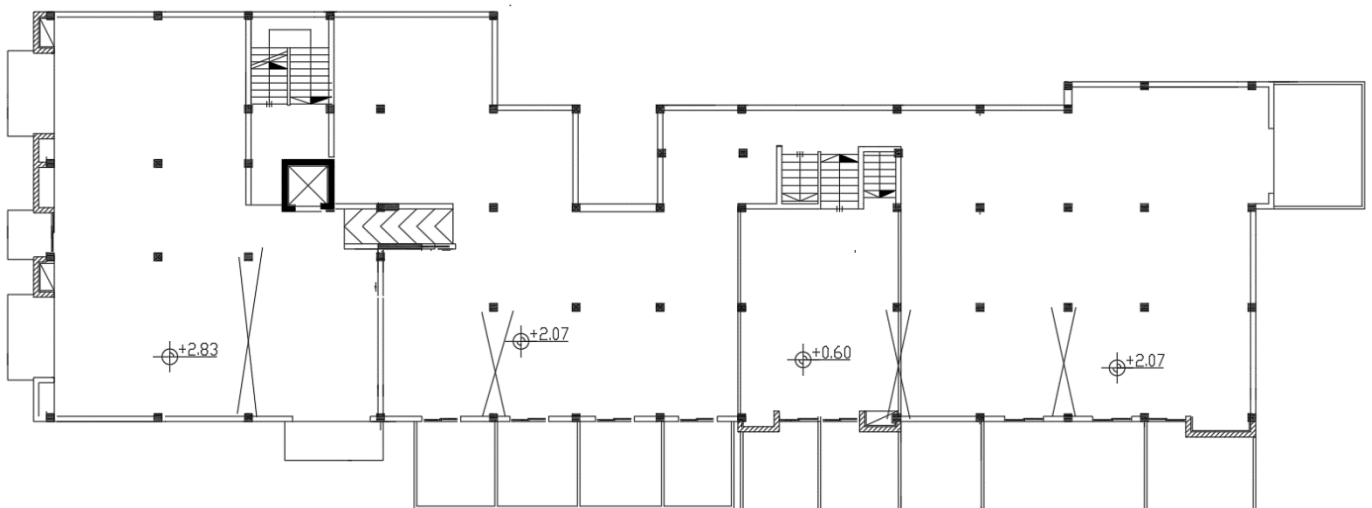
Στη στάθμη πάνω και κάτω από την μόνωση επιβάλλεται η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας, ώστε η κατασκευή να ταλαντώνεται ως στερεό σώμα πάνω από την μόνωση και να περιορίζονται οι σχετικές μετακινήσεις στα στοιχεία της υποδομής. Αυτό εξάλλου απαιτείται και από τον ΕΚ8. Έτσι, λόγω των έντονων ανισοσταθμιών της συγκεκριμένης κατασκευής και λόγω της ύπαρξης ημιπόγειων χώρων, κατασκευάστηκε ενιαία πλάκα σκυροδέματος πάχους 0,5m στη κατώτερη στάθμη, δηλαδή το -1,80m. Για λόγους κατευθείαν σύγκρισης των αποτελεσμάτων με το συμβατικά εδραζόμενο κτίριο, όπως επίσης για λόγους μη περιορισμού της γενικότητας των αποτελεσμάτων, η θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων του πακτωμένου κτιρίου έγινε ομοίως στην προαναφερθείσα στάθμη.



Εικόνα 6.9. Διάγραμμα θέσης υποστυλωμάτων μετά τις επεμβάσεις. Δείχνονται τα περιμετρικά όρια κάθε στάθμης (-1.80 , -0.81 , +0.05).

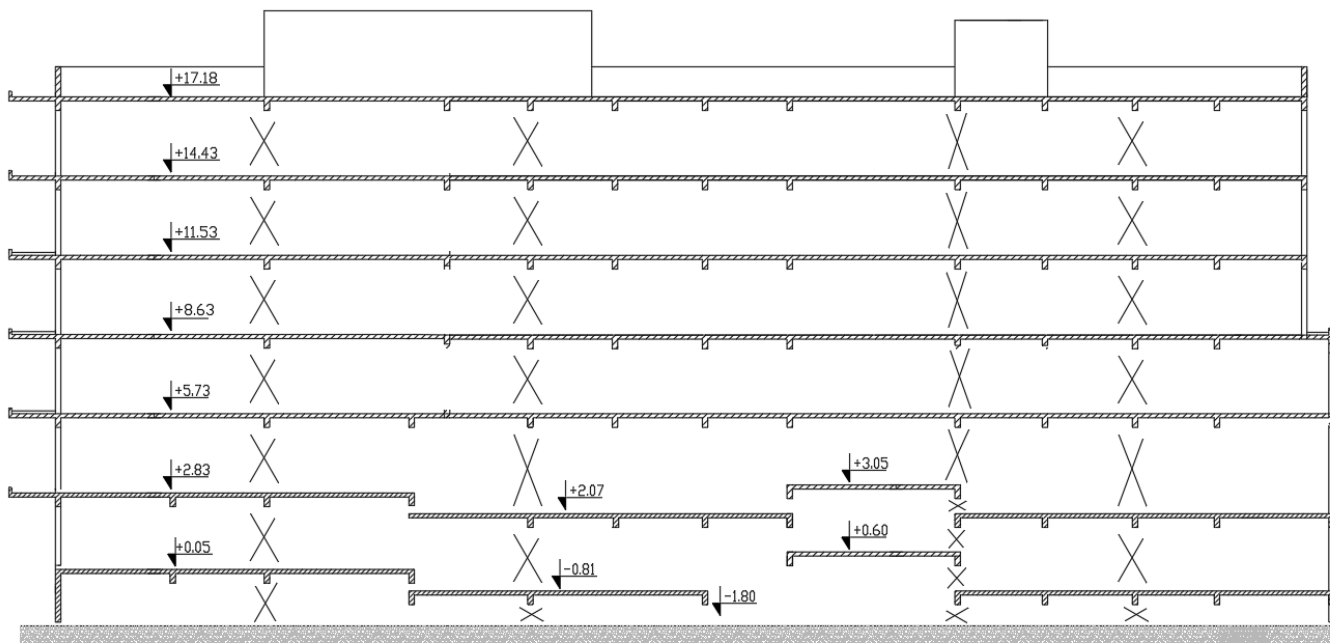


Εικόνα 6.10. Διάγραμμα θέσης υποστυλωμάτων μετά τις επεμβάσεις. Δείχονται τα περιμετρικά όρια κάθε στάθμης. (+0.60 , +2.07 , +2.83)



Εικόνα 6.11. Διάγραμμα θέσης υποστυλωμάτων μετά τις επεμβάσεις. Εκτός από τις πληροφορίες που δίνει η Εικόνα 6.10, φαίνονται και οι θέσεις των χιαστί συνδέσμων.

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 6.9 και 6.10, στις στάθμες $-0,81$ και $+2,07$ οι πλάκες δεν είναι ενιαίες και αποτελούν δύο ξεχωριστές μάζες. Επίσης, όπως φαίνεται από τις προαναφερθείσες Εικόνες, υπάρχουν πλάκες-μάζες στα επίπεδα $+0,05$, $+0,60$, $+2,83$ και $+3,05$ (η τελευταία πλάκα φαίνεται στην Τομή A-A, Εικόνα 6.7). Στους ανώτερους ορόφους οι πλάκες είναι ενιαίες ανά στάθμη (βλ. Τομή A-A). Έτσι, οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο, ώστε να υπάρχει τουλάχιστον ένας σύνδεσμος ανά πλάκα-μάζα. Αυτό συμβαίνει για να παραλαμβάνονται τα οριζόντια αδρανειακά φορτία κάθε μάζας από τουλάχιστον ένα σύνδεσμο. Επίσης, επιδιώκεται ο χιαστί σύνδεσμος να τοποθετείται όσο πιο κοντά στο κεντροειδές της κάθε πλάκας στους χαμηλότερους ορόφους. Έτσι, λαμβάνοντας υπόψη και τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς, τα χιαστί τοποθετούνται όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.11.



Εικόνα 6.12. Διάγραμμα θέσης χιαστί συνδέσμων κατά μήκος και καθ' ύψος της κατασκευής.

7 Ανάλυση Κτιρίων

7.1 Υλικά και Φορτίσεις

Τα υποστυλώματα μορφώνονται από διατομές της σειράς HEB και οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί από διατομές IPE. Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων, τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση X διαμορφώνονται με συνδέσεις ροπής και τα υποστυλώματα να κάμπτονται προς τον ισχυρό τους άξονα, ενώ τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση Y διαμορφώνονται με απλές συνδέσεις και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Για τον δομικό χάλυβα των μελών της κατασκευής χρησιμοποιείται χάλυβας S355 και για το σκυρόδεμα των πλακών C20/25.

Οι σύμμικτες πλάκες διαμορφώνονται σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα για να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία. Η σύμμικτη πλάκα διαμορφώνεται από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 της ΕΛΑΣΤΡΟΝ πάχους $t=0.75\text{mm}$ και ύψους $h=71.5\text{mm}$. Το συνολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας ορίστηκε στα 150mm και το φορτίο λήφθηκε ως $2,7\text{ kN/m}^2$.

Στον Πίνακα 7.1 φαίνονται συγκεντρωτικά τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στο σχεδιασμό και στις Εικόνες 7.2 και 7.3 οι οδηγίες από το Κυπριακό Προσάρτημα για καθορισμό του Ωφέλιμου Φορτίου βάσει της χρήσης των χώρων.



Εικόνα 7.1. Τεχνικό διάγραμμα του χαλυβδόφυλλου SymDeck73.

Πίνακας 7.1: Μόνιμα, Πρόσθετα Μόνιμα και Ωφέλιμα Φορτία της Κατασκευής.

Μόνιμα Φορτία	
Ειδικό βάρος χάλυβα	78,5 kN/m ³
Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25 kN/m ³
Συνολικό φορτίο σύμμικτης πλάκας	2,7 kN/m ²
Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία	
Εσωτερικά ελαφριά χωρίσματα γυψοσανίδας	0,4 kN/m ²
Φορτίο ψευδοροφής	0,15 kN/m ²
Φορτίο υπερυψωμένων δαπέδων	0,45 kN/m ²
Ωφέλιμα Φορτία	
Χώροι συνάθροισης κοινού, κλιμακοστάσια, βεράντες, βατό δώμα	3,5 kN/m ²
Χώροι υπνοδωματίων	2,0 kN/m ²

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels, kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹)	<p>C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions (see NOTE 1)</p> <p>C2: Areas with fixed seats (see NOTE 2) e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p>C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p>C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages (see NOTE 3).</p> <p>C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms (see NOTE 3).</p>
D	Shopping areas	<p>D1: Areas in general retail shops</p> <p>D2: Areas in department stores</p>

Εικόνα 7.2. Κατηγοριοποίηση χρήσης χώρων για ωφέλιμα φορτία σύμφωνα με το Κυπριακό Προσάρτημα.

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	2,0	2,0
- Stairs	3,0	2,0
- Balconies	4,0	2,0
Category B	3,0	4,0
Category C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,5
Category D		
- D1	5,0	7,0
- D2	5,0	7,0

15

Εικόνα 7.3. Τιμή ωφέλιμου φορτίου ανά κατηγορία χρήσης σύμφωνα με το Κυπριακό Προσάρτημα.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση παραθέτονται στον Πίνακα 7.2.

Πίνακας 7.2: Συνδυασμοί Φορτίσεων της Ανάλυσης.

Βασικοί Συνδυασμοί (Κατακόρυφα Φορτία)	
Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	$S = 1.35 G + 1.50 Q$
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	$S = G + Q$
Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία	
Σεισμικός Συνδυασμός κατά X	$S = G + 0.3 Q + E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$
Σεισμικός Συνδυασμός κατά Y	$S = G + 0.3 Q + 0.3 E_x + E_y + 0.3 E_z$
Σεισμικός Συνδυασμός κατά Z	$S = G + 0.3 Q + 0.3 E_x + 0.3 E_y + E_z$
Συνδυασμός Μάζας	
Μάζα Κατασκευής	$S = G + 0.3 Q$

7.1.1 Παράμετροι Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει τις αδρανειακές δυνάμεις χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, δηλαδή διατηρώντας τη στατική ακεραιότητά του και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τη σεισμική διέγερση. Οι τιμές των σεισμικών δράσεων καθορίζονται από τα αντίστοιχα φάσματα επιταχύνσεων με την τιμή της σεισμικής δράσης να αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 έτη και από συντελεστή σπουδαιότητας γ , που λαμβάνει υπόψη τη διαφοροποίηση της αξιοπιστίας.

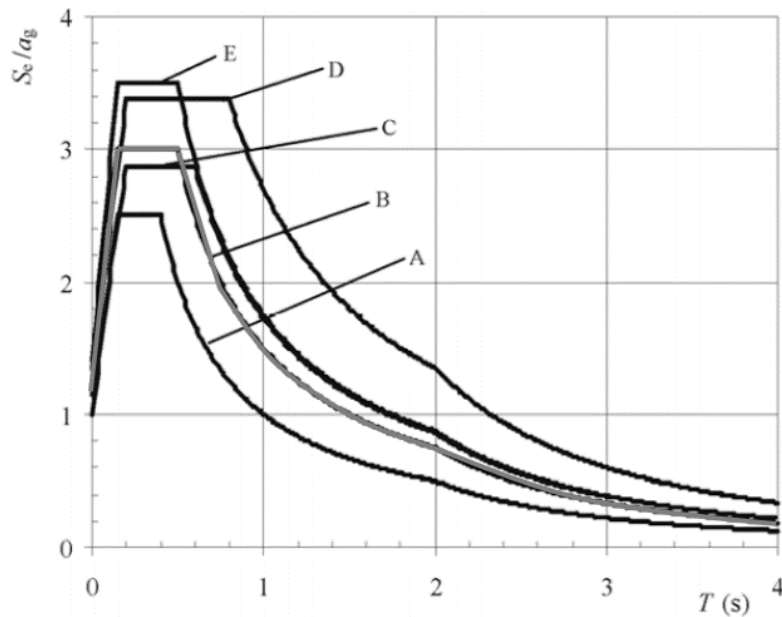
Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή με μη γραμμική απόκριση, πέραν του ορίου διαρροής τους, επιτρέπουν τον σχεδιασμό για μικρότερες σεισμικές δυνάμεις από αυτές που θα επέβαλλε η γραμμική ανάλυση, επιτρέποντας ωστόσο ελεγχόμενες βλάβες στην κατασκευή. Αυτό λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό με μειωμένο φάσμα σε σχέση με το ελαστικό, το οποίο ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η απομείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και εκτελείται γραμμική ανάλυση με αυτά τα φορτία. Οι εξισώσεις (7.1α)-(7.1δ) ορίζουν το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (7.1\alpha)$$

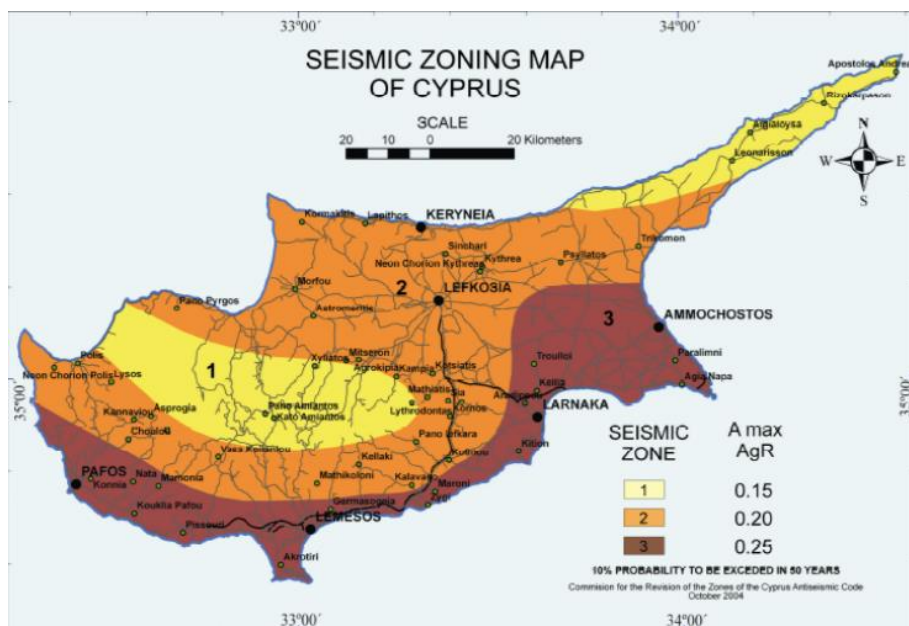
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (7.1\beta)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (7.1\gamma)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (7.1\delta)$$



Εικόνα 7.4. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για τους 5 τύπους εδάφους και $\zeta=5\%$.



Εικόνα 7.5. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας, Κύπρος.

Στην παρούσα εργασία, με ελαστική ανάλυση αναλύεται το μονωμένο κτίριο, αφού επιβάλλεται η ανωδομή να παραμένει ελαστική κατά την σεισμική διέγερση, και οι πλαστικές παραμορφώσεις να συγκεντρώνονται στο σύστημα της μόνωσης. Το συμβατικά εδραζόμενο κτίριο αναλύεται με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.5$.

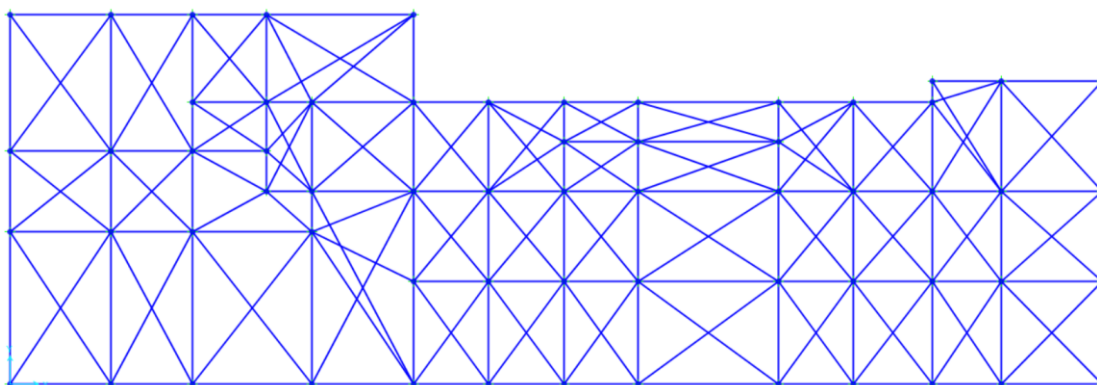
Τα μέλη των δύο μοντέλων διαστασιολογήθηκαν βάσει αντοχής διατομών και μελών στους συνδυασμούς φορτίσεων. Επίσης, για λόγους κατευθείαν σύγκρισης των αποτελεσμάτων των μετακινήσεων, στο πακτωμένο κτίριο έγινε και έλεγχος περιορισμού των μετακινήσεων. Συγκεκριμένα, αυτός ο έλεγχος θέτει ένα άνω όριο στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, οι οποίες δεν βλάπτουν τα μη φέροντα μέλη της κατασκευής.

7.2 Προσομοιώματα Ανάλυσης

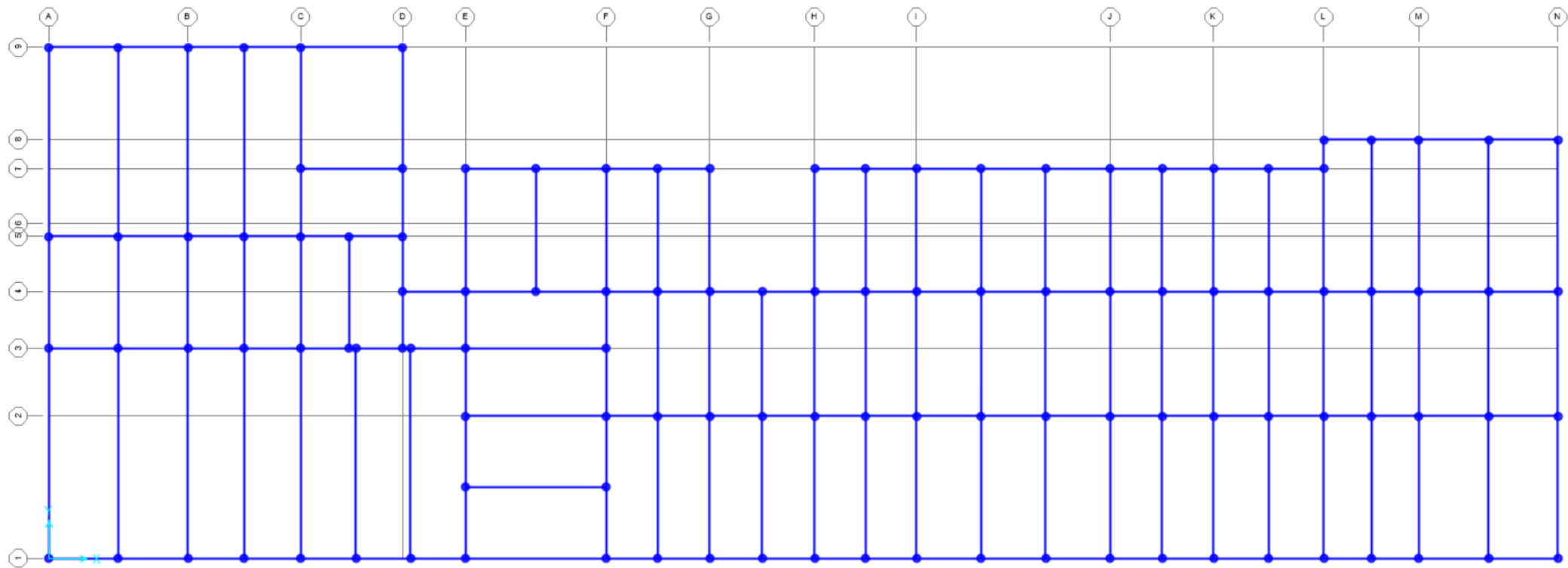
Για την ανάλυση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000. Τόσο για το πακτωμένο, όσο και για το μονωμένο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν τρισδιάστατα μοντέλα λόγω των μη κανονικοτήτων της ανωδομής. Οι φορτίσεις των μελών έγιναν στις διαδοκίδες και τις κύριες δοκούς βάσει των επιφανειών επιρροής, αντί σε επιφάνειες και τα φορτία να κατανέμονται από το πρόγραμμα στα μέλη. Η μόνη φόρτιση που λήφθηκε υπόψη αυτόματα από το πρόγραμμα είναι το ίδιο βάρος των μελών της μεταλλικής κατασκευής, της οποίας τα αποτελέσματα ελέγχθηκαν με το χέρι για την ορθότητα τους. Τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φέροντα στοιχεία μορφώθηκαν βάσει καννάβου, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές επεμβάσεις, ώστε να μην επηρεάζεται η χρήση του κτιρίου. Η διάταξη των δευτερουσών δοκών έγινε ώστε να έχουν επιφάνειες επιρροής 1,50-2,00m η κάθε μία και φαίνεται στην Εικόνα 7.7. Οι επιφάνειες επιρροής κάθε δοκού ήταν διαφορετικές από άνοιγμα σε άνοιγμα και από όροφο σε όροφο. Έτσι υιοθετήθηκαν επιφάνειες επιρροής των 1,50m, 1,70m, 1,80m, 2,00m, 2,10m και ανάλογα της φόρτισης κάθε επιφάνειας, δηλαδή αν είχε ωφέλιμο φορτίο $q=2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ ή $q = 3.5 \text{ kN} / \text{m}^2$. Αξίζει να σημειωθεί ότι η διαδικασία αυτή είναι αρκετά χρονοβόρα, αλλά διασφαλίζει την ορθή κατανομή των επιφανειακών φορτίων στα μέλη. Επίσης, οι επιφάνειες επιρροής είναι ορθογωνικές αφού τα φορτία από τις σύμμικτες πλάκες μεταφέρονται εκατέρωθεν στην μία διεύθυνση, ανάλογα με τη διάταξη του χαλυβδόφυλλου και των δευτερευουσών δοκών.

Η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής έγινε στο πακτωμένο μοντέλο βάσει των συνδυασμών φορτίσεων της προηγούμενης ενότητας και με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.5$ για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ). Η επιλογή των μελών έγινε με βάση την απομένουσα αντοχή των διατομών και μελών για βέλτιστη αξιοποίηση τους. Επίσης, στο πακτωμένο κτίριο έγινε έλεγχος των σχετικών μετακινήσεων ώστε οι διαφορές στη σύγκριση των αποτελεσμάτων σχετικών μετακινήσεων ορόφων να οφείλονται στην σεισμική απόκριση των δύο μεθόδων αντισεισμικής προσέγγισης.

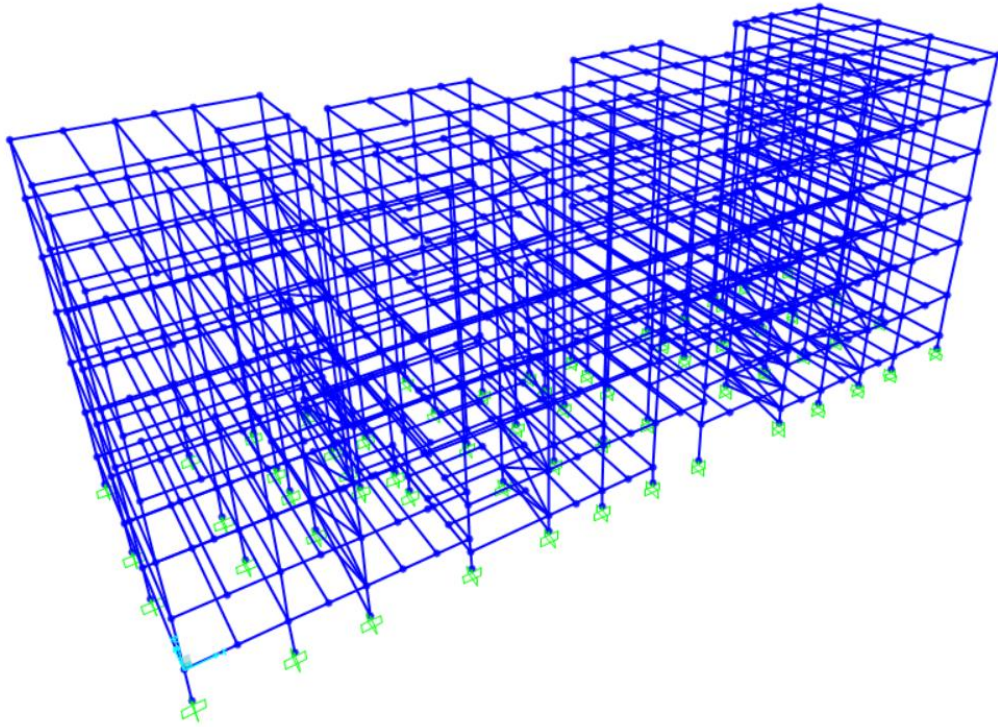
Στο πακτωμένο μοντέλο, βάσει των ισχύοντων κανονισμών, επιβάλλεται η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος πάνω και κάτω από την μόνωση. Έτσι στο μονωμένο μοντέλο, χρησιμοποιούνται μοντελικές δοκοί μεγάλης δυσκαμψίας και δυστένειας στις βάσεις των υποστυλωμάτων, πάνω ακριβώς από την στάθμη των μονωτήρων. Αυτό προσομοιώνεται στο πρόγραμμα με αύξηση του συντελεστή εμβαδού των διατομών αυτών. Επίσης, η μάζα και το βάρος λαμβάνεται ως μηδενικό, ενώ το μήκος λυγισμού ως πολύ μικρό. Η στάθμη της διαφραγματικής λειτουργίας με τις μοντελικές δοκούς φαίνεται πιο κάτω.



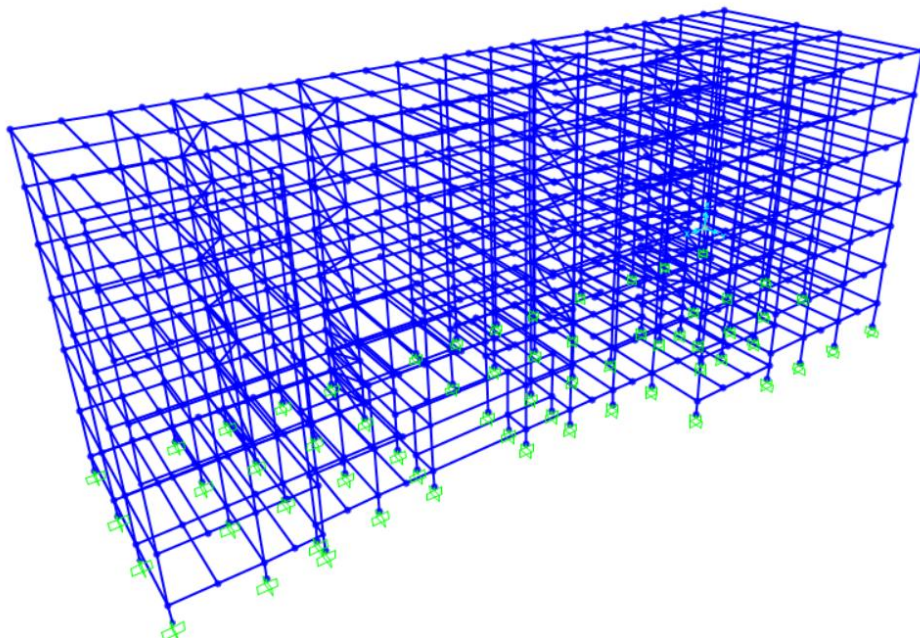
Εικόνα 7.6. Διάταξη μοντελικών δοκών για προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στην στάθμη πάνω από το σύστημα μόνωσης.



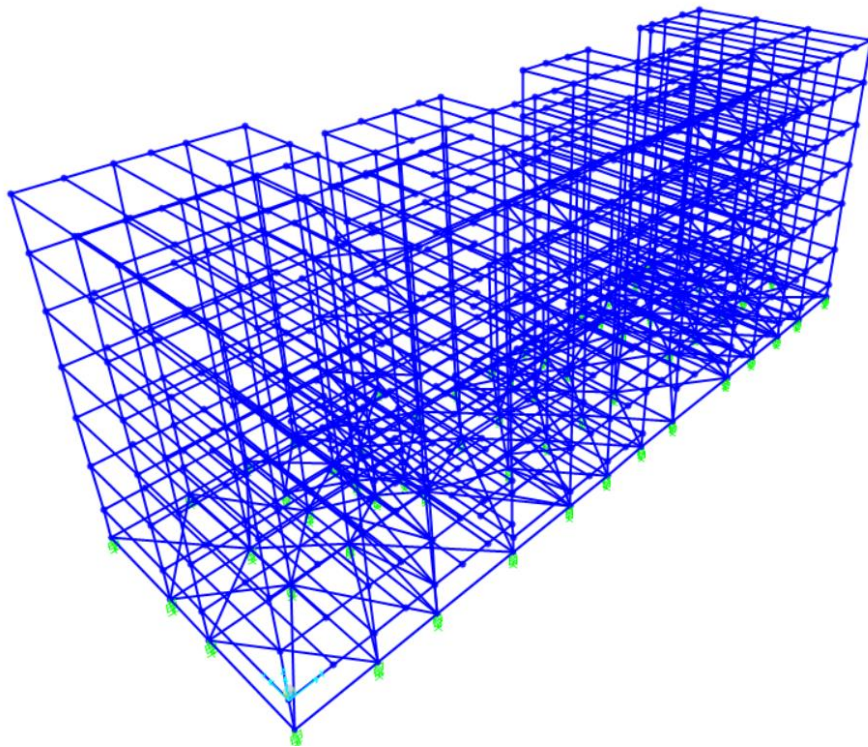
Εικόνα 7.7. Κάνναβος διάταξης οριζόντιων και κατακόρυφων φέροντων στοιχείων. Τα οριζόντια μέλη εκτός καννάβου αποτελούν τις διαδοκίδες.



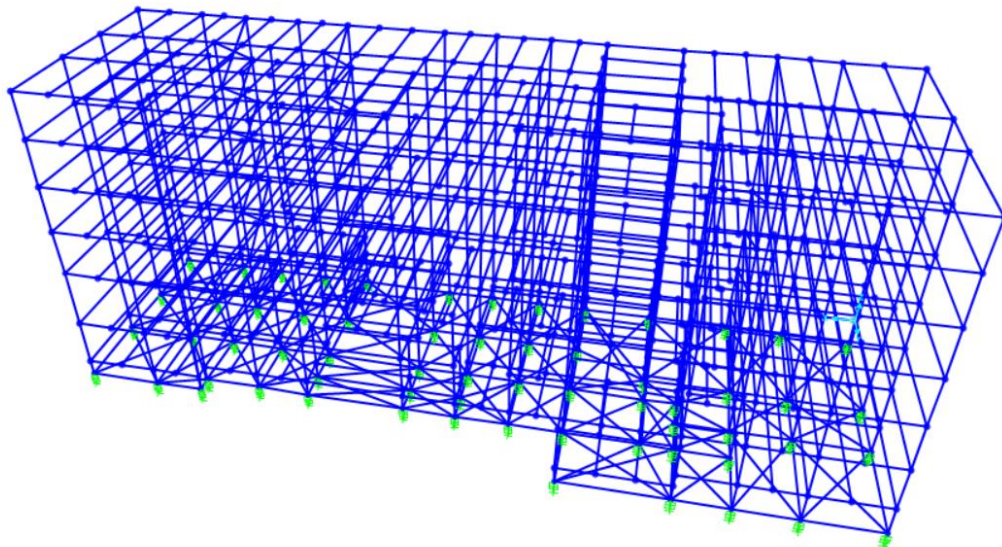
Εικόνα 7.8. Τρισδιάστατο Μοντέλο ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 για το πακτωμένο κτίριο.



Εικόνα 7.9. Τρισδιάστατο Μοντέλο ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 για το πακτωμένο κτίριο.



Εικόνα 7.10. Τρισδιάστατο Μοντέλο ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 για το μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 7.11. Τρισδιάστατο Μοντέλο ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 για το μονωμένο κτίριο.

7.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης

7.3.1 Συμβατικά Εδραζόμενο Κτίριο

Μετά την μόρφωση της γεωμετρίας του φορέα και τη φόρτιση των μελών, έγινε διαστασιολόγηση τους βάσει των εναπομενουσών αντοχών τους. Στη συνέχεια έγινε έλεγχος περιορισμού των σχετικών μετακινήσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι ικανοτικοί σχεδιασμοί δεν έγιναν στην παρούσα εργασία αφού δεν ήταν στους στόχους της μελέτης.

Ο έλεγχος του περιορισμού των σχετικών μετακινήσεων ορόφων αφορά την προστασία των μη φέροντων ευαίσθητων διαχωριστικών της κατασκευής. Αυτά αποτελούν τα υαλοπετάσματα, τα cladding, τις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις, τις μη φέρουσες τοιχοποιίες κλπ. Ο έλεγχος ικανοποιείται όταν ισχύει η παρακάτω ανίσωση 7.1.

$$d_s * v \leq 0.0075 h \quad (7.1)$$

όπου:

$$d_s = q * d_e$$

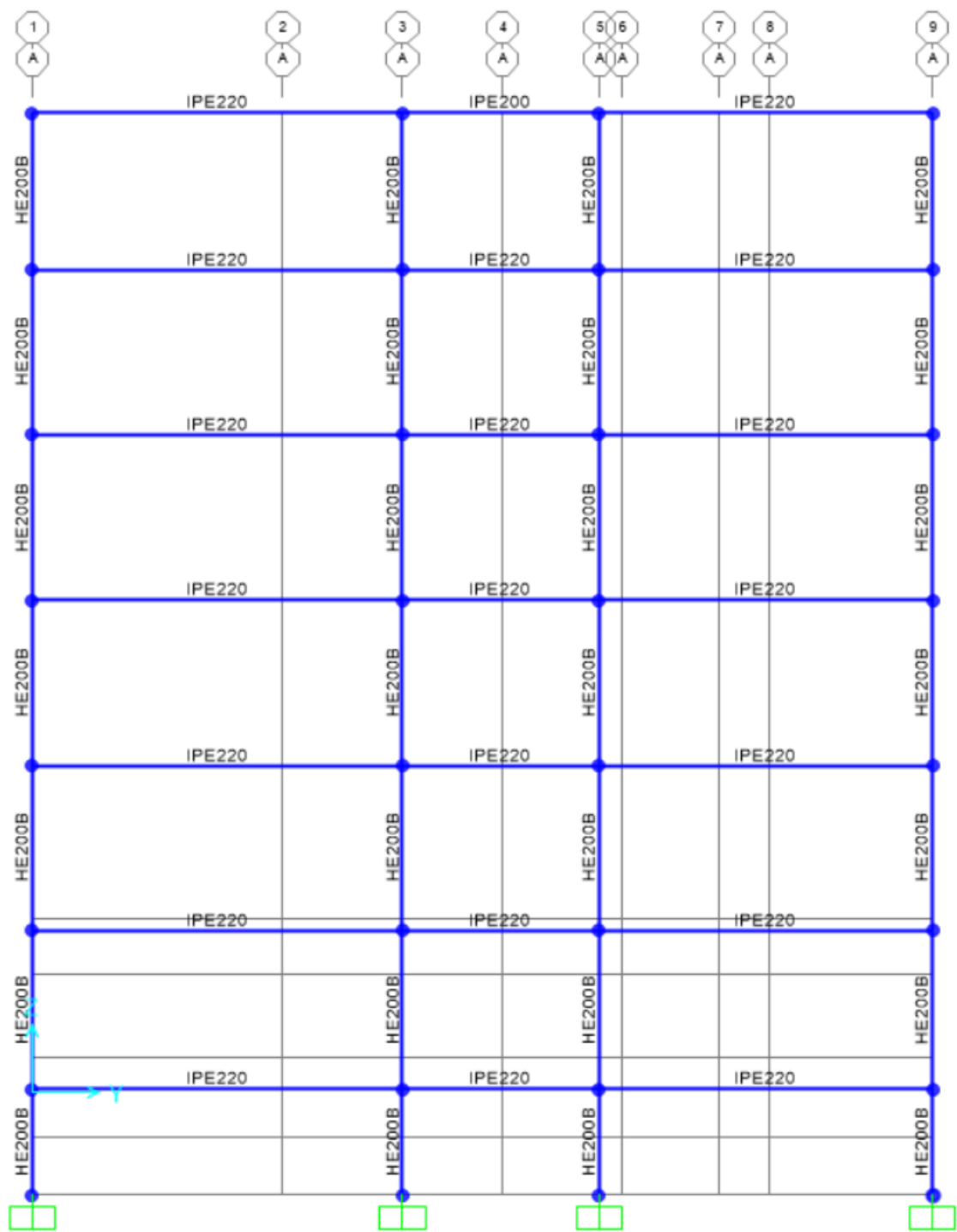
d_e : Η σχετική μετακίνηση εξεταζόμενου ορόφου όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση του σεισμού σχεδιασμού.

$v = 0.5$ για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I και II.

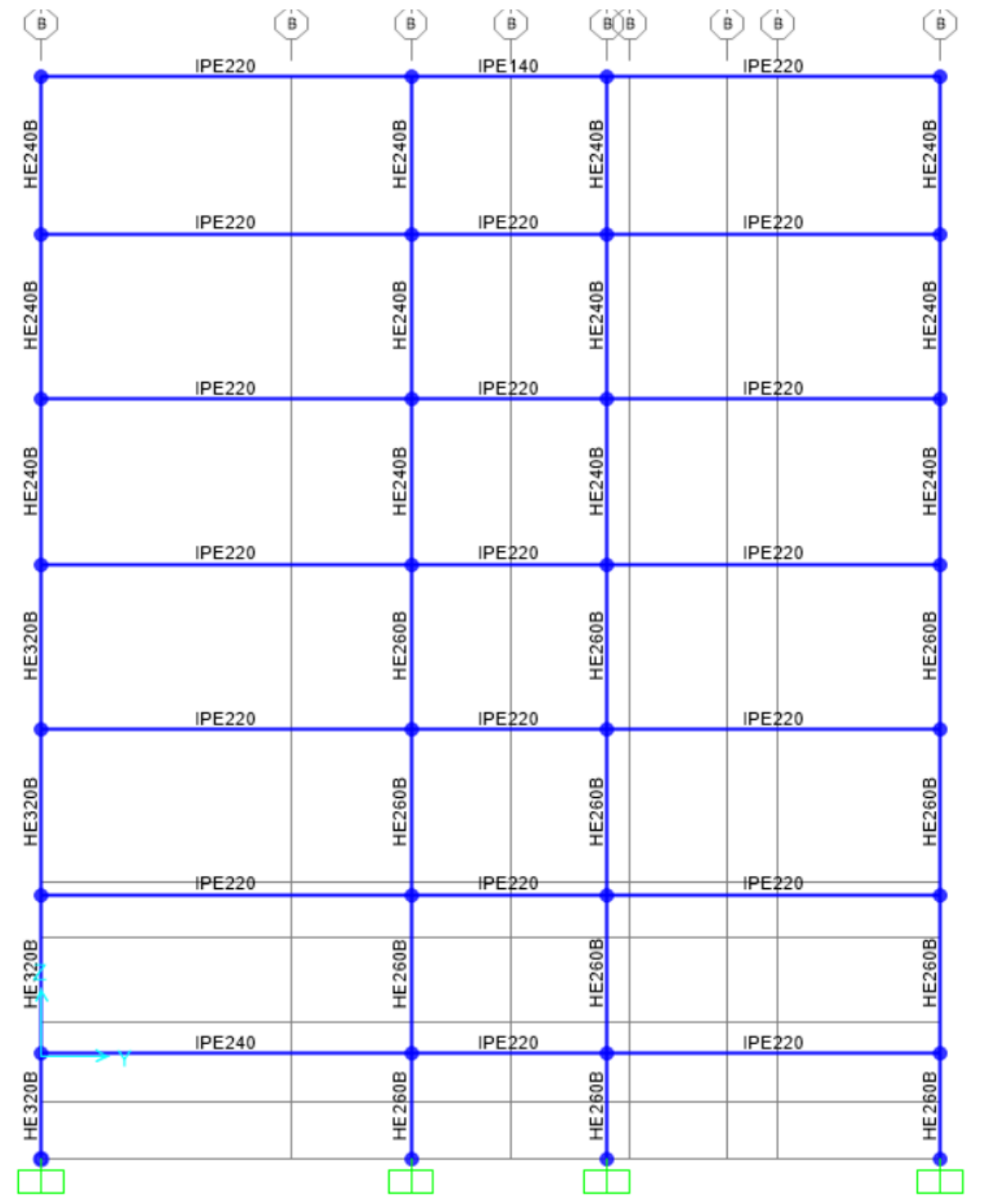
h : το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου.

Πίνακας 7.3: Έλεγχος περιορισμού σχετικών μετακινήσεων.

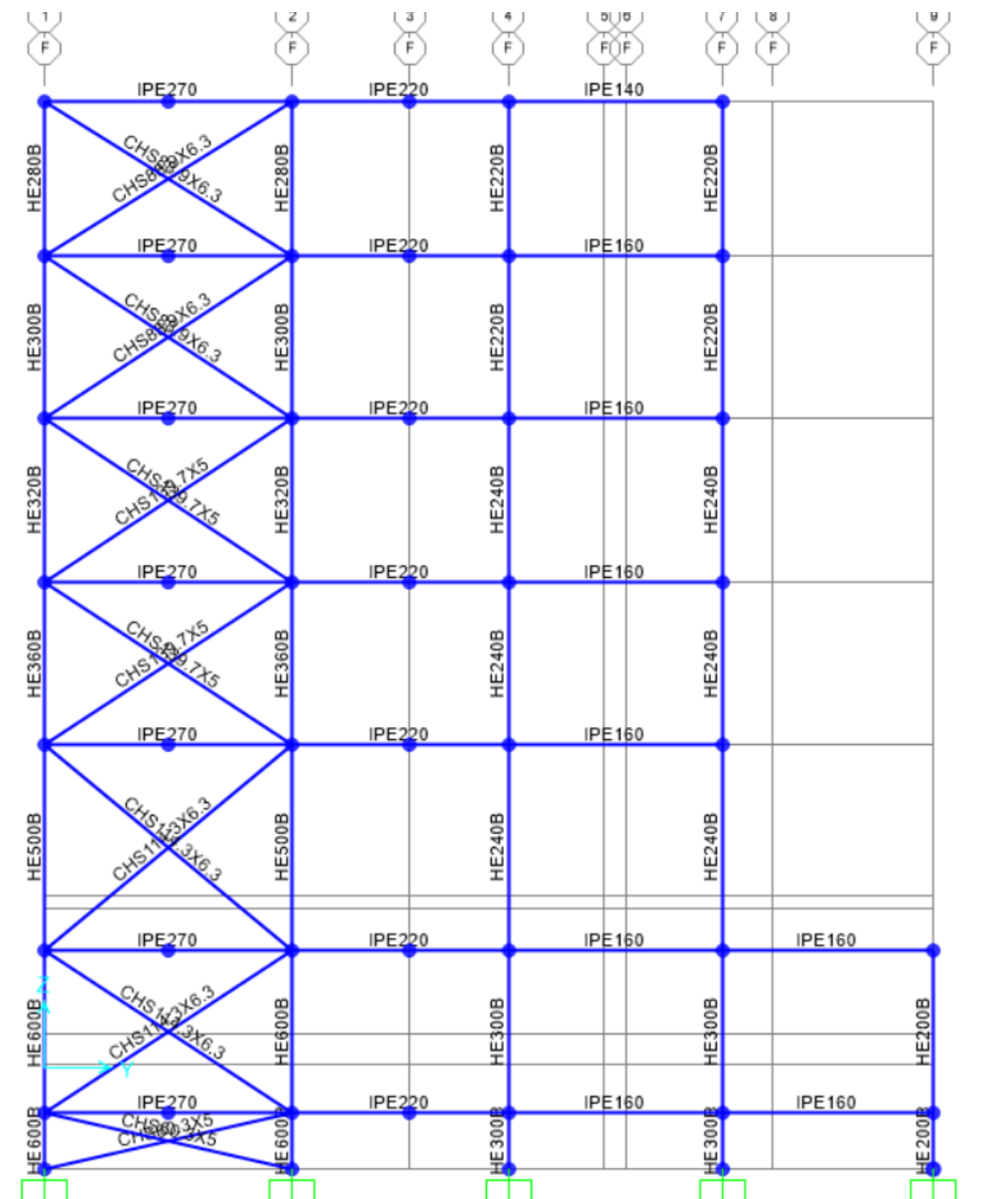
Joint Text	U1 m	dU1 m	ίθμη ορόφ m	h ορόφου m	v --	ds * v	0,0075 * h m	Έλεγχος
7	0	0	-1,80	0	0,5	0	0	OK
15	0,000935	0,000935	-0,80	1	0,5	0,0004675	0,0075	OK
39	0,005588	0,004653	2,07	2,87	0,5	0,0023265	0,021525	OK
154	0,029056	0,023468	5,73	3,66	0,5	0,011734	0,02745	OK
89	0,053792	0,024736	8,63	2,9	0,5	0,012368	0,02175	OK
105	0,079592	0,0258	11,53	2,9	0,5	0,0129	0,02175	OK
175	0,102376	0,022784	14,43	2,9	0,5	0,011392	0,02175	OK
191	0,118428	0,016052	17,18	2,75	0,5	0,008026	0,020625	OK



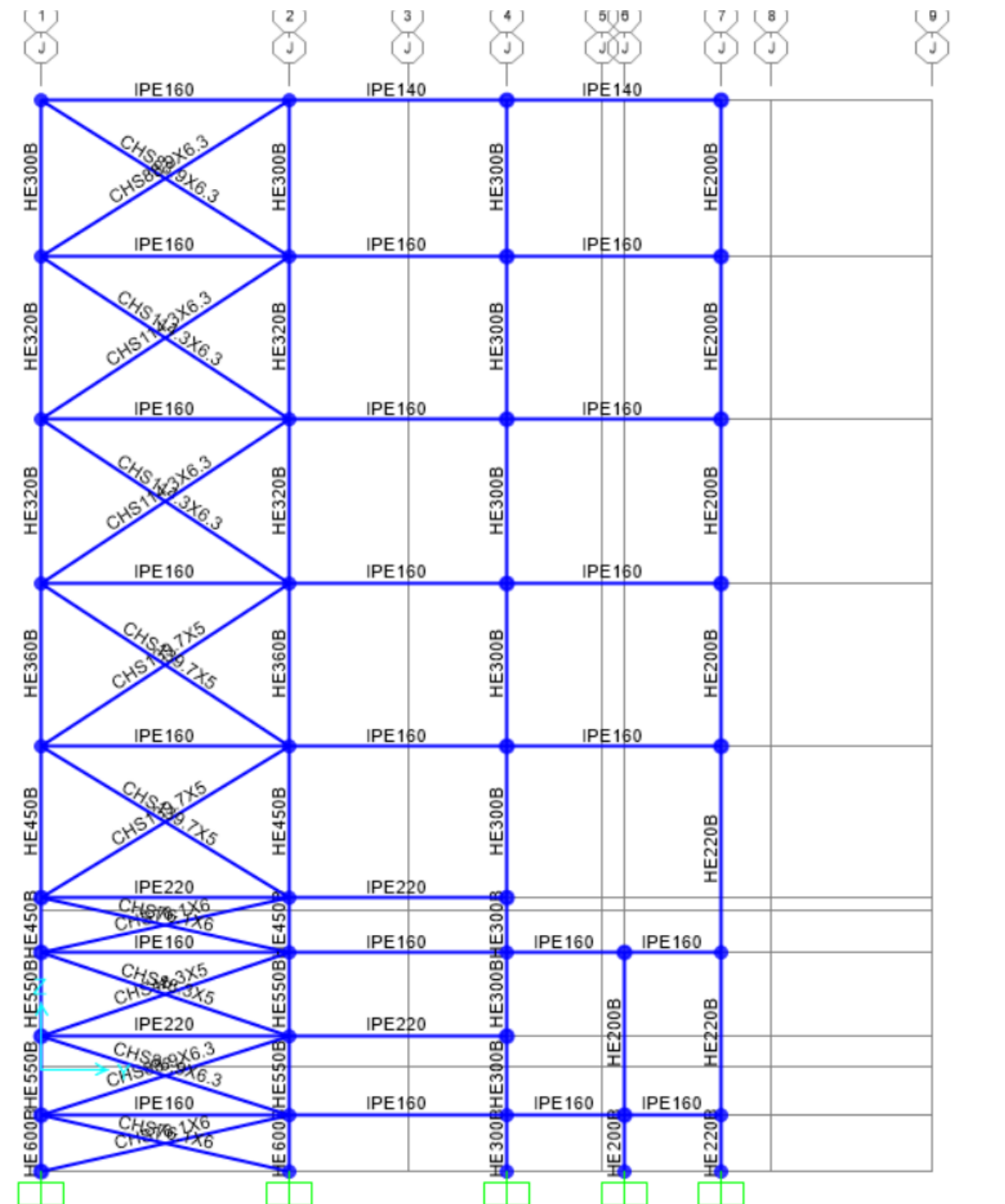
Εικόνα 7.12. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Y στην τετμημένη A.



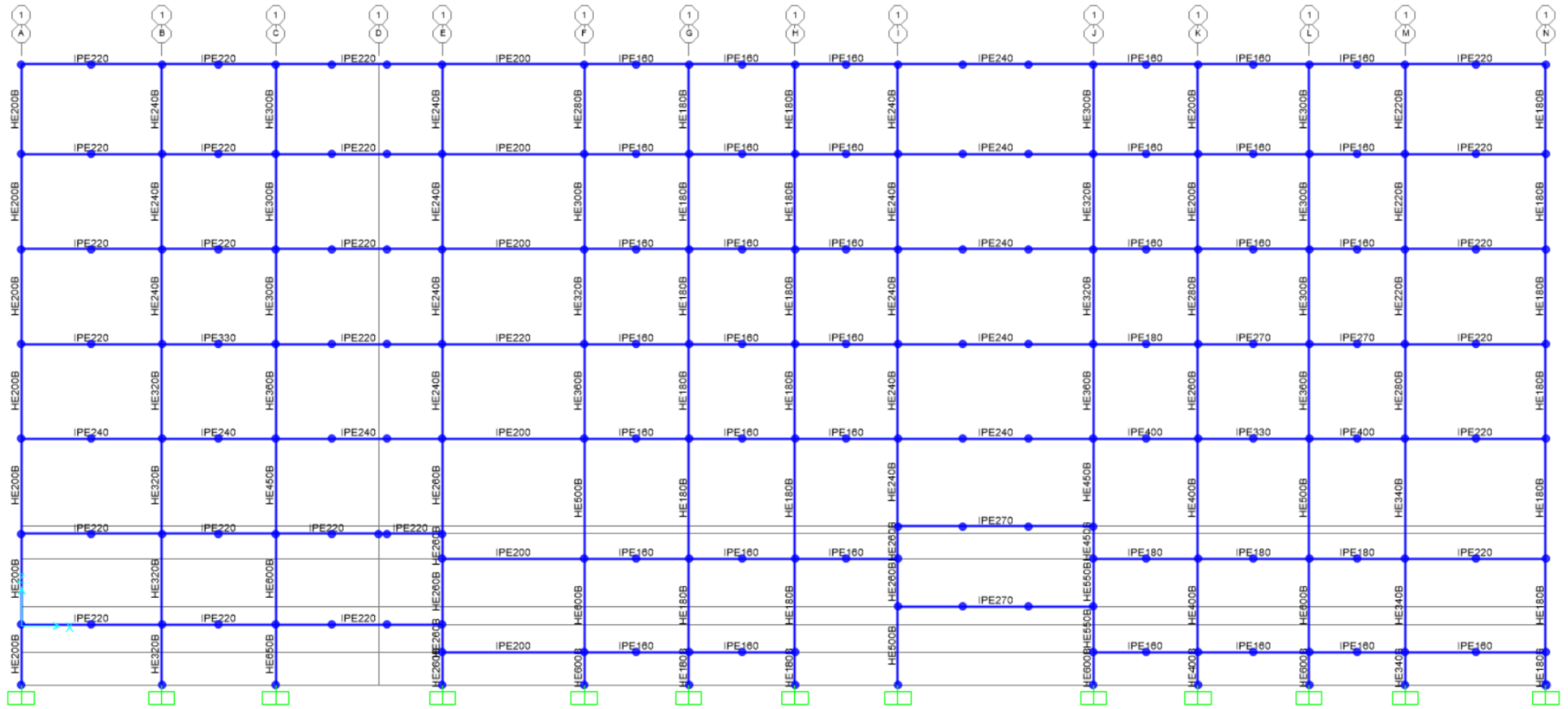
Εικόνα 7.13. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y στην τετμημένη Β.



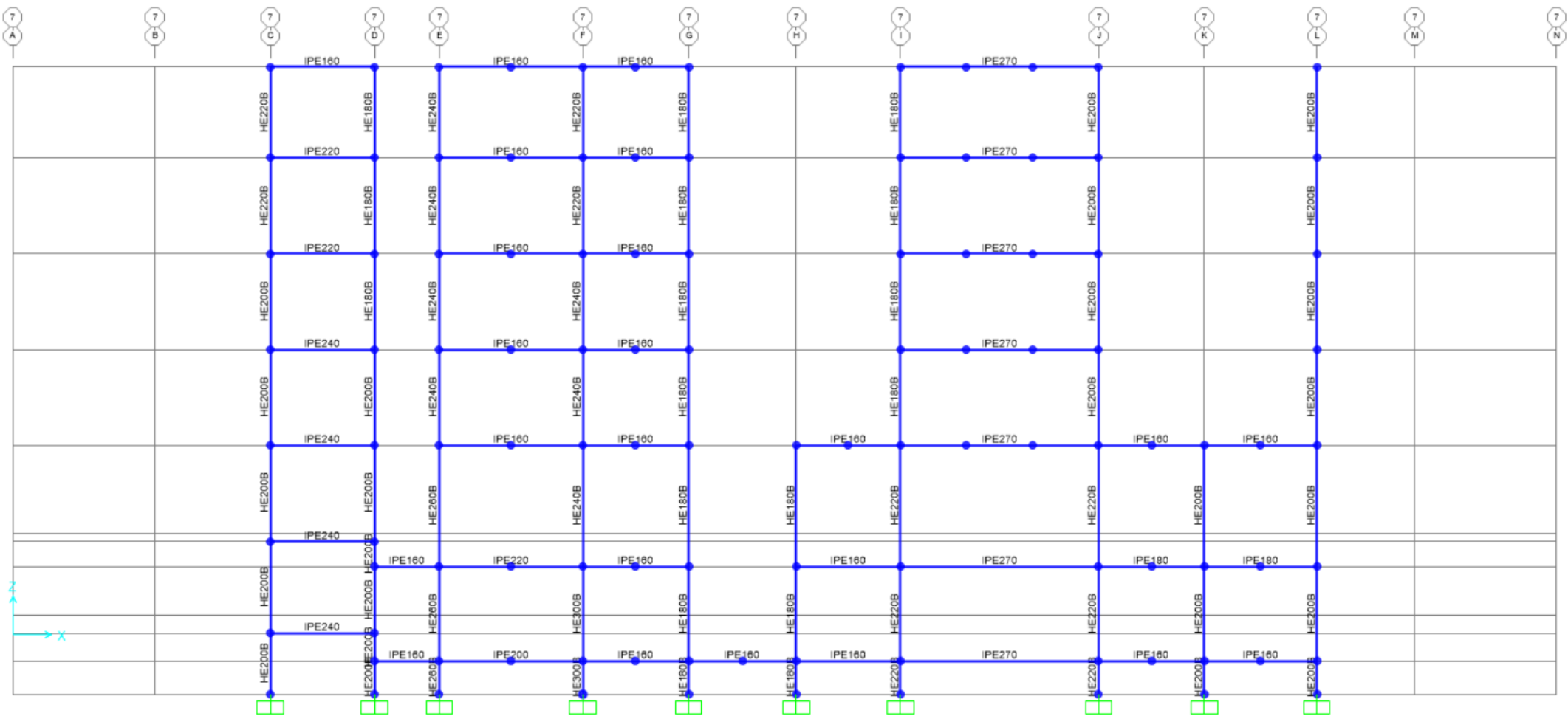
Εικόνα 7.14. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Y στη τμημένη F.



Εικόνα 7.15. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Y στην τετμημένη J.



Εικόνα 7.16. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση X στην τεταγμένη 1.

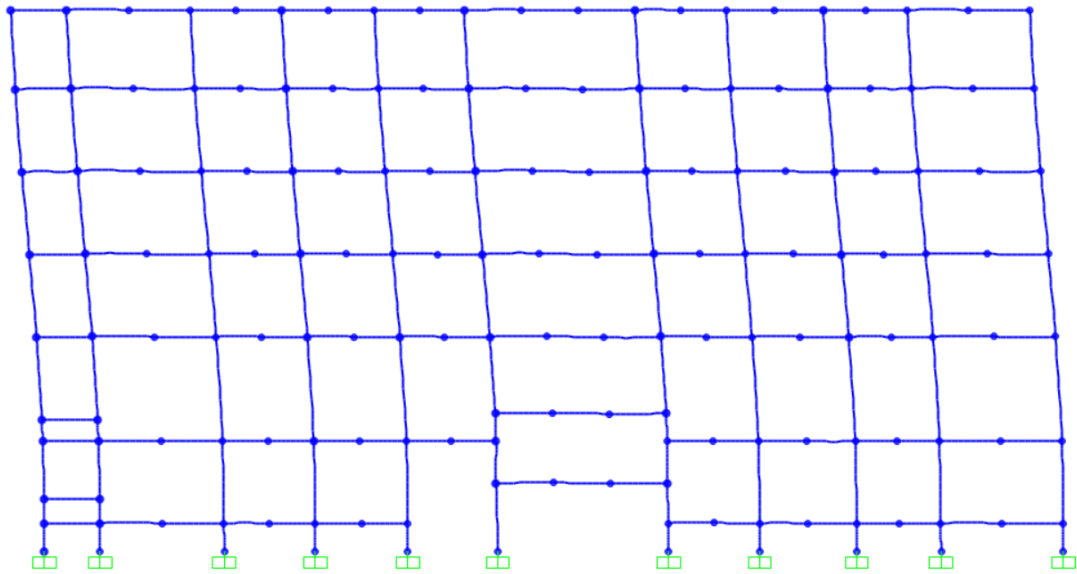


Εικόνα 7.17. Διαστασιολόγηση διατομών μελών. Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση X στην τεταγμένη 7.

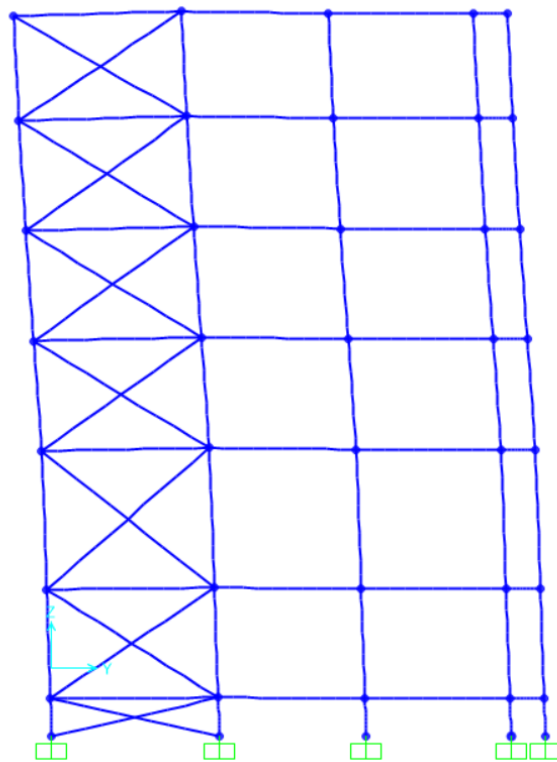
Πίνακας 7.4: Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται ανά ιδιομορφή ανά διεύθυνση.

OutputCase	εpNu	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	1	1,169844	0,60839	1,102E-05	1,277E-07	0,60839	1,102E-05	1,277E-07
MODAL	2	0,932301	0,00154	0,05071	2,973E-10	0,60993	0,05072	1,28E-07
MODAL	3	0,846852	8,101E-05	0,63407	1,208E-05	0,61001	0,68479	1,221E-05
MODAL	4	0,377746	0,12368	1,914E-05	4,268E-08	0,73369	0,68481	1,225E-05
MODAL	5	0,318144	0,00022	0,03216	9,183E-07	0,73391	0,71697	1,317E-05
MODAL	6	0,291455	1,867E-07	0,15149	3,4E-05	0,73391	0,86846	4,717E-05
MODAL	7	0,203615	0,01782	0,01165	3,711E-06	0,75173	0,88011	5,088E-05
MODAL	8	0,191799	0,04588	0,00767	6E-07	0,7976	0,88778	5,148E-05
MODAL	9	0,181349	0,00123	0,03113	1,393E-05	0,79883	0,9189	6,541E-05
MODAL	10	0,166104	9,347E-08	3,746E-06	0,01466	0,79883	0,91891	0,01472
MODAL	11	0,165273	3,848E-06	1,628E-07	0,03488	0,79884	0,91891	0,0496
MODAL	12	0,16227	4,054E-09	1,384E-06	0,00051	0,79884	0,91891	0,05012
MODAL	13	0,161995	6,763E-11	8,11E-08	6,988E-05	0,79884	0,91891	0,05019
MODAL	14	0,161931	9,695E-12	4,671E-08	1,296E-05	0,79884	0,91891	0,0502
MODAL	15	0,161908	7,509E-12	3,466E-09	4,088E-06	0,79884	0,91891	0,05021

Στον Πίνακα 7.4 βλέπουμε τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών για το πακτωμένο κτίριο. Παρατηρούμε ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή κατά X είναι στα 1,17 δευτερόλεπτα και ενεργοποιεί το 60,8% της μάζας. Στη διεύθυνση Y η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι στα 0,85 δευτερόλεπτα, είναι η τρίτη ιδιομορφή και ενεργοποιεί το 63,4% της μάζας της κατασκευής. Επίσης, παρατηρούμε ότι μέχρι την 15^η ιδιομορφή, που έχει ιδιοπερίοδο στα 0,16 δευτερόλεπτα, το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται στη X διεύθυνση είναι περίπου 80%, άρα δεν ενεργοποιείται ικανοποιητικό ποσοστό της μάζας. Από αυτά τα αποτελέσματα, βγαίνουν χρήσιμα συμπεράσματα όταν γίνει η σύγκριση με τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών στο μονωμένο κτίριο. Στις επόμενες εικόνες φαίνονται οι ιδιομορφές του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου. Για λόγους καλύτερης γεωμετρικής εποπτείας φαίνονται οι μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση που ενεργοποιεί την μάζα η ιδιομορφή, αφού στις κάθετες διευθύνσεις η ενεργοποιούμενη μάζα είναι μικρή σε ποσοστό της συνολικής.



Εικόνα 7.18. 1^η ιδιομορφή της πακτωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 1,16 sec και είναι η θεμελιώδης ιδιομορφή στη διεύθυνση X.

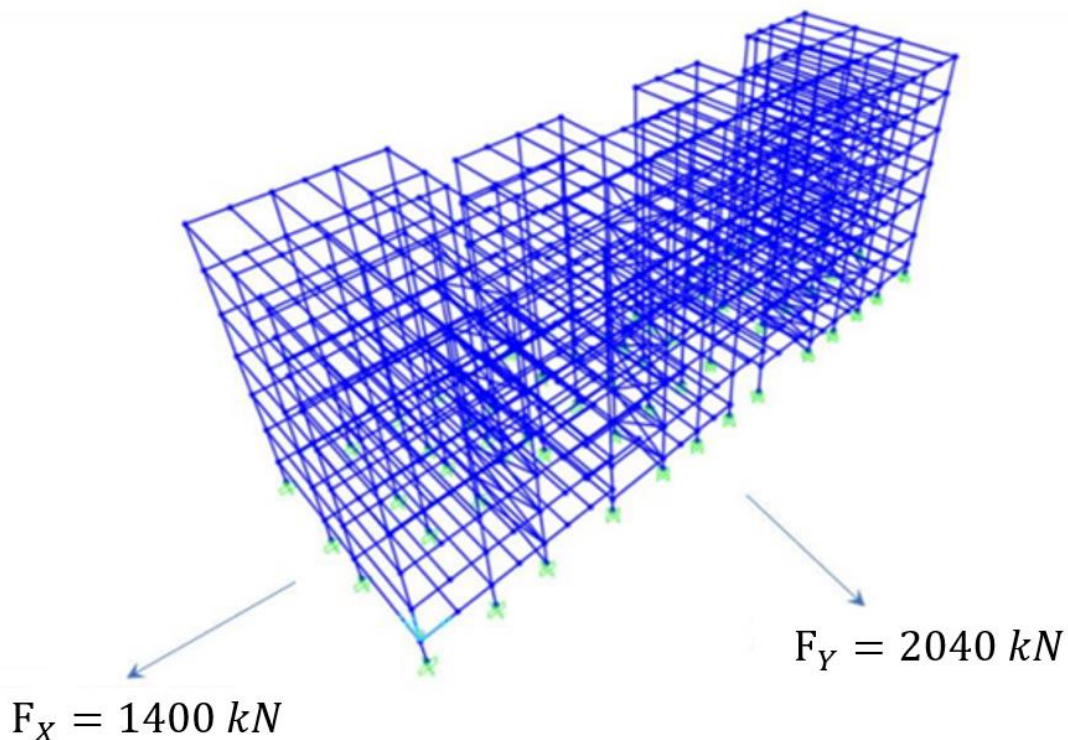


Εικόνα 7.19. 3^η ιδιομορφή της πακτωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 1,16 sec και είναι η θεμελιώδης ιδιομορφή στη διεύθυνση Y.

Για ιδιομορφική φασματική ανάλυση και συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.5$ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση ΚΠΜ) οι τέμνουσες βάσης του κτιρίου δίνονται πιο κάτω.

Πίνακας 7.5: Αποτελέσματα Ανάλυσης για τέμνουσες βάσης.

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Max	467,607	2039,95	19059,65	143586,4263	-416056,04	51708,6436
G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Min	-467,607	-2039,95	19030,933	102226,0105	-424252,01	-51708,6436
G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Max	1402,143	658,943	19052,116	129381,2421	-407856,4	24646,5487
G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Min	-1402,143	-658,943	19038,468	116431,1947	-432451,64	-24646,5487



Εικόνα 7.20. Οι τέμνουσες βάσης του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου για ιδιομορφική φασματική ανάλυση και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2.5$ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση ΚΠΜ).

7.3.2 Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Μέθοδος Μονοβάθμιου Συστήματος

Η μέθοδος θεωρεί την κατασκευή σαν απαραμόρφωτο σώμα που ταλαντώνεται σε μεταφορική κίνηση κατά τις δύο διευθύνσεις. Για αρχική επιλογή των εφεδράνων, θεωρείται το κατακόρυφο φορτίο που φέρει κάθε εφέδρανο στο σεισμικό συνδυασμό και τοποθετείται στην αντίστοιχη θέση το αντίστοιχο εφέδρανο που μπορεί να φέρει το ακριβώς μεγαλύτερο φορτίο στην αντίστοιχη θέση. Ακολούθως, για προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Ταλαντωτή γίνεται αρχική υπόθεση μετακίνησης και ακολουθούνται τα βήματα της διαδικασίας που εξηγήθηκαν στην Ενότητα 5.2 μέχρι να επέλθει σύγκλιση της μεθόδου. Ελέγχεται αν επαληθεύονται οι ανισώσεις για τους ελέγχους των εφεδράνων, όπως αυτοί παρουσιάζονται στην ενότητα 5.5. Στη συγκεκριμένη εργασία, για να γίνουν οι έλεγχοι με πραγματικές διαστάσεις και χαρακτηριστικά εφεδράνων, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν τα εφέδρανα από τη σειρά της Freyssinet. Αναλυτικά, παρουσιάζεται ο πίνακας των εφεδράνων LRB της συγκεκριμένης εταιρείας στο Παράρτημα Α. Όπως γίνεται αντιληπτό, η παραπάνω διαδικασία επιβάλλει την ύπαρξη αντίστοιχου απλοποιημένου μοντέλου για προσδιορισμό των κατακόρυφων φορτίων που φέρει κάθε υποστύλωμα, έστω και αν δε χρησιμοποιείται παρακάτω σε αυτή την μέθοδο ανάλυσης.

Επίσης, αξίζει να γίνει ιδιαίτερη μνεία για την χωροθέτηση και επιλογή των εφεδράνων. Συγκεκριμένα, κάθε υποστύλωμα χρειάζεται να καταλήγει σε εφέδρανο στη βάση του. Ωστόσο, κάθε εφέδρανο, μπορεί να είναι διαφορετικό σε διαστάσεις και χαρακτηριστικά, αναλόγως του κατακόρυφου φορτίου που φέρει. Επίσης, σε κάθε θέση υποστυλώματος και συνάμα εφεδράνου, χρειάζεται να υπάρχει μέλος της υποδομής που να παραλαμβάνει τα φορτία του εφεδράνου. Στο παρόν κτίριο, υπάρχουν 62 υποστυλώματα και τοποθετείται αντίστοιχος αριθμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων πυρήνα μολύβδου LRB. Στον Πίνακα 7.6 φαίνονται τα κατακόρυφα φορτία για 58 από τα 62 υποστυλώματα με φθίνουσα σειρά φορτίου. Τα υπόλοιπα 4 εφέδρανα δέχονται μικρότερες δυνάμεις, με το μικρότερο φορτίο να έχει τιμή 20,9 kN. Το μεγαλύτερο φορτίο σε εφέδρανο είναι τα 657,4 kN. Έτσι, η αρχική επιλογή των εφεδράνων με βάση τα κατακόρυφα φορτία δίνει εφέδρανα ακτίνας Φ300, συνολικού ύψους 169 mm, συνολικού ύψους ελαστομερούς 70mm και μέτρου διάτμησης $G=0.4\text{MPa}$. Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να φέρει το εφέδρανο είναι τα 920 kN. Συγκεντρωτικά, τα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου εφεδράνου φαίνονται πιο κάτω.

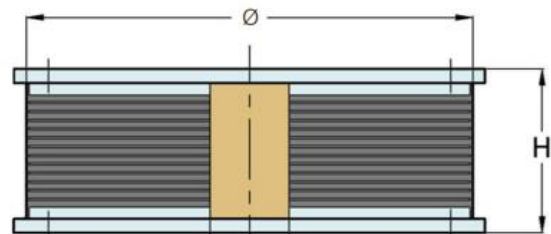
Η επαναληπτική διαδικασία που έγινε για προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή φαίνεται στο φύλλο Excel. Επίσης φαίνονται και οι αντίστοιχοι έλεγχοι του εφεδράνου (βλ. Ενότητες 5.2 και 5.5 για τις σχέσεις που χρησιμοποιούνται). Το συνολικό βάρος της κατασκευής είναι $W=19043\text{ kN}$ και αρχική προσέγγιση για μετακίνηση σχεδιασμού λήφθηκαν τα 10 εκατοστά. Τα αποτελέσματα της επαναληπτικής διαδικασίας δίνονται σε μορφή φύλλου Excel στην Εικόνα 7.22. Τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι $T_{\text{eff}}= 1.15\text{ sec}$, $K_{\text{eff}} = 57950\text{ kN/m}$, $\xi_{\text{eff}} = 0.36$ και $d_{\text{cd}} = 0.044\text{m}$.

Πίνακας 7.6: Αποτελέσματα Ανάλυσης για κατακόρυφο φορτίο κάθε εφεδράνου.

TABLE: Joint Reactions				TABLE: Joint Reactions			
Joint #	Joint Text	OutputCase Text	F3 KN	Joint #	Joint Text	OutputCase Text	F3 KN
1	78	G+0.3Q	657,355	29	254	G+0.3Q	299,394
2	215	G+0.3Q	642,811	30	3	G+0.3Q	292,006
3	62	G+0.3Q	639,409	31	278	G+0.3Q	283,698
4	244	G+0.3Q	633,545	32	274	G+0.3Q	283,235
5	64	G+0.3Q	605,118	33	276	G+0.3Q	271,819
6	122	G+0.3Q	588,426	34	264	G+0.3Q	269,99
7	220	G+0.3Q	533,319	35	82	G+0.3Q	268,495
8	214	G+0.3Q	509,842	36	258	G+0.3Q	259,274
9	222	G+0.3Q	507,816	37	250	G+0.3Q	252,28
10	270	G+0.3Q	500,427	38	217	G+0.3Q	248,39
11	268	G+0.3Q	479,953	39	224	G+0.3Q	237,974
12	260	G+0.3Q	476,53	40	8	G+0.3Q	224,486
13	74	G+0.3Q	476,367	41	235	G+0.3Q	221,127
14	246	G+0.3Q	472,384	42	232	G+0.3Q	220,566
15	124	G+0.3Q	445,648	43	281	G+0.3Q	214,771
16	226	G+0.3Q	441,129	44	116	G+0.3Q	213,408
17	252	G+0.3Q	435,267	45	1	G+0.3Q	205,363
18	60	G+0.3Q	433,904	46	248	G+0.3Q	205,187
19	233	G+0.3Q	402,081	47	241	G+0.3Q	191,807
20	69	G+0.3Q	389,299	48	213	G+0.3Q	162,495
21	262	G+0.3Q	373,496	49	6	G+0.3Q	162,236
22	243	G+0.3Q	366,992	50	7	G+0.3Q	151,26
23	42	G+0.3Q	338,436	51	211	G+0.3Q	140,503
24	228	G+0.3Q	334,2	52	230	G+0.3Q	131,169
25	80	G+0.3Q	326,657	53	4	G+0.3Q	123,93
26	121	G+0.3Q	323,693	54	94	G+0.3Q	107,703
27	58	G+0.3Q	317,243	55	256	G+0.3Q	92,66
28	218	G+0.3Q	308,763	56	5	G+0.3Q	89,008

Ø	T _r	LRB 0.4 - 10								
		H	Δ _{max}	V _{max}	V _{seism}	K _r	K _{lp}	F _y	K _{eff}	ξ _{eff}
mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm	kN	kN/mm	%
Ø300	70	169	170	920	290	0.38	3.79	34	0.56	26

- Ø: Isolator diameter
- T_r: Total thickness of elastomer
- H: Total height of isolator
- Δ_{max}: Maximum horizontal displacement
- V_{max}: Maximum vertical load under zero displacement
- V_{seism}: Maximum vertical load under seismic displacement
- K_r: Horizontal stiffness of the elastomer
- K_{lp}: Stiffness of the lead
- F_y: Elastic force of the lead
- K_{eff}: Effective stiffness of the isolator
- ξ_{eff}: Effective damping



Εικόνα 7.21. Το χαρακτηριστικά και οι διαστάσεις του εφεδράνου που επιλέχθηκε.

Εφέδρανα Φ300, τ=70, G=0,4MPa της Freyssinet	
Δεδομένα	
Διάμετρος	D = 0,3 m
Δύναμη διαρροής εφεδράνου F _y	F _y = 34 kN
Οριζόντια δυσκαμψία ελαστομερούς K _r	K _r = 380 kN/m
Δυσκαμψία μολύβδου K _{lp}	K _{lp} = 3790 kN/m
Ελαστική Δυσκαμψία	K _e = 4170 kN/m
Συνολικό Πάχος Ελαστομερούς	t = 0,07 m
Μετακίνηση διαρροής εφεδράνου d _y	d _y = 0,008153477 m
Αριθμός εφεδράνων	n = 62
1η επανάληψη	
Υποθετική τιμή μετακίνησης σχεδιασμού d _{bd}	d _{bd} = 0,041 m
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμο	F _{max} = 46,48 kN
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία	K _{eff,i} = 1133,70 kN/m
Αποσβενόμενη ενέργεια	E _{D,i} = 4,06 kNm
Συνολική δυσκαμψία συστήματος μόνωσης	K _{eff} = 70289,37 kN/m
Συνολική ενέργεια	ΣΕ = 251,72
Ενεργός απόσβεση ξ _{eff}	ξ _{eff} = 0,34
Συντελεστής απόσβεσης n _{eff}	n _{eff} = 0,51 (αδιάστατο)
Μάζα ανωδομής	M _{ολικό} = 1941,18 tn
Ενεργός ιδιοπερίοδος	T = 1,04
Φασματική επιτάχυνση	Se (T) = 0,18 g
Μετακίνηση σχεδιασμού	d _{cd} = 0,0411
Σύγκλιση	0,4 %

2η επανάληψη	
Υποθετική τιμή μετακίνησης σχεδιασμού d _{bd}	d _{bd} = 0,0430 m
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμο	F _{max} = 40,71 kN
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία	K _{eff,i} = 946,05 kN/m
Αποσβενόμενη ενέργεια	E _{D,i} = 3,97
Συνολική δυσκαμψία συστήματος μόνωσης	K _{eff} = 58655,30 kN/m
Συνολική ενέργεια	ΣΕ = 246,09
Ενεργός απόσβεση ξ _{eff}	ξ _{eff} = 0,36
Συντελεστής απόσβεσης n _{eff}	n _{eff} = 0,49
Μάζα ανωδομής	M _{ολικό} = 1941,18 tn
Ενεργός ιδιοπερίοδος	T = 1,14
Φασματική επιτάχυνση	Se (T) = 0,16 g
Μετακίνηση σχεδιασμού	d _{cd} = 0,0438
Σύγκλιση	1,8 %
3η επανάληψη	
Υποθετική τιμή μετακίνησης σχεδιασμού d _{bd}	d _{bd} = 0,0438
Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμο	F _{max} = 40,94
Ενεργός οριζόντια δυσκαμψία	K _{eff,i} = 934,67
Αποσβενόμενη ενέργεια	E _{D,i} = 4,06
Συνολική δυσκαμψία συστήματος μόνωσης	K _{eff} = 57949,44
Συνολική ενέργεια	ΣΕ = 251,41
Ενεργός απόσβεση ξ _{eff}	ξ _{eff} = 0,36
Συντελεστής απόσβεσης n _{eff}	n _{eff} = 0,4939
Μάζα ανωδομής	M _{ολικό} = 1941,18
Ενεργός ιδιοπερίοδος	T = 1,15
Φασματική επιτάχυνση	Se (T) = 0,16
Μετακίνηση σχεδιασμού	d _{cd} = 0,0441
Σύγκλιση	0,7 %

Εικόνα 7.22. Επαναληπτική Διαδικασία προσδιορισμού των χαρακτηριστικών του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Ταλαντωτή σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων που επιλέχθηκαν.

Έλεγχοι:			
Έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης λόγω οριζόντιας μετακίνησης.			
συνολική μετακίνηση σχεδιασμού	επαυξημένη μετακίνηση (m)	διατμητική παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετακίνησης	
$d_{e,d}$ (m)	d	$\epsilon_{s,d}$	
0,062377314	0,093565971	1,33665673	<2 OK
Έλεγχος μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης.			
συντελεστής σχήματος	μέτρο διάτμησης για κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού	μέγιστη ορθή τάση εφεδράνου	διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού λόγω αξονικής θλίψης
S (αδιάστατο)	$G_{b,min} = 1,1 G$ (MPa)	σ_e (MPa)	$\epsilon_{c,d}$
8,333333333	0,44	9,196	3,761844109
(έστω 10 πάχη ελαστομερούς)		$N_{max} =$ 650 kN $A =$ 0,07069 m ²	
$E_{b,d,max}$	$E_{b,d}$		
6,08696	5,0985	$<E_{b,d,max}$	OK
Έλεγχος ευστάθειας			
μέγιστη ορθή τάση εφεδράνου	Μέγεθος ελέγχου		
σ_e (MPa)	σ_e (MPa)		
9,196	9,524		OK

Εικόνα 7.23. Έλεγχοι μετακινήσεων και ευστάθειας εφεδράνου.

7.3.3 Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση

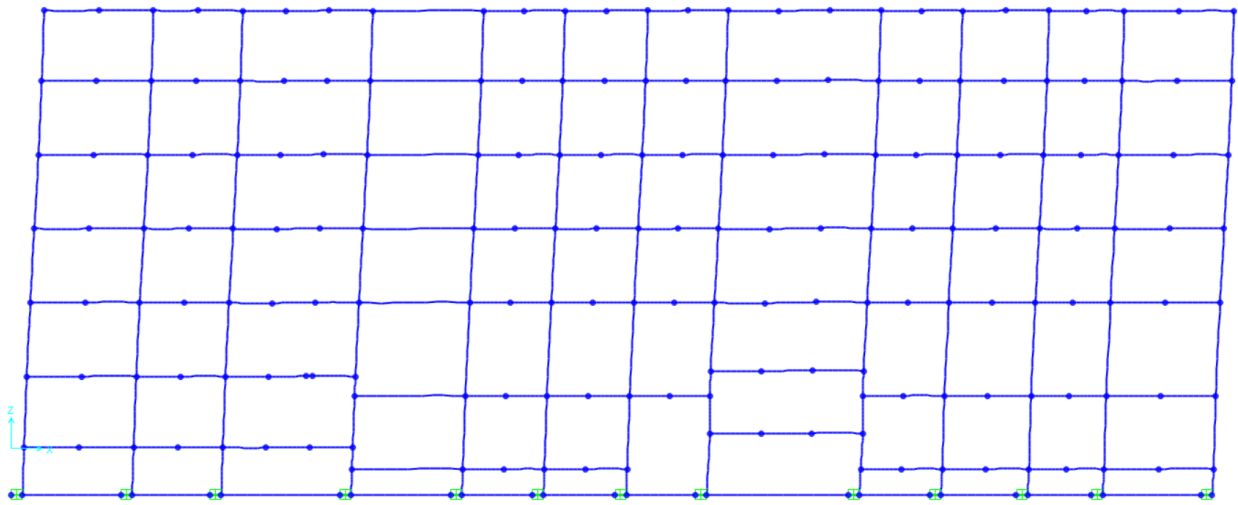
Για τη φασματική ιδιομορφική ανάλυση απαιτείται τρισδιάστατο μοντέλο του κτιρίου. Οι μονωτήρες προσομοιώνονται με γραμμική συμπεριφορά, με δυσκαμψία τον λόγο της μέγιστης δύναμης προς την μετακίνηση σχεδιασμού, όπως δίνεται από τα διαγράμματα συμπεριφοράς των μονωτήρων (επιβατική δυσκαμψία) (βλ. εικόνα 5.2). Η μέθοδος που ακολουθείται, εξηγείται αναλυτικά στην Ενότητα 5.3. Στο Παράρτημα Β στο τέλος του παρόντος τεύχους, υπάρχουν αναλυτικότερες οδηγίες για προσομοίωση των μονωτήρων στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000.

Για τη συγκεκριμένη ανάλυση, χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο που διαστασιολογήθηκε το πακτωμένο κτίριο, για λόγους κατευθείαν σύγκρισης των αποτελεσμάτων σε όρους τεμνουσών βάσεων και μετακινήσεων.

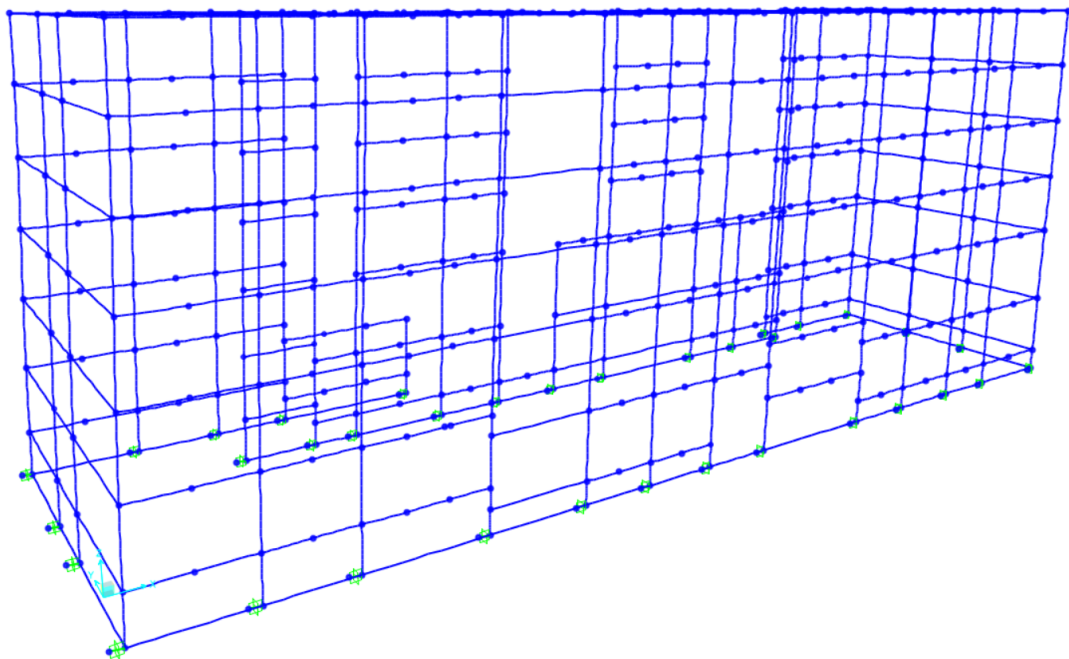
Στον Πίνακα 7.7 φαίνονται τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών όπως δίνονται από την ιδιομορφική ανάλυση. Φαίνεται χαρακτηριστικά η επιμήκυνση των πρώτων ιδιοπεριόδων. Αυτό οφείλεται στην εισαγωγή των μονωτήρων, δηλαδή την εισαγωγή μιας μικρότερης δυσκαμψίας στη βάση της κατασκευής. Ειδικότερα, οι πρώτες 3 ιδιοπεριόδοι έχουν τιμή ίση με 1,66sec, 1,50sec και 1,42sec αντίστοιχα. Η πρώτη ιδιοπερίοδος είναι μεταφορική κατά Χ και ενεργοποιεί το 90,0% της μάζας της κατασκευής. Η δεύτερη και η τρίτη ιδιοπερίοδος είναι μεταφορικές κατά Υ και στροφικές και ενεργοποιούν το 37,0% και 60,2% της μάζας της κατασκευής κατά την Υ διεύθυνση. Δηλαδή συνολικά ενεργοποιούν το 97,3% της μάζας της κατασκευής. Με άλλα λόγια, στη διεύθυνση Υ ενεργοποιείται σχεδόν όλη η μάζα της κατασκευής από τις ιδιομορφές της μόνωσης, ενώ στην διεύθυνση Υ λαμβάνουν μέρος και οι ανώτερες ιδιομορφές. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί από το γεγονός ότι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που λειτουργούν κατά τη διεύθυνση Υ κάνουν το κτίριο επαρκώς δύσκαμπτο ώστε να μην συμμετέχουν οι ανώτερες ιδιομορφές. Αντιθέτως, η πλαισιακή λειτουργία στη διεύθυνση Χ δεν κάνει το κτίριο επαρκώς δύσκαμπτο με αποτέλεσμα να συμμετέχουν οι ανώτερες ιδιομορφές στην απόκρισή του. Επίσης, η απουσία των χιαστί συνδέσμων στη διεύθυνση Χ φαίνεται και από την μορφή της ιδιομορφής της μόνωσης κατά Χ, όπου υπάρχουν μικρές σχετικές μετακινήσεις ορόφων.

Πίνακας 7.7: Ιδιοπεριόδοι και Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται ανά ιδιομορφή ανά διεύθυνση.

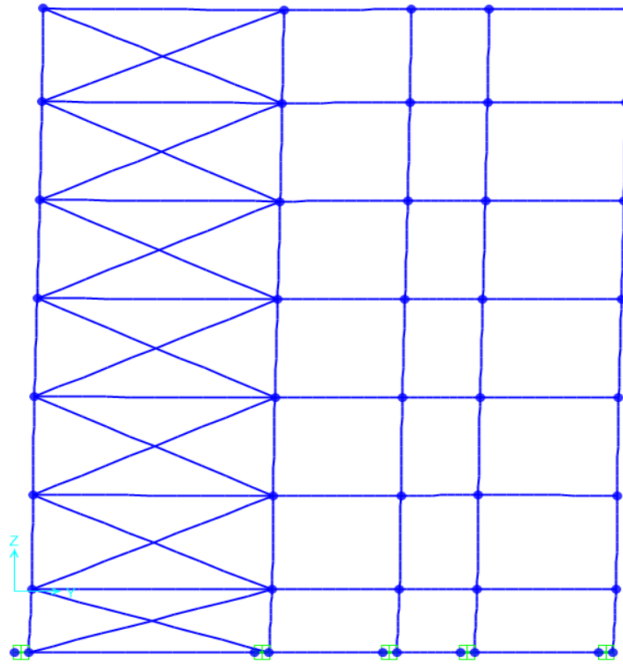
OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	1	1,663649	0,89899	0,0005	9,017E-08	0,89899	0,0005	9,017E-08
MODAL	2	1,500577	0,00439	0,37019	1,593E-07	0,90339	0,37069	2,495E-07
MODAL	3	1,421859	0,00059	0,60223	9,163E-07	0,90398	0,97292	1,166E-06
MODAL	4	0,605722	0,08665	1,805E-06	7,1E-08	0,99063	0,97292	1,237E-06
MODAL	5	0,512688	0,00013	0,00243	8,248E-09	0,99076	0,97536	1,245E-06
MODAL	6	0,481532	2,461E-06	0,01816	3,916E-05	0,99077	0,99352	4,04E-05
MODAL	7	0,305575	0,00776	1,42E-07	1,6E-07	0,99853	0,99352	4,056E-05
MODAL	8	0,239558	1,841E-08	0,00018	1,012E-06	0,99853	0,99369	4,157E-05
MODAL	9	0,214494	3,492E-06	6,435E-05	1,131E-05	0,99853	0,99376	5,288E-05
MODAL	10	0,177726	0,00103	4,352E-06	2,473E-05	0,99957	0,99376	7,761E-05
MODAL	11	0,166106	6,1E-09	2,598E-08	0,01467	0,99957	0,99376	0,01475
MODAL	12	0,165271	1,824E-07	4,741E-09	0,03488	0,99957	0,99376	0,04963
MODAL	13	0,162271	4,753E-10	1,695E-09	0,00051	0,99957	0,99376	0,05014
MODAL	14	0,161995	1,026E-10	9,304E-10	7,049E-05	0,99957	0,99376	0,05021
MODAL	15	0,161931	8,156E-12	3,146E-10	1,307E-05	0,99957	0,99376	0,05023



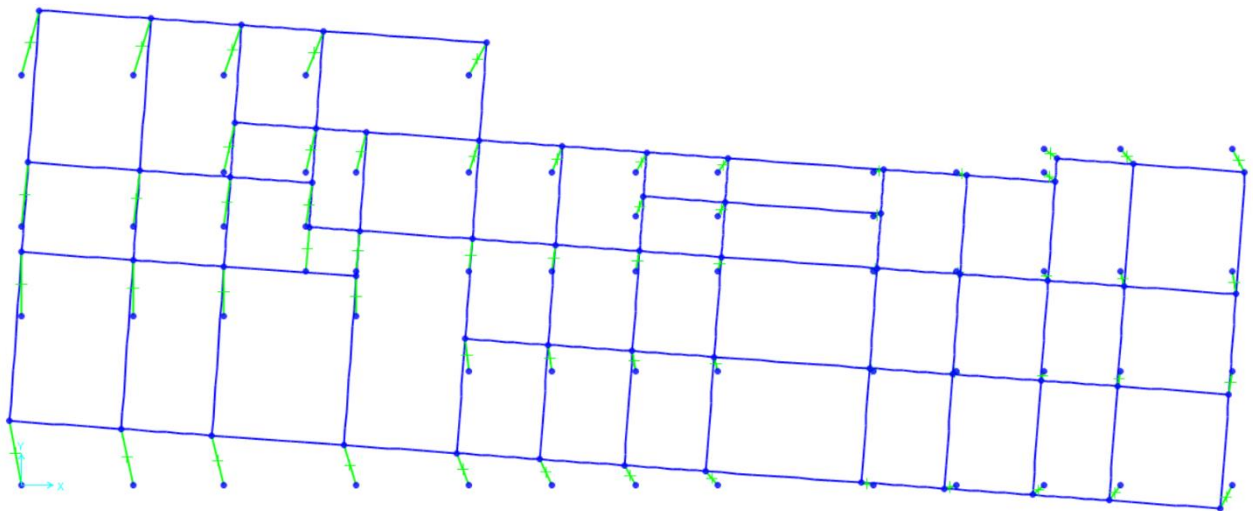
Εικόνα 7.24. 1^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 1,66 sec και είναι μεταφορική κατά X. Χαρακτηριστικά φαίνονται οι σχετικές μετακινήσεις εφεδράνων.



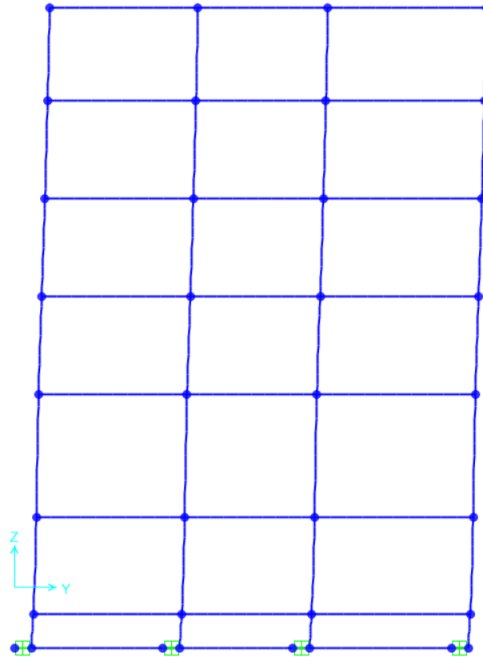
Εικόνα 7.25. Λεπτομέρεια 1^{ης} ιδιομορφής της μονωμένης κατασκευής στο τρισδιάστατο μοντέλο. Χαρακτηριστικά διακρίνεται η σχετική μετακίνηση στα εφεδράνα. Για εποπτικούς λόγους στην προβολή φαίνονται μόνο τα περιφερειακά μέλη της κατασκευής.



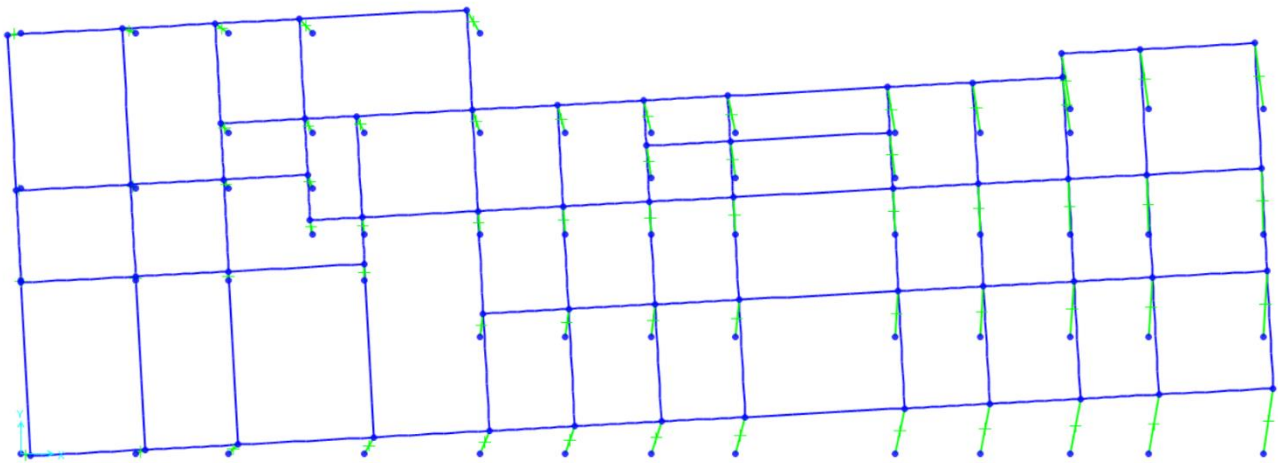
Εικόνα 7.26. 2^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 1,50 sec και είναι μεταφορική κατά Y και στροφική. Χαρακτηριστικά φαίνονται οι σχετικές μετακινήσεις εφεδράνων και οι μικρές σχετικές μετακινήσεις ορόφων (μικρότερες από τη διεύθυνση X).



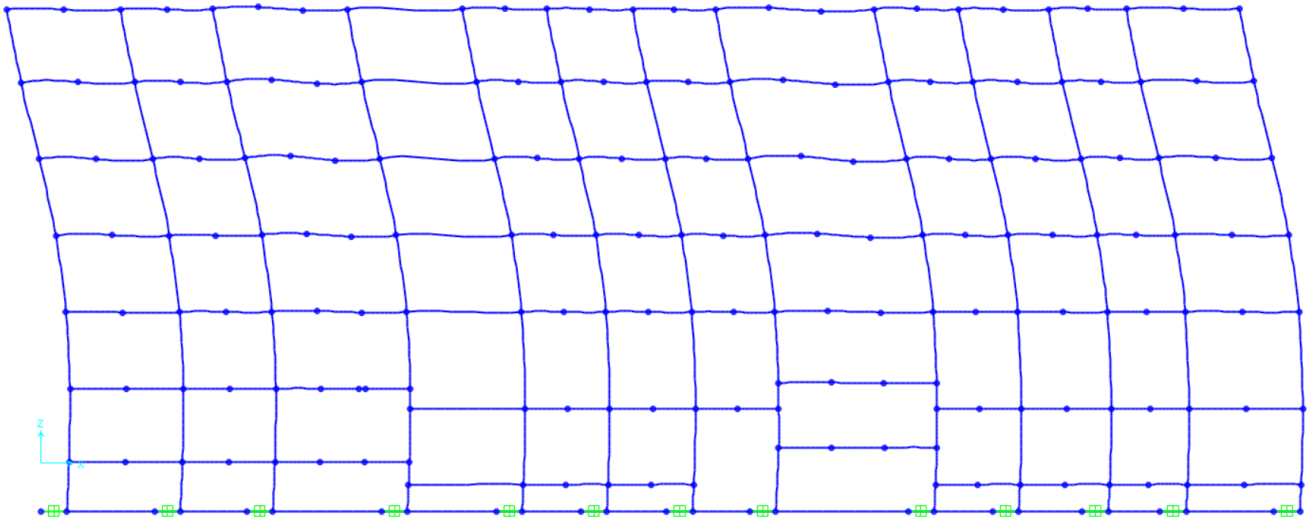
Εικόνα 7.27. 2^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Στο στιγμιότυπο φαίνεται η στροφική μετακίνηση της ιδιομορφής. Παρουσιάζεται με αύξηση κλίμακας μετακινήσεων για καλύτερη εποπτεία.



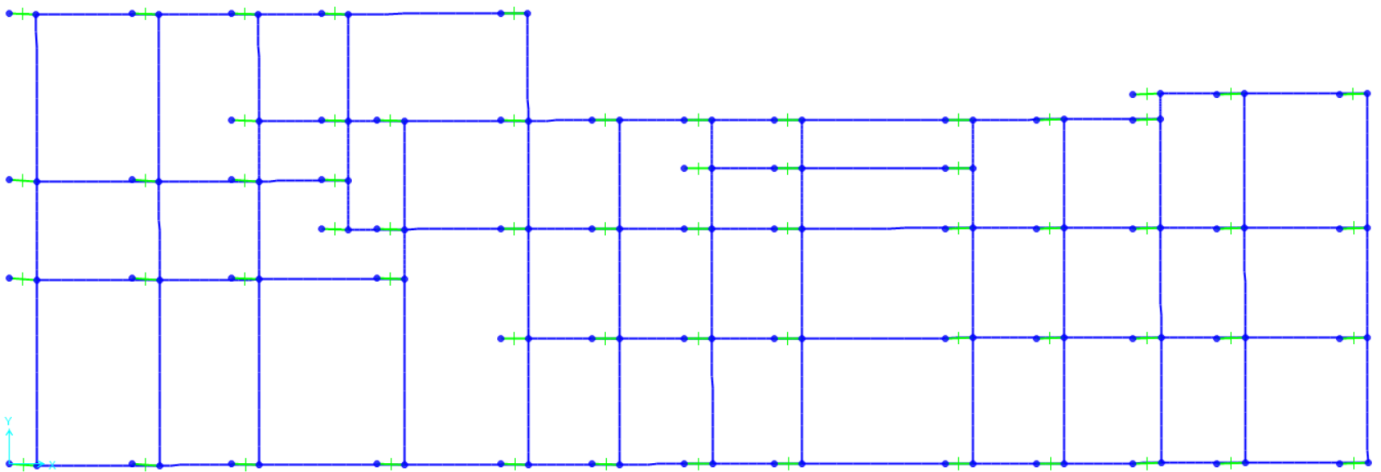
Εικόνα 7.28. 3^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 1,42 sec και είναι μεταφορική κατά Y και στροφική. Χαρακτηριστικά φαίνονται οι σχετικές μετακινήσεις εφεδράνων και οι μικρές σχετικές μετακινήσεις ορόφων (μικρότερες από τη διεύθυνση X).



Εικόνα 7.29. 3^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Ο κατακόρυφος άξονας γύρω από τον οποίο συμβαίνει η στροφή είναι αριστερά από το κεντροειδές της επιφάνειας. (σε αντίθεση με την 2^η ιδιομορφή που ο κατακόρυφος άξονας είναι δεξιά).



Εικόνα 7.30. 4^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι στα 0,61sec και είναι μεταφορική κατά X. Παρουσιάζεται εδώ γιατί συμμετέχει στην απόκριση της κατασκευής με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας στο 8,7% κατά τη διεύθυνση X. Παρατηρούμε τις σχετικές μετακινήσεις τόσο στα εφέδρανα, όσο και στους ορόφους.

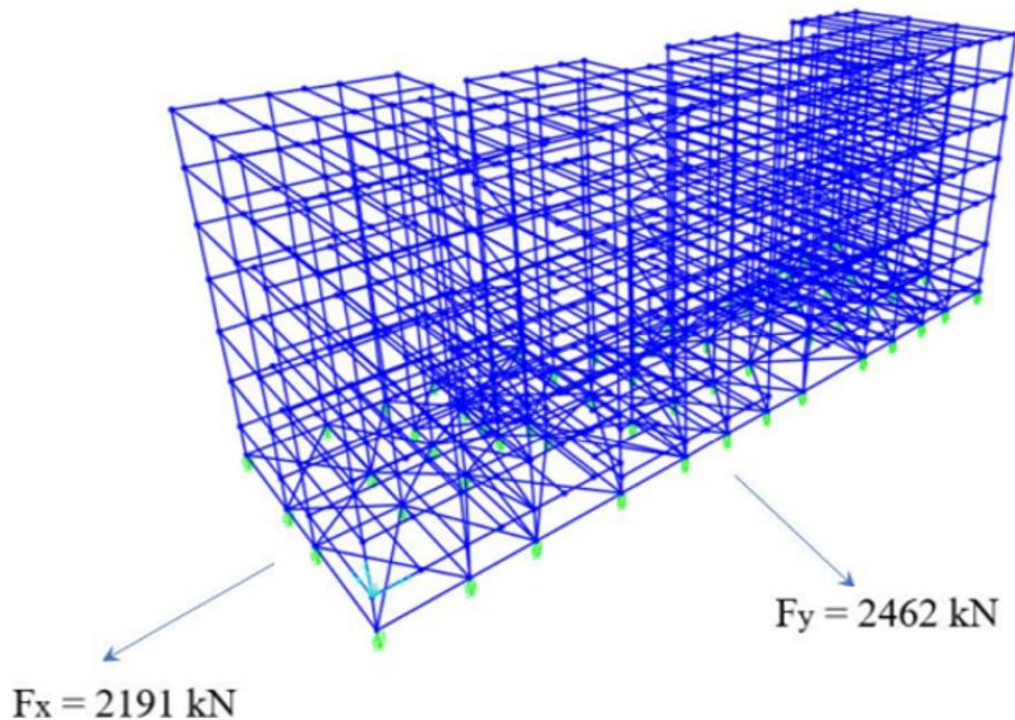


Εικόνα 7.31. 4^η ιδιομορφή της μονωμένης κατασκευής. Στο στιγμιότυπο παρατηρούμε βλέπουμε τη στάθμη της μόνωσης και τις σχετικές μετακινήσεις στα εφέδρανα. (έγινε απόκριση των διαγώνιων μοντελικών δοκών).

Για ιδιομορφική φασματική ανάλυση και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$ οι τέμνουσες βάσης του κτιρίου δίνονται πιο κάτω.

Πίνακας 7.8: Αποτελέσματα Ανάλυσης για τέμνουσες βάσης.

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Max	662,484	2461,899	0	4431,4186	1192,4709	59714,1011
	G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Min	-662,484	-2461,899	0	-4431,4186	-1192,4709	-59714,1011
	G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Max	2191,335	743,403	0	1338,1249	3944,4025	31024,774
	G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Min	-2191,335	-743,403	0	-1338,1249	-3944,4025	-31024,774



Εικόνα 7.32. Οι τέμνουσες βάσης του σεισμικά μονωμένου κτιρίου για ιδιομορφική φασματική ανάλυση και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1$.

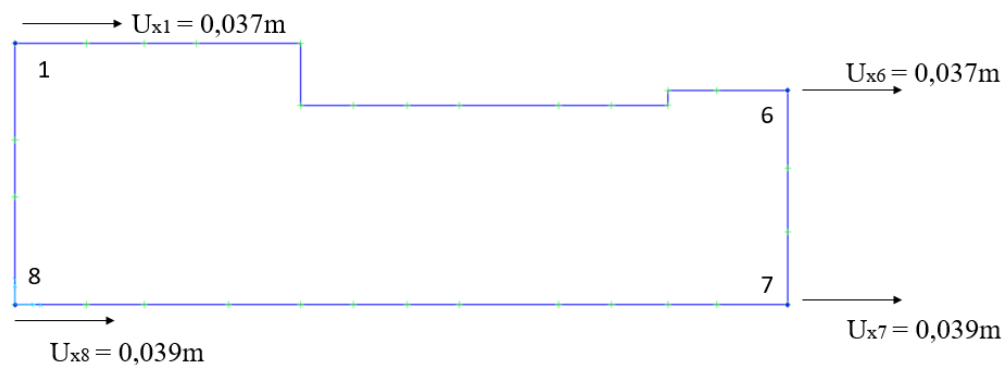
Πιο κάτω φαίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις των εφεδράνων. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα τους κόμβους που είναι στις γωνίες της κατασκευής μιας και υπάρχει διαφραγματική λειτουργία. Διακρίνουμε ότι σε σχέση με την μετακίνηση 0,041m που δίνει η μέθοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, στη διεύθυνση X, υπάρχουν μεγαλύτερες μετακινήσεις (0,038m κατά μέσο όρο) ενώ στη διεύθυνση Y σχετικά μεγαλύτερες (0,043 κατά μέσο όρο).

Πίνακας 7.9:Μέγιστες μετακινήσεις εφεδράνων για ιδιομορφική ανάλυση και σεισμό X.

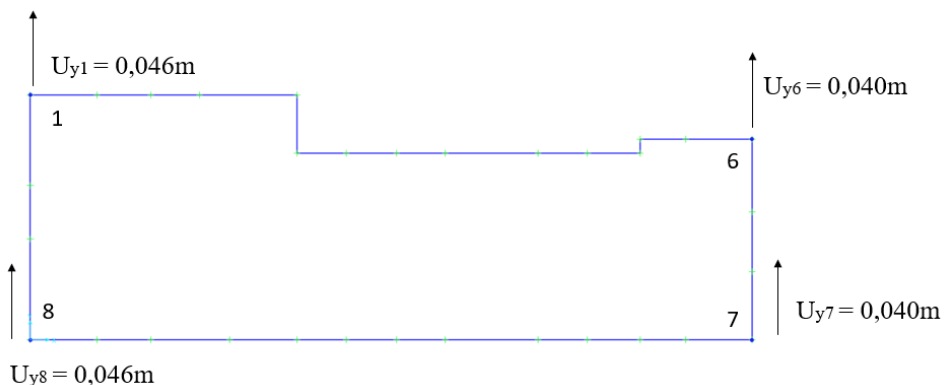
	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	EQ_X	LinRespSpec	Max	0,036745	0,003967	0	0,000785	0,003538	0,000133
	6	EQ_X	LinRespSpec	Max	0,037195	0,004069	0	0,000473	0,004408	0,000185
	7	EQ_X	LinRespSpec	Max	0,039252	0,004069	0	0,000511	0,004435	0,000185
	8	EQ_X	LinRespSpec	Max	0,039252	0,003967	0	0,000799	0,003122	0,000133

Πίνακας 7.10:Μέγιστες μετακινήσεις εφεδράνων για ιδιομορφική ανάλυση σεισμού Y.

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	EQ_Y	LinRespSpec	Max	0,001524	0,045668	0	0,005546	0,000288	0,000232
	6	EQ_Y	LinRespSpec	Max	0,001	0,040052	0	0,005293	0,000394	0,000222
	7	EQ_Y	LinRespSpec	Max	0,001396	0,040052	0	0,005279	0,000128	0,000222
	8	EQ_Y	LinRespSpec	Max	0,001396	0,045668	0	0,005548	0,00014	0,000232



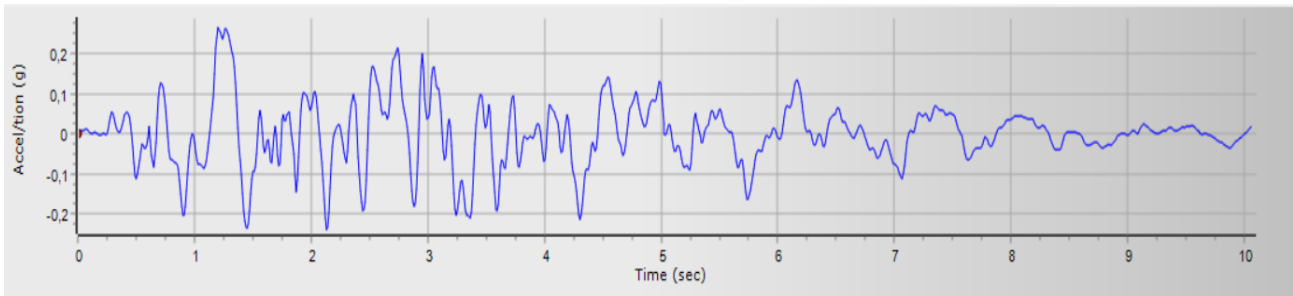
Εικόνα 7.33. Μέγιστες σεισμικές μετακινήσεις εφεδράνων για σεισμό κατά X.



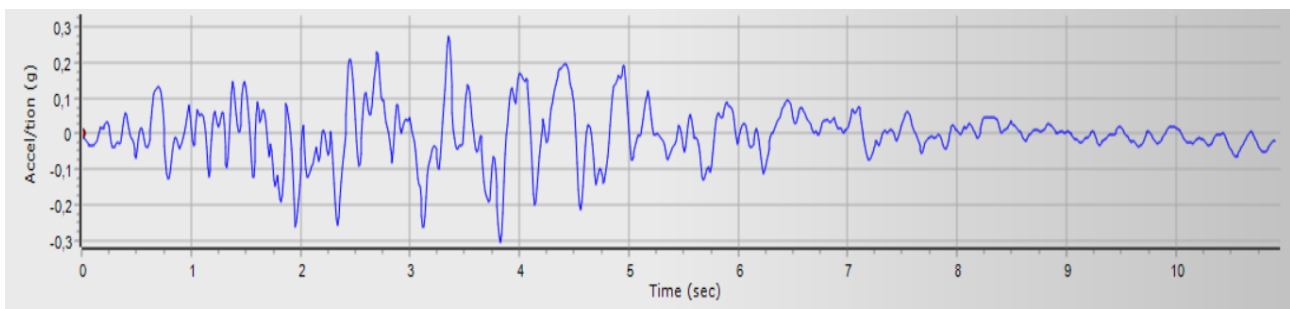
Εικόνα 7.34. Μέγιστες σεισμικές μετακινήσεις εφεδράνων για σεισμό κατά Y.

7.3.4 Σεισμικά Μονωμένο Κτίριο – Μη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

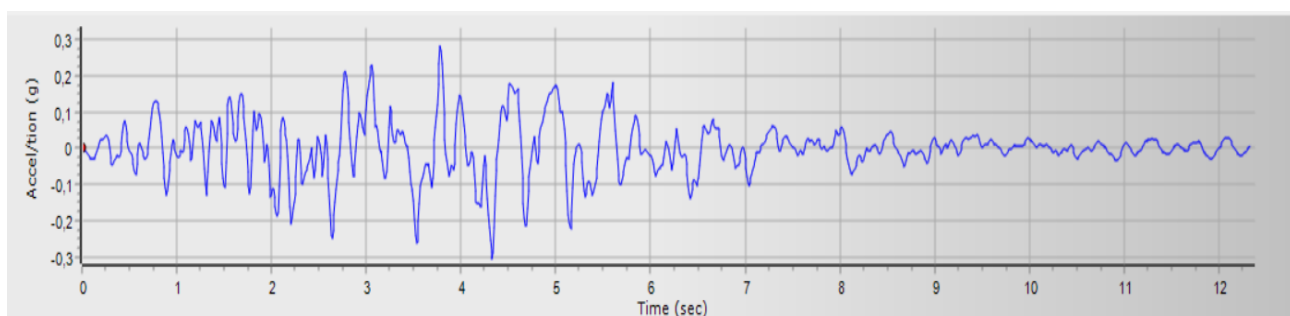
Η ανάλυση έγινε με τρεις χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης. Δημιουργήθηκαν ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα, κλιμακωμένα στο ελαστικό φάσμα του ΕΚ8, μέσω του προγράμματος SeismoArtif 2021 της SeismoSoft. Έτσι, τα αποτελέσματα λήφθηκαν ως τα μέγιστα των τριών αναλύσεων. Για το πρόγραμμα δίνονται κωδικοί πρόσβασης για την ακαδημαϊκή έκδοση από την εταιρεία, βάσει ταυτοποίησης με την ακαδημαϊκή διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου. Τα φάσματα των χρονοϊστοριών και οι χρονοϊστορίες φαίνονται πιο κάτω.



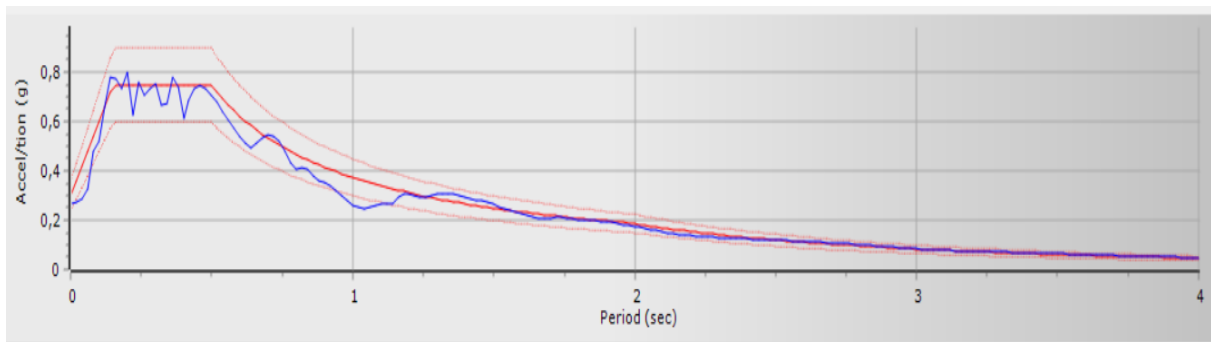
Εικόνα 7.35. Συνθετικό Επιταχυνσιογράφημα 1.



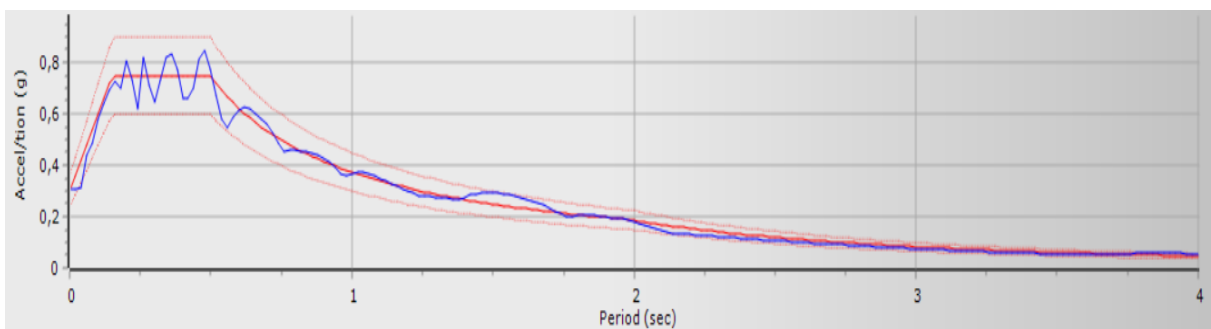
Εικόνα 7.36. Συνθετικό Επιταχυνσιογράφημα 2.



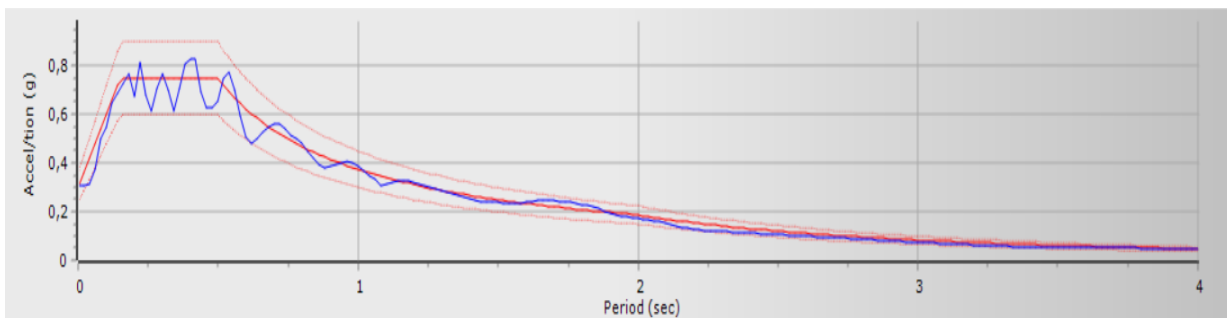
Εικόνα 7.37. Συνθετικό Επιταχυνσιογράφημα 3.



Εικόνα 7.38. Φάσμα Επιταχύνσεων Χρονοϊστορίας 1, κλιμακωμένη στο ελαστικό φάσμα ΕΚ8.



Εικόνα 7.39. Φάσμα Επιταχύνσεων Χρονοϊστορίας 2, κλιμακωμένη στο ελαστικό φάσμα ΕΚ8.



Εικόνα 7.40. Φάσμα Επιταχύνσεων Χρονοϊστορίας 3, κλιμακωμένη στο ελαστικό φάσμα ΕΚ8.

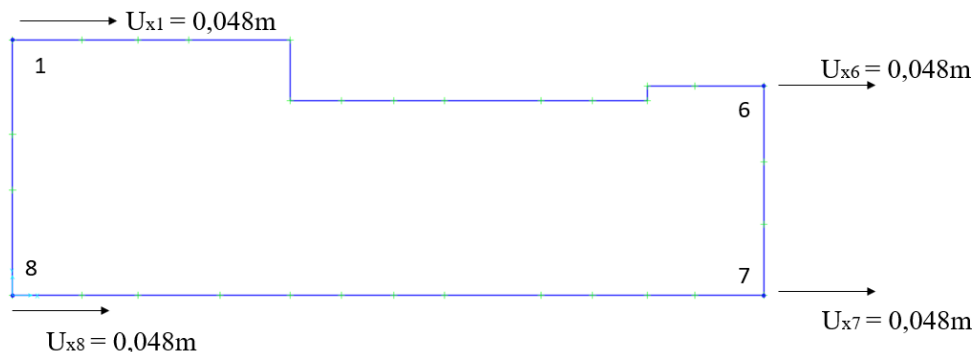
Για τη συγκεκριμένη ανάλυση, δε λαμβάνονται υπόψη οι χρονοϊστορίες, αλλά γίνεται βήμα-βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής. Το θεωρητικό κομμάτι της ανάλυσης εξηγήθηκε λεπτομερώς στην αντίστοιχη Ενότητα. Επίσης, έγινε μη γραμμική ανάλυση μόνο στο σύστημα μόνωσης, με την ανωδομή να αναλύεται με γραμμική ελαστική ανάλυση, μιας και παραμένει ελαστική στο σεισμικό γεγονός. Αυτό γίνεται με την ανάλυση Fast Nonlinear Analysis του προγράμματος SAP2000. Βοήθημα για προσομοίωση της μπορεί να βρεθεί στην βιβλιογραφία. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε επίπεδο μετακινήσεων συστήματος μόνωσης και τεμνουσών βάσεως δίνονται πιο κάτω. Τα συγκριτικά αποτελέσματα μετακινήσεων ορόφων δίνονται στην επόμενη υποενότητα. Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις της ανάλυσης είναι μεγαλύτερες τόσο από την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση όσο και από την φασματική ιδιομορφική.

Πίνακας 7.11: Μέγιστες μετακινήσεις εφεδράνων ανά φορά για μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και σεισμό X.

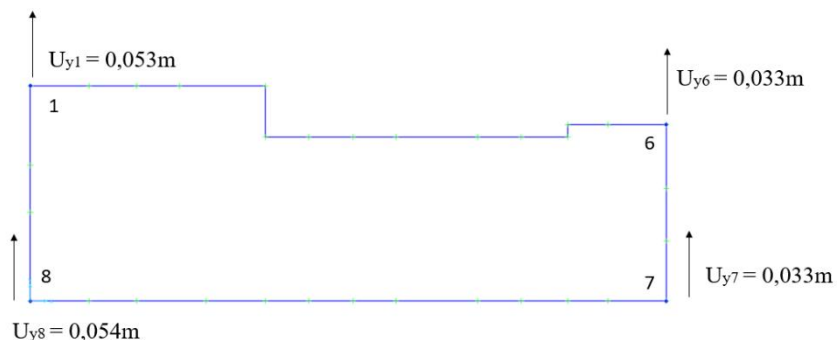
Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1	FNA_X-env...	NonModHist	Max	0,047814	0,002251	0	0,000802	0,004424	0,00018
1	FNA_X-env...	NonModHist	Min	-0,046639	-0,003764	0	-0,000996	-0,00472	-9,7E-05
6	FNA_X-env...	NonModHist	Max	0,047795	0,004417	0	0,000348	0,005533	0,000181
6	FNA_X-env...	NonModHist	Min	-0,046713	-0,002649	0	-0,000599	-0,005904	-0,000114
7	FNA_X-env...	NonModHist	Max	0,047709	0,004417	0	0,000404	0,005571	0,000181
7	FNA_X-env...	NonModHist	Min	-0,047049	-0,002649	0	-0,000658	-0,005971	-0,000114
8	FNA_X-env...	NonModHist	Max	0,047709	0,002251	0	0,00082	0,003924	0,00018
8	FNA_X-env...	NonModHist	Min	-0,047049	-0,003764	0	-0,001013	-0,004209	-9,7E-05

Πίνακας 7.12: Μέγιστες μετακινήσεις εφεδράνων ανά φορά για μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και σεισμό Y.

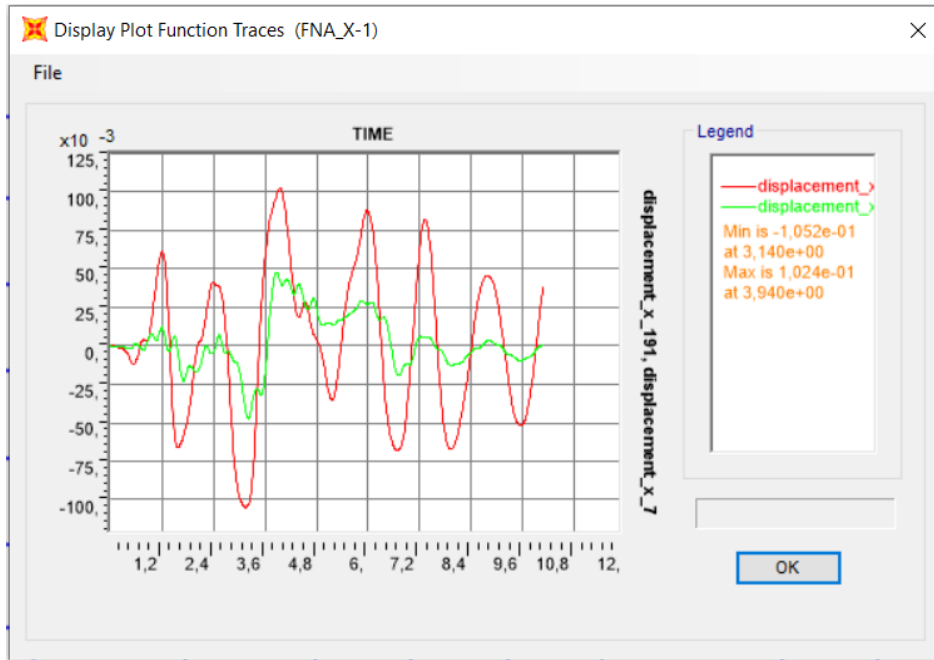
1	FNA_Y-env...	NonModHist	Max	0,00536	0,053666	0	0,008859	0,000418	0,000599
1	FNA_Y-env...	NonModHist	Min	-0,004783	-0,047277	0	-0,006173	-0,000499	-0,000683
6	FNA_Y-env...	NonModHist	Max	0,003557	0,029185	0	0,007711	0,000513	0,000592
6	FNA_Y-env...	NonModHist	Min	-0,003174	-0,032876	0	-0,005354	-0,00061	-0,000671
7	FNA_Y-env...	NonModHist	Max	0,004134	0,029185	0	0,00769	0,000276	0,000592
7	FNA_Y-env...	NonModHist	Min	-0,004647	-0,032876	0	-0,005338	-0,000144	-0,000671
8	FNA_Y-env...	NonModHist	Max	0,004134	0,053666	0	0,008864	0,000291	0,000599
8	FNA_Y-env...	NonModHist	Min	-0,004647	-0,047277	0	-0,006177	-0,000167	-0,000683



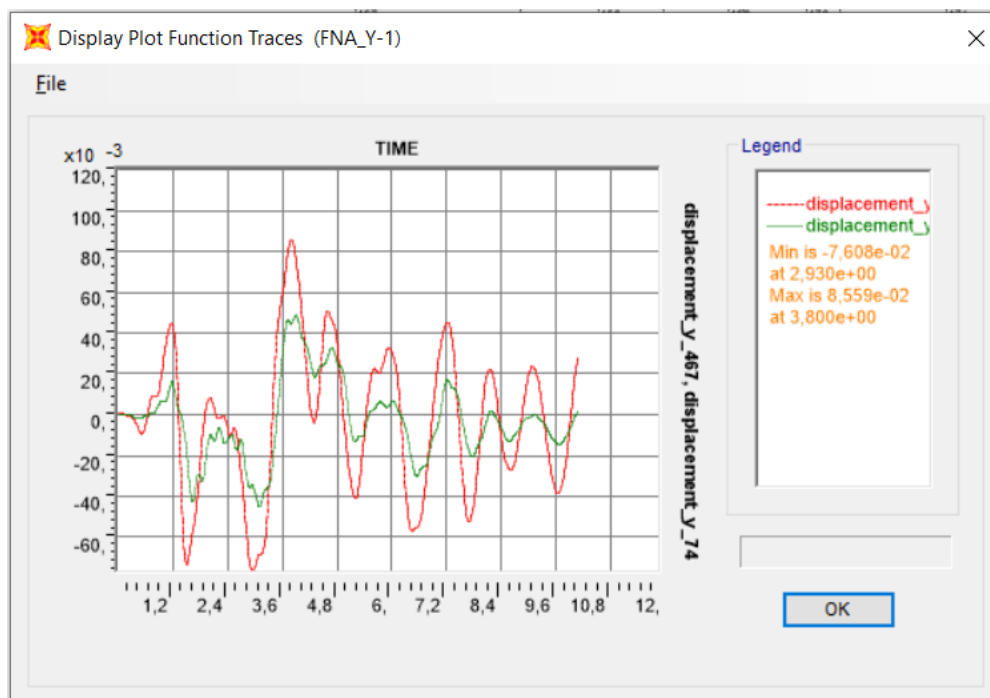
Εικόνα 7.41. Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις εφεδράνων σε απόλυτη τιμή για σεισμό X.



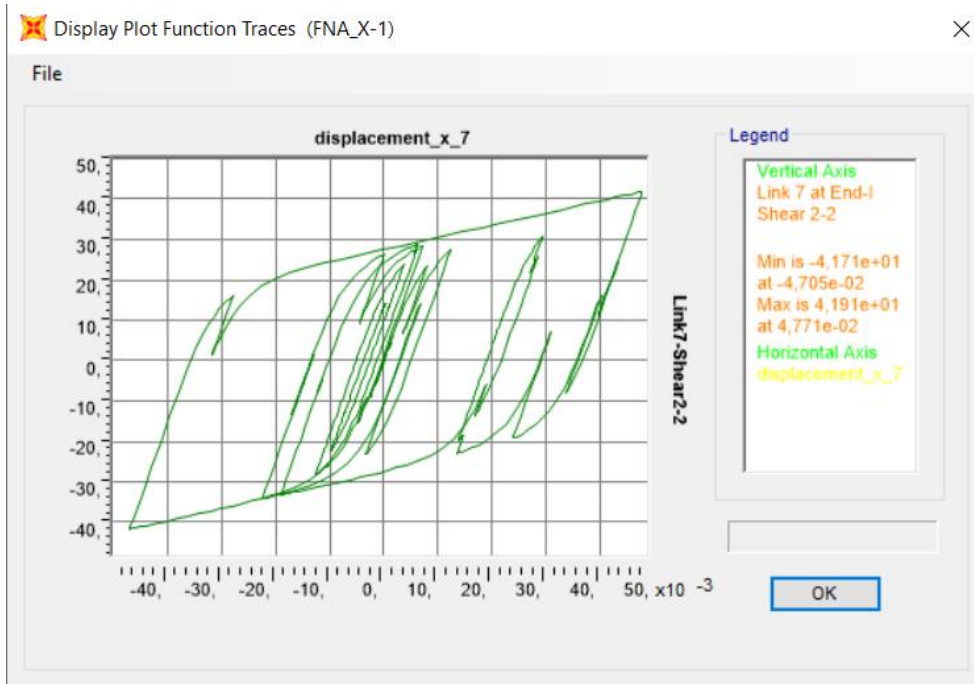
Εικόνα 7.42. Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις εφεδράνων σε απόλυτη τιμή για σεισμό Y.



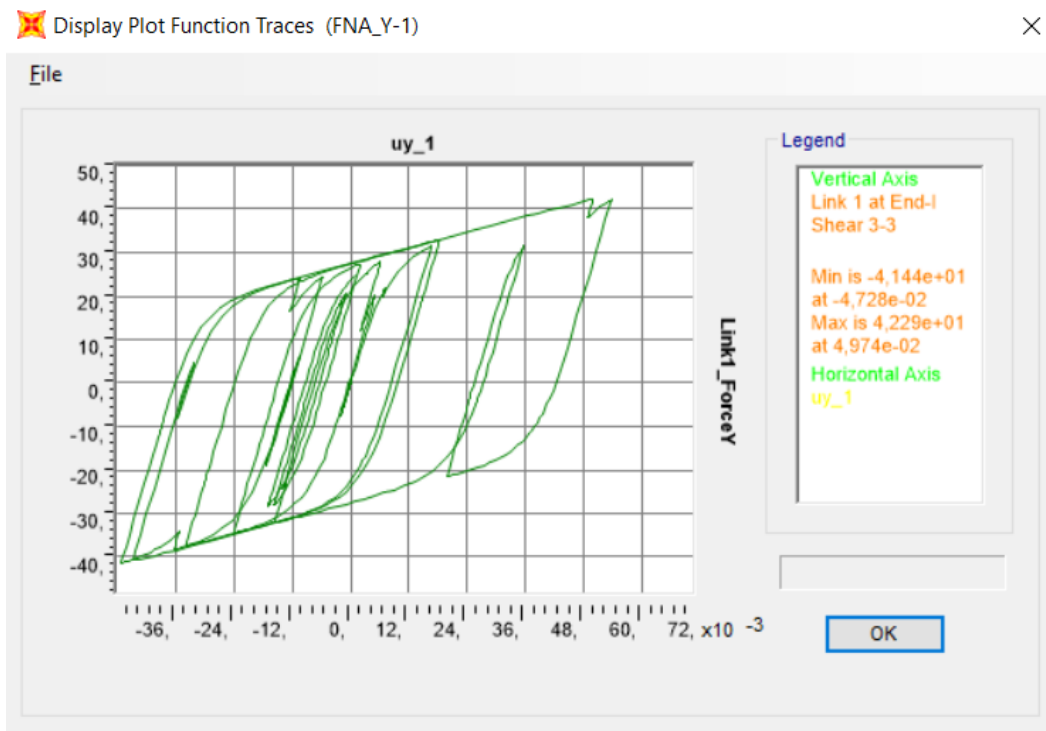
Εικόνα 7.43.Χρονοϊστορία σχετικών μετακινήσεων για σεισμό κατά X, χρονοϊστορίας 1. Στο διάγραμμα φαίνονται οι σχετικές μετακινήσεις εφεδράνου και οροφής κατασκευής (κόμβοι 7 και 191). Επαληθεύονται τα αποτελέσματα του Πίνακα 7.11 για μετακινήσεις εφεδράνου στα 48mm και -48mm.



Εικόνα 7.44. Χρονοϊστορία σχετικών μετακινήσεων για σεισμό κατά Y, χρονοϊστορίας 1. Στο διάγραμμα φαίνονται οι σχετικές μετακινήσεις εφεδράνου και οροφής κατασκευής (κόμβοι 74 και 467). Για προσδιορισμό σχετικής μετακίνησης οροφής από την απαραμόρφωτη κατασκευή χρειάζεται να αφαιρεθεί η σχετική μετακίνηση εφεδράνου.



Εικόνα 7.45. Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου στον κόμβο 7 για σεισμό X χρονόιστορίας 1. Διακρίνουμε την μέγιστη σχετική μετακίνηση, χονδρικά τη δύναμη διαρροής και εποπτικά το λόγο της ελαστικής και μετελαστικής δυσκαμψίας.

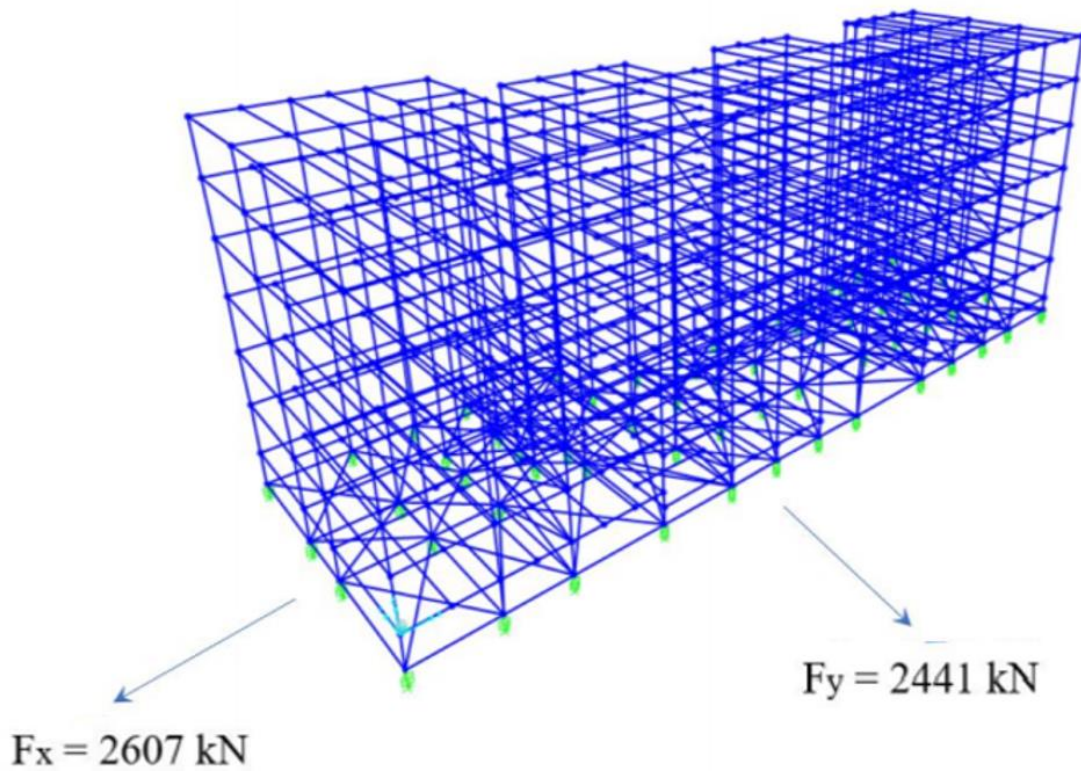


Εικόνα 7.46. Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου στον κόμβο 1 για σεισμό Y χρονόιστορίας 1. Διακρίνουμε την μέγιστη σχετική μετακίνηση, χονδρικά τη δύναμη διαρροής και εποπτικά το λόγο της ελαστικής και μετελαστικής δυσκαμψίας.

Για μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$ οι τέμνουσες βάσης του κτιρίου δίνονται πιο κάτω.

Πίνακας 7.13: Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας για τέμνουσες βάσης.

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Max	811,214	2427,498	0	4369,4956	1465,7713	59874,3871
G+ 0.3Q+ 0.3EQX+ EQY	Combination	Min	-814,317	-2440,537	0	-4392,9658	-1460,1848	-59480,1275
G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Max	2588,124	772,142	0	1389,8563	4692,4194	35358,2723
G+ 0.3Q+ EQX+ 0.3EQY	Combination	Min	-2606,9	-773,437	0	-1392,1865	-4658,6226	-35595,4986

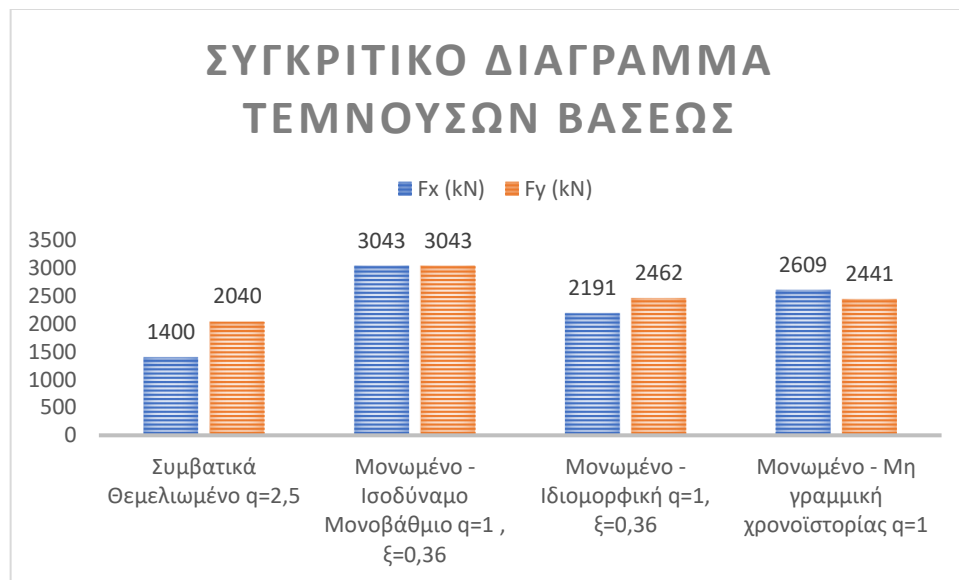


Εικόνα 7.47. Οι τέμνουσες βάσης του σεισμικά μονωμένου κτιρίου για μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1$.

7.4 Συγκριτικά Αποτελέσματα - Συμπεράσματα

Όσον αφορά τις τέμνουσες βάσης διακρίνουμε ότι στο μονωμένο κτίριο είναι σχετικά μεγαλύτερες από το συμβατικά εδραζόμενο. Αυτό συμβαίνει καθώς το μονωμένο κτίριο έχει μεγάλο αριθμό υποστυλωμάτων τα οποία φέρουν μικρό αξονικό φορτίο. Έτσι, παρόλο που χρησιμοποιήθηκαν τα λιγότερο δύσκαμπτα εφεδρανα από τη σειρά της Freyssinet, αυτά λειτουργούν αρκετά χαμηλότερα από το όριο τους, με αποτέλεσμα το σύστημα της μόνωσης να γίνεται σχετικά δύσκαμπτο. Γι' αυτό δεν υπάρχει μεγάλη επιμήκυνση στις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους της κατασκευής, ώστε να μειώνονται περαιτέρω οι τέμνουσες βάσης. Ωστόσο, η σεισμική μόνωση εξακολουθεί να επιτελεί τον σκοπό της βελτιστοποίησης της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής χωρίς βλάβες στον φέροντα οργανισμό της ανωδομής. Σε λιγότερο δύσκαμπτο σύστημα σεισμικής μόνωσης θα περιμέναμε μείωση των τεμνουσών βάσεως σε σχέση με το συμβατικά εδραζόμενο κτίριο.

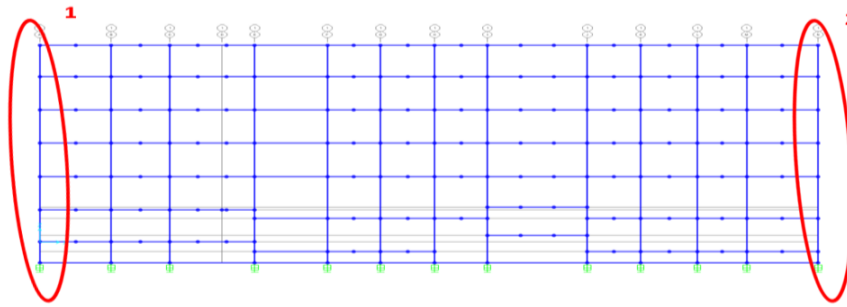
Αν συγκρίνουμε τις μεθόδους ανάλυσης του μονωμένου κτιρίου μεταξύ τους, διακρίνουμε ότι η μέθοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου υπερεκτιμά τις τέμνουσες βάσεις, με αποτέλεσμα η διαστασιολόγηση των μελών της ανωδομής να είναι συντηρητική και συνάμα αντικοινομική σε σχέση με τις άλλες δύο μεθόδους.



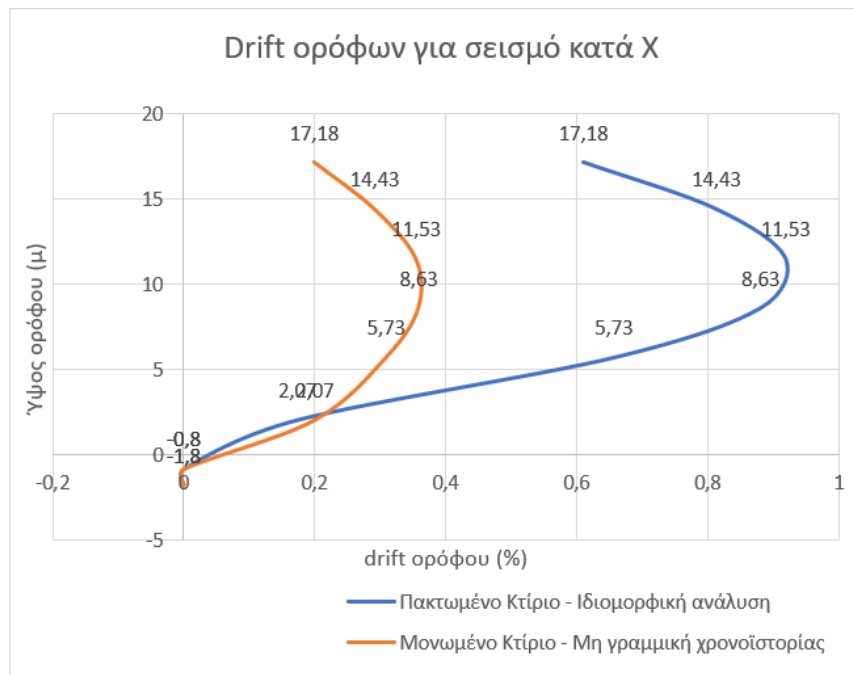
Εικόνα 7.48. Συγκριτικό Διάγραμμα Τεμνουσών Βάσεως.

Σε σχέση με τα αποτελέσματα που δίνονται πιο πάνω αξίζει να γίνουν τα εξής σχόλια. Η διαστασιολόγηση των εφεδράνων γίνεται από την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης γίνονται οι έλεγχοι των εφεδράνων. Επίσης, η ιδιομορφική ανάλυση, λόγω του ότι λαμβάνει υπόψη τις ανώτερες ιδιομορφές, χρησιμοποιείται για τους ελέγχους των μελών της ανωδομής, όταν αυτές συμμετέχουν στην απόκριση.

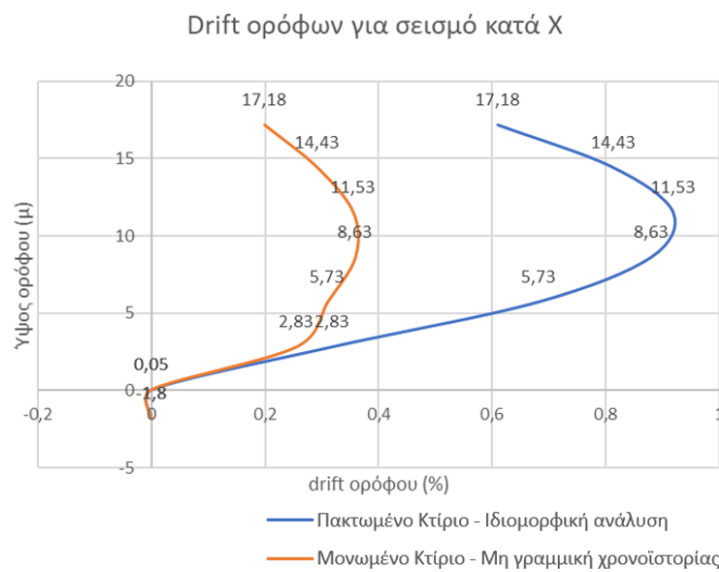
Η σύγκριση από άποψη σχετικών μετακινήσεων ορόφων σε όρους drift δίνεται πιο κάτω. Σημειώνεται ότι για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων του σεισμικά μονωμένου μοντέλου χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα των σχετικών μετακινήσεων αφού στην ανάλυση χρονοϊστορίας το έδαφος μετακινείται. Επίσης, από αυτές τις μετακινήσεις χρειάζεται να αφαιρεθεί η σχετική μετακίνηση των εφεδράνων, αφού η βάση των υποστυλωμάτων, πέραν του μετακινείται από την αρχική της θέση, μετακινείται και σχετικά στα εφεδρανα. Οι μετακινήσεις του θεμελιωμένου κτιρίου πολλαπλασιάζονται επί q θεωρώντας παραδοχή ίσων μετακινήσεων.



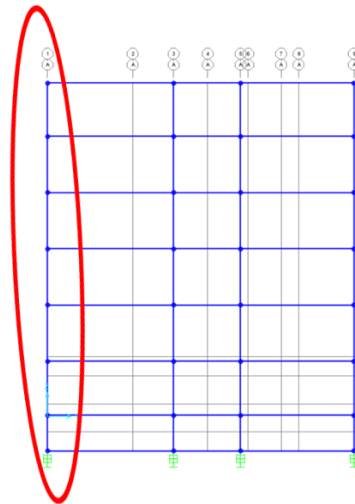
Εικόνα 7.49. Στάθμες Αποτελεσμάτων drift.



Εικόνα 7.50. Αποτελεσμάτων drift για πλευρά με αρίθμηση 1 – Σεισμός Χ.



Εικόνα 7.51. Αποτελεσμάτων drift για πλευρά με αρίθμηση 2 – Σεισμός Χ.

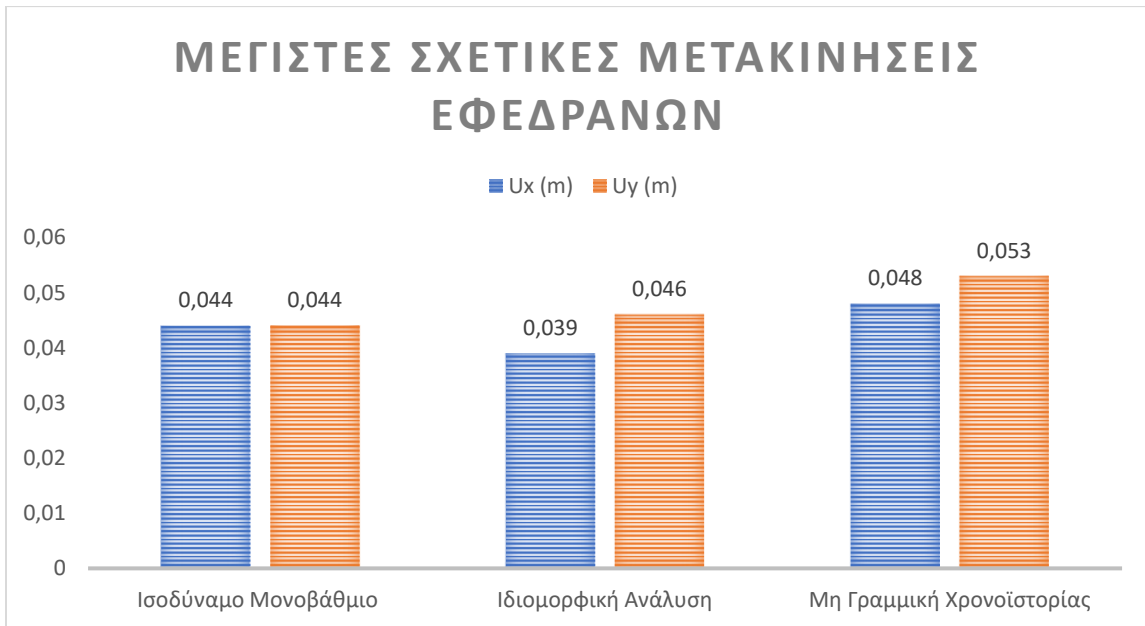


Εικόνα 7.52. Στάθμες Αποτελεσμάτων drift.

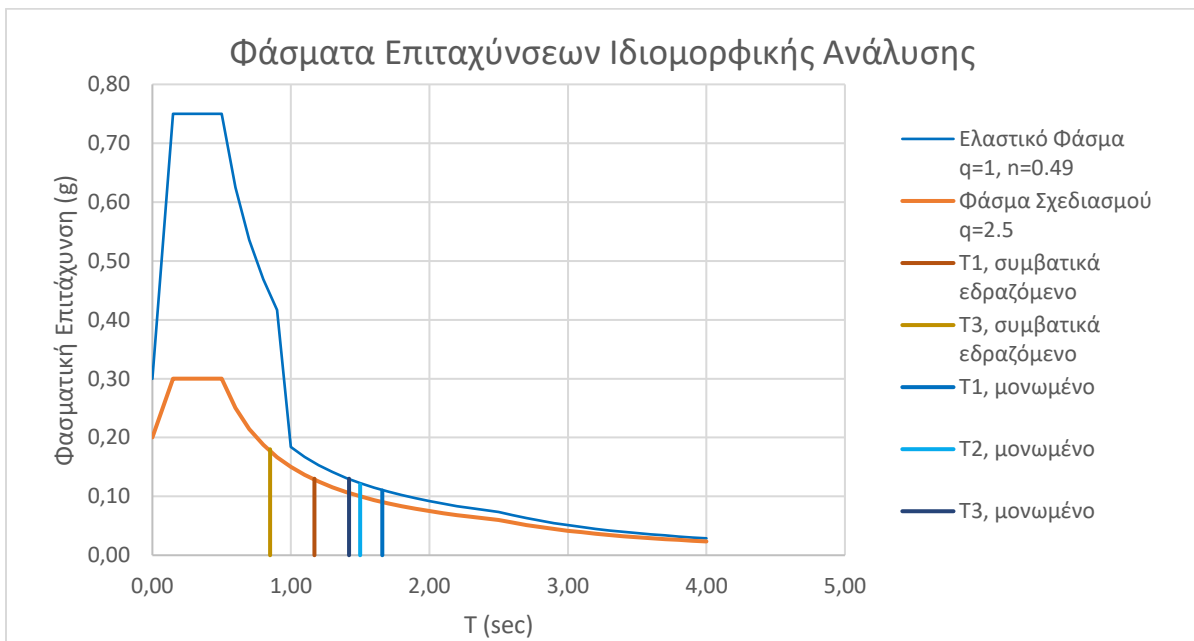


Εικόνα 7.53. Αποτελεσμάτων drift για πλευρά με αρίθμηση 2 – Σεισμός X.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των drift των ορόφων παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις στην πακτωμένη κατασκευή είναι αρκετά αυξημένες. Συγκεκριμένα, σε όρους drift τελευταίου ορόφου βλέπουμε τριπλάσιο drift για σεισμό κατά X (0,6% στο πακτωμένο, 0,2% στο μονωμένο). Αντίστοιχα, για σεισμό κατά Y βλέπουμε περίπου τετραπλάσιο drift (0,25% πακτωμένο, 0,06% μονωμένο). Άρα συμπεραίνουμε ότι η σεισμική μόνωση αποδίδει τον σκοπό της, την μείωση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων και επομένως των βλαβών κατά τη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 7.54. Συγκριτικό διάγραμμα μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ανά ανάλυση.



Εικόνα 7.55. Συγκριτικό διάγραμμα φασμάτων επιταχύνσεων μονωμένου και μη κτιρίου.

Τέλος, αξίζει να παρατεθούν οι ιδιομορφές με τα χαρακτηριστικά τους συγκεντρωμένα, παρόλο που δείχνονται και σχολιάζονται στις αντίστοιχες υποενότητες, για απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Πίνακας 7.14: Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται ανά ιδιομορφή ανά διεύθυνση για πακτωμένη κατασκευή.

OutputCase	αpNu	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	1	1,169844	0,60839	1,102E-05	1,277E-07	0,60839	1,102E-05	1,277E-07
MODAL	2	0,932301	0,00154	0,05071	2,973E-10	0,60993	0,05072	1,28E-07
MODAL	3	0,846852	8,101E-05	0,63407	1,208E-05	0,61001	0,68479	1,221E-05
MODAL	4	0,377746	0,12368	1,914E-05	4,268E-08	0,73369	0,68481	1,225E-05
MODAL	5	0,318144	0,00022	0,03216	9,183E-07	0,73391	0,71697	1,317E-05
MODAL	6	0,291455	1,867E-07	0,15149	3,4E-05	0,73391	0,86846	4,717E-05
MODAL	7	0,203615	0,01782	0,01165	3,711E-06	0,75173	0,88011	5,088E-05
MODAL	8	0,191799	0,04588	0,00767	6E-07	0,7976	0,88778	5,148E-05
MODAL	9	0,181349	0,00123	0,03113	1,393E-05	0,79883	0,9189	6,541E-05
MODAL	10	0,166104	9,347E-08	3,746E-06	0,01466	0,79883	0,91891	0,01472
MODAL	11	0,165273	3,848E-06	1,628E-07	0,03488	0,79884	0,91891	0,0496
MODAL	12	0,16227	4,054E-09	1,384E-06	0,00051	0,79884	0,91891	0,05012
MODAL	13	0,161995	6,763E-11	8,11E-08	6,988E-05	0,79884	0,91891	0,05019
MODAL	14	0,161931	9,695E-12	4,671E-08	1,296E-05	0,79884	0,91891	0,0502
MODAL	15	0,161908	7,509E-12	3,466E-09	4,088E-06	0,79884	0,91891	0,05021

Πίνακας 7.15: Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται ανά ιδιομορφή ανά διεύθυνση για μονωμένη κατασκευή.

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	1	1,663649	0,89899	0,0005	9,017E-08	0,89899	0,0005	9,017E-08
MODAL	2	1,500577	0,00439	0,37019	1,593E-07	0,90339	0,37069	2,495E-07
MODAL	3	1,421859	0,00059	0,60223	9,163E-07	0,90398	0,97292	1,166E-06
MODAL	4	0,605722	0,08665	1,805E-06	7,1E-08	0,99063	0,97292	1,237E-06
MODAL	5	0,512688	0,00013	0,00243	8,248E-09	0,99076	0,97536	1,245E-06
MODAL	6	0,481532	2,461E-06	0,01816	3,916E-05	0,99077	0,99352	4,04E-05
MODAL	7	0,305575	0,00776	1,42E-07	1,6E-07	0,99853	0,99352	4,056E-05
MODAL	8	0,239558	1,841E-08	0,00018	1,012E-06	0,99853	0,99369	4,157E-05
MODAL	9	0,214494	3,492E-06	6,435E-05	1,131E-05	0,99853	0,99376	5,288E-05
MODAL	10	0,177726	0,00103	4,352E-06	2,473E-05	0,99957	0,99376	7,761E-05
MODAL	11	0,166106	6,1E-09	2,598E-08	0,01467	0,99957	0,99376	0,01475
MODAL	12	0,165271	1,824E-07	4,741E-09	0,03488	0,99957	0,99376	0,04963
MODAL	13	0,162271	4,753E-10	1,695E-09	0,00051	0,99957	0,99376	0,05014
MODAL	14	0,161995	1,026E-10	9,304E-10	7,049E-05	0,99957	0,99376	0,05021
MODAL	15	0,161931	8,156E-12	3,146E-10	1,307E-05	0,99957	0,99376	0,05023

8 Προτάσεις για Μελλοντική Διερεύνηση

Η σεισμική μόνωση, αν και έχει ευεργετικά αποτελέσματα στη σεισμική απόκριση των κατασκευών, δεν είναι πολύ εφαρμόσιμη από τους μηχανικούς στις μέρες μας. Υπάρχουν πολλές πτυχές της που μπορούν να μελετηθούν για περαιτέρω εμβάθυνση στη μέθοδο. Μερικές παραθέτονται πιο κάτω ως τροφή για σκέψη μελλοντικών μελετητών του θέματος.

Κατ' αρχάς μπορεί να γίνει σχεδιασμός συμβατικού κτιρίου με πλήρεις ικανοτικούς σχεδιασμούς και σεισμικά μονωμένης με επιλογή μελών για βέλτιστη αξιοποίηση τους. Με αυτό τον τρόπο θα μπορεί να γίνει ακριβής σύγκριση των διατομών που χρησιμοποιούνται σε κάθε μέλος και να γίνει σύγκριση του συνολικού όγκου χάλυβα που χρησιμοποιείται σε κάθε περίπτωση. Αν λάβουμε υπόψη το κόστος, μπορεί να γίνει οικονομική σύγκριση των δύο κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη το κόστος των εφεδράνων.

Επιπλέον, σε αυτά τα κτίρια μπορεί να γίνει σύγκριση των επιταχύνσεων ορόφων. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, η σεισμική μόνωση μειώνει τις επιταχύνσεις ορόφων και προστατεύει το περιεχόμενο της κατασκευής. Γι' αυτό και μπορεί να μελετηθεί περισσότερο αυτή η πτυχή, πέραν της προστασίας της ανωδομής από ανελαστικές παραμορφώσεις.

Όσον αφορά τον τύπο των εφεδράνων που χρησιμοποιούνται, μια πρόταση θα μπορούσε να ήταν η σύγκριση απόκρισης σεισμικά μονωμένων κατασκευών με διαφορετικού τύπου εφέδρανα. Συγκεκριμένα, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου. Ωστόσο, σε πολλές μονωμένες κτιριακές κατασκευές χρησιμοποιήθηκαν εφέδρανα τριβής, όπως για παράδειγμα το Νέο Μουσείο Ακρόπολης και το Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος (βλ. ενότητα με παραδείγματα για περαιτέρω). Γι' αυτό θα μπορούσε να γίνει η διερεύνηση συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένου κτιρίου με διαφορετικού τύπου εφέδρανα, ή ακόμα και συνδυασμό τους.

Τέλος, θα μπορούσε να ληφθεί υπόψη η μόρφωση του φορέα και ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός. Η βελτιωμένη σεισμική απόκριση που προσδίδει η σεισμική μόνωση στην κατασκευή μπορεί να επιτρέψει μεγαλύτερα ανοίγματα στην κατασκευή. Έτσι, αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό ώστε τα ανοίγματα να μην είναι μιας συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Δηλαδή, μπορεί να μελετηθεί σύγκριση συμπεριφοράς μονωμένου και συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου, των οποίων ο φορέας να μην έχει την ίδια μορφή λόγω των ανωτέρω.

9 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανάπουλος Π. (2016) «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2018) «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Κωμοδρόμος Π. (2000). «Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures» Εκδόσεις WIT Press.
7. Κατσιακαδέλης Ι.Θ. (2012) «Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
8. Chorpa A. (2021) «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
9. Φωτιάδης Μ. (2011) «Νέο Μουσείο Ακρόπολης», Εκδόσεις Μίλητος
10. Π. Κωμοδρόμος, (2020) «Εισαγωγή στη Σεισμική Μόνωση», Παρουσίαση στα πλαίσια μαθήματος της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου.
11. T. C. Becker, S. Furukawa, S. A. Mahin, M. Nakashima (2010) « Comparison of US and Japanese Codes and Practices for Seismically Isolated Buildings» https://www.researchgate.net/publication/267238036_Comparison_of_US_and_Japanese_Codes_and_Practices_for_Seismically_Isolated_Buildings
12. Γκαζέτας Γ., Κουμούσης Β. (2007) «Η Σεισμική Μόνωση σε Αρχαία και Σύγχρονα Μνημεία», Παρουσίαση στο ΤΕΕ.
13. Anderson T.L. “Seismic Isolation for the Los Angeles County Fire Command and Control Facility”, Proceedings of Seismic Engineering, ASCE Structures Congress
14. Λιώρης Β. (2013) «Σεισμική μόνωση κτιρίων», Μεταπτυχιακή Διπλωματική εργασία με επιβλέποντα τον Καθηγητή Βάγια Ιωάννη.
15. Μανίκη Κ. Ε. (2016) «Σχεδιασμός Πολυώροφου Κτιρίου με Σεισμική Μόνωση», Διπλωματική εργασία με επιβλέποντα τον Καθηγητή Βάγια Ιωάννη.
16. Φωτογραφίας από QuakeGuard Cyprus Ltd
17. YouTube Tutorial Video, “SAP2000 - 29 Fast Nonlinear Analysis: Watch & Learn” από CSI Computers and Structures, Inc. https://www.youtube.com/watch?v=ufbFG9e4yjU&t=613s&ab_channel=ComputersandStructures%2CInc.

Παράρτημα Α: Πίνακας Εφεδράνων LRB της Freyssinet



LRB



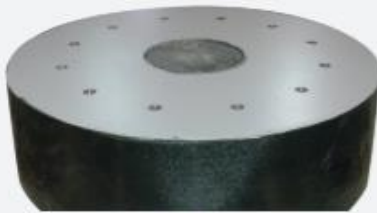
ISOSISM® Technical data sheet reference no: FT En C V 5 1 3

General description

The ISOSISM® LRB (Lead Rubber Bearing) is an isolator designed using an elastomeric block (natural rubber or neoprene) reinforced with metal bands bonded by vulcanising. It has one or more cylindrical lead cores.

The damping provided by the ISOSISM® LRB results from the nature of the elastomeric mixture and the lead cylinder; and reduces the acceleration (through the distortion of the lead cylinder) and displacement of structures during a seismic event. It is designed and manufactured in accordance with EN 15129.

It is usually a type C isolator (fitted with outer plates) manufactured to the dimensions required for the project. It is available in square or round formats.



ISOSISM® LRB with a lead core

Applications

The ISOSISM® LRB has numerous applications in buildings, nuclear power plants, civil engineering structures, etc. It isolates the structure from the movement of the ground by forming flexible connections that increase the fundamental period of vibration of the structure to be protected and reduce its acceleration by a ratio of up to 3 to 5.

Main properties

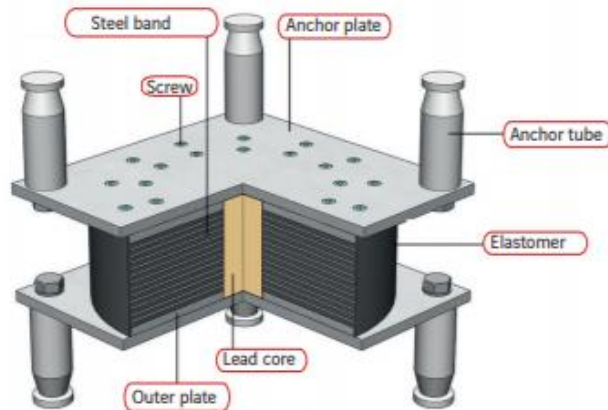
- High recentring capability;
- High damping capacity ($\xi \approx 30\%$);
- Moderate maximum displacement;
- Zero maintenance.



Arch Bridge - Basarab - Bucharest

Design

In addition to their isolating qualities, these isolators bear the vertical loads of the structure and recentre it after dynamic stress.



Behaviour

Behaviour law

The behaviour law of the ISOSISM® LRB can be modeled as follows:

There are two possible structural design approaches:

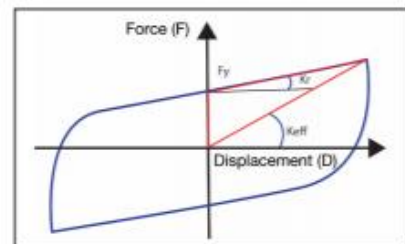
Linear calculation:

$$F = K_{eff} D$$

Non-linear calculation:

$$F = F_y + K_e D$$

- F: Horizontal force
- K_{eff} : Effective stiffness
- D: Displacement
- F_y : Shear force of the lead
- K_e : Stiffness of the elastomer



The damping is obtained by the properties of the lead core and the nature of the elastomer.

Graphic representation

The device can be shown using the following graphic representation in accordance with EN 15129

Graphic representation of an ISOSISM® LRB plan view



Graphic representation of an ISOSISM® LRB elevation

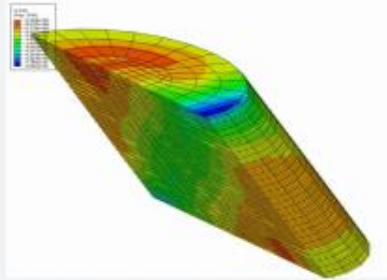


LRB isolators are shown in their deformed position in order to emphasise their lateral flexibility.

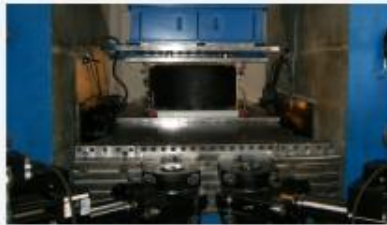
FREYSSINET

Tests

ISOSISM® LRBs have undergone numerous dynamic tests to guide and validate Freyssinet's technical development process.



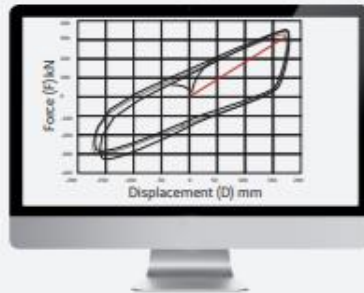
3D modeling of an ISOSISM® LRB



Testing on ISOSISM® LRB

CE marking

ISOSISM® LRB isolators can be supplied with CE marking.



Standard dynamic test curve

Freyssinet Services

Freyssinet can produce structural designs with earthquake protection devices, including LRB isolators.

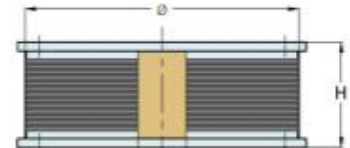
Local sales contact

Range

Two types of mixture are available for different shear modulus G values:

- Model LRB 0.4 - 10: Modulus G=0.4 MPa
- Model LRB 0.8 - 10: Modulus G=0.8 MPa

- \varnothing : Isolator diameter
- T_e : Total thickness of elastomer
- H: Total height of isolator
- Δ_{max} : Maximum horizontal displacement
- V_{max} : Maximum vertical load under zero displacement
- V_{max} : Maximum vertical load under seismic displacement
- K_e : Horizontal stiffness of the elastomer
- K_{el} : Stiffness of the lead
- F_e : Elastic force of the lead
- K_{ev} : Effective stiffness of the isolator
- ξ_{ev} : Effective damping



\varnothing mm	T_e mm	LRB 0.4 - 10										LRB 0.8 - 10									
		H mm	Δ_{max} mm	V_{max} kN	V_{max} kN	K_e kN/mm	K_{el} kN/mm	F_e kN	K_{ev} kN/mm	ξ_{ev} %	H mm	Δ_{max} mm	V_{max} kN	V_{max} kN	K_e kN/mm	K_{el} kN/mm	F_e kN	K_{ev} kN/mm	ξ_{ev} %		
Ø300	45	129	110	1430	820	0.59	5.89	34	0.87	26	129	95	2380	1550	1.12	11.17	60	1.70	27		
Ø300	70	169	170	920	290	0.38	3.79	34	0.56	26	169	150	1640	680	0.72	7.18	60	1.08	27		
Ø350	55	145	135	2200	1230	0.65	6.53	49	0.98	27	165	115	3290	2390	1.25	12.48	80	1.88	27		
Ø350	75	177	185	1610	600	0.48	4.79	49	0.72	27	197	160	2920	1350	0.92	9.15	80	1.37	27		
Ø400	60	147	150	2870	1670	0.79	7.85	60	1.15	26	167	130	3620	3200	1.50	14.99	102	2.21	26		
Ø400	90	192	225	1950	630	0.52	5.24	60	0.77	26	212	195	3540	1490	1.00	9.99	102	1.48	26		
Ø450	72	165	180	3940	2180	0.83	8.26	80	1.23	27	185	155	4580	4190	1.57	15.71	136	2.37	27		
Ø450	108	219	260	2620	770	0.55	5.51	80	0.83	27	239	230	4680	1740	1.05	10.47	136	1.59	27		
Ø500	84	197	210	4380	2360	0.87	8.67	110	1.34	28	217	180	4890	4680	1.67	16.66	165	2.50	27		
Ø500	126	257	290	2920	870	0.58	5.78	110	0.92	29	277	270	4890	1780	1.11	11.11	165	1.67	27		
Ø550	88	198	220	5460	3050	1.01	10.10	119	1.50	27	228	190	6940	5900	1.93	19.29	196	2.87	27		
Ø550	144	275	320	3360	1000	0.62	6.17	119	0.95	28	312	310	6100	1840	1.18	11.79	196	1.75	27		
Ø600	96	209	240	6540	4010	1.10	11.04	136	1.62	26	260	205	8250	7690	2.09	20.94	242	3.17	27		
Ø600	144	275	350	4810	1390	0.74	7.36	136	1.09	26	332	310	8250	3120	1.40	13.96	242	2.11	27		
Ø650	108	252	270	7870	4290	1.15	11.50	165	1.70	26	272	230	8650	8340	2.19	21.89	280	3.29	27		
Ø650	162	330	380	5250	1530	0.77	7.67	165	1.16	27	350	350	8650	3180	1.46	14.59	280	2.19	27		
Ø700	120	264	300	8590	4600	1.20	11.98	196	1.79	27	315	260	11340	8980	2.29	22.89	320	3.41	27		
Ø700	170	334	410	6060	1780	0.85	8.46	196	1.28	27	390	365	11090	4040	1.62	16.16	320	2.41	27		
Ø750	130	298	325	10370	5530	1.26	12.63	242	1.94	28	350	280	13000	10870	2.42	24.17	378	3.64	27		
Ø750	170	354	425	7990	2540	0.97	9.66	242	1.48	28	410	365	13000	5950	1.85	18.48	378	2.79	27		
Ø800	132	296	330	11220	6540	1.41	14.08	293	2.21	28	358	285	16190	12950	2.71	27.12	425	4.07	27		
Ø800	178	356	440	8960	3150	1.06	10.56	293	1.66	28	426	380	16190	7220	2.03	20.34	425	3.05	27		

Range given for guidance: ISOSISM® LRB isolators can be produced for larger vertical loads and displacements and for lower horizontal stiffnesses.

Structural connections

The isolators are connected to steel structures using bolts.
They are connected to concrete structures using anchor tubes or studs.



Sakarya Viaduct - Turkey

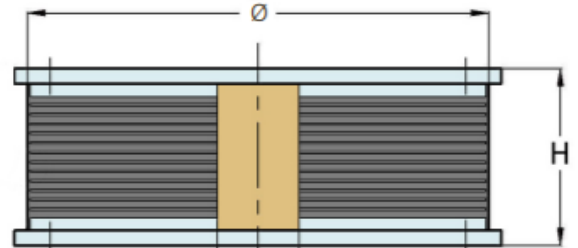
All rights reserved by FREYSSINET. Product names are trademarks of FREYSSINET.

The information in this document is subject to change. If/when it is no longer accurate as possible, it is not to be used as a reference for FREYSSINET.

Two types of mixture are available for different shear modulus G values:

- Model LRB 0.4 - 10: Modulus G=0.4 MPa
- Model LRB 0.8 - 10: Modulus G=0.8 MPa

- \varnothing : Isolator diameter
 T_r : Total thickness of elastomer
 H : Total height of isolator
 Δ_{max} : Maximum horizontal displacement
 V_{max} : Maximum vertical load under zero displacement
 V_{seism} : Maximum vertical load under seismic displacement
 K_r : Horizontal stiffness of the elastomer
 K_{lp} : Stiffness of the lead
 F_y : Elastic force of the lead
 K_{eff} : Effective stiffness of the isolator
 ξ_{eff} : Effective damping



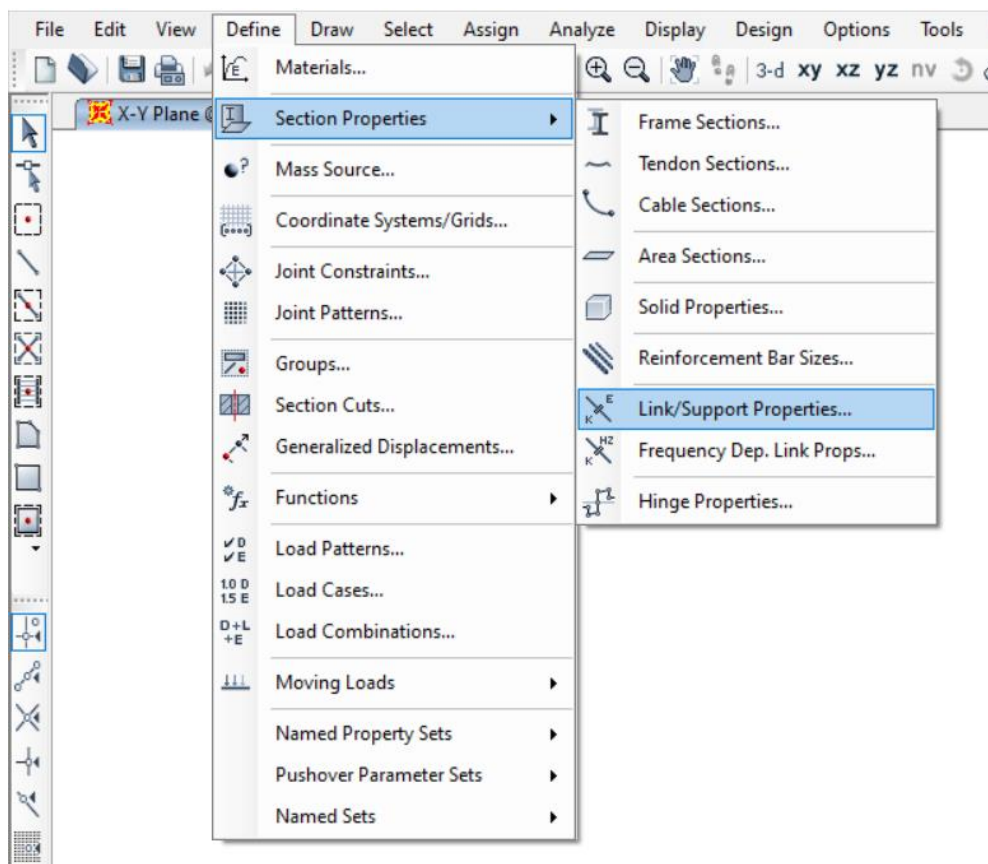
\varnothing mm	T_r mm	LRB 0.4 - 10										LRB 0.8 - 10							
		H mm	Δ_{max} mm	V_{max} kN	V_{seism} kN	K_r kN/mm	K_{lp} kN/mm	F_y kN	K_{eff} kN/mm	ξ_{eff} %	H mm	Δ_{max} mm	V_{max} kN	V_{seism} kN	K_r kN/mm	K_{lp} kN/mm	F_y kN	K_{eff} kN/mm	ξ_{eff} %
Ø300	45	129	110	1430	820	0.59	5.89	34	0.87	26	129	95	2380	1550	1.12	11.17	60	1.70	27
Ø300	70	169	170	920	290	0.38	3.79	34	0.56	26	169	150	1640	680	0.72	7.18	60	1.08	27
Ø350	55	145	135	2200	1230	0.65	6.53	49	0.98	27	165	115	3290	2390	1.25	12.48	80	1.88	27
Ø350	75	177	185	1610	600	0.48	4.79	49	0.72	27	197	160	2920	1350	0.92	9.15	80	1.37	27
Ø400	60	147	150	2870	1670	0.79	7.85	60	1.15	26	167	130	3620	3200	1.50	14.99	102	2.21	26
Ø400	90	192	225	1950	630	0.52	5.24	60	0.77	26	212	195	3540	1490	1.00	9.99	102	1.48	26
Ø450	72	165	180	3940	2180	0.83	8.26	80	1.23	27	185	155	4580	4190	1.57	15.71	136	2.37	27
Ø450	108	219	260	2620	770	0.55	5.51	80	0.83	27	239	230	4580	1740	1.05	10.47	136	1.59	27
Ø500	84	197	210	4380	2360	0.87	8.67	110	1.34	28	217	180	4890	4680	1.67	16.66	165	2.50	27
Ø500	126	257	290	2920	870	0.58	5.78	110	0.92	29	277	270	4890	1780	1.11	11.11	165	1.67	27
Ø550	88	198	220	5460	3050	1.01	10.10	119	1.50	27	228	190	6940	5900	1.93	19.29	196	2.87	27
Ø550	144	275	320	3360	1000	0.62	6.17	119	0.95	28	312	310	6100	1840	1.18	11.79	196	1.75	27
Ø600	96	209	240	6540	4010	1.10	11.04	136	1.62	26	260	205	8250	7690	2.09	20.94	242	3.17	27
Ø600	144	275	350	4810	1390	0.74	7.36	136	1.09	26	332	310	8250	3120	1.40	13.96	242	2.11	27
Ø650	108	252	270	7870	4290	1.15	11.50	165	1.70	26	272	230	8650	8340	2.19	21.89	280	3.29	27
Ø650	162	330	380	5250	1530	0.77	7.67	165	1.16	27	350	350	8650	3180	1.46	14.59	280	2.19	27
Ø700	120	264	300	8590	4600	1.20	11.98	196	1.79	27	315	260	11340	8980	2.29	22.89	320	3.41	27
Ø700	170	334	410	6060	1780	0.85	8.46	196	1.28	27	390	365	11030	4040	1.62	16.16	320	2.41	27
Ø750	130	298	325	10370	5530	1.26	12.63	242	1.94	28	350	280	13000	10870	2.42	24.17	378	3.64	27
Ø750	170	354	425	7930	2540	0.97	9.66	242	1.48	28	410	365	13000	5950	1.85	18.48	378	2.79	27
Ø800	132	296	330	11220	6540	1.41	14.08	293	2.21	28	358	285	16190	12950	2.71	27.12	425	4.07	27
Ø800	176	356	440	8960	3150	1.06	10.56	293	1.66	28	426	380	16190	7220	2.03	20.34	425	3.05	27

Range given for guidance: ISOSISM® LRB isolators can be produced for larger vertical loads and displacements and for lower horizontal stiffnesses.

Παράρτημα Β. Βοήθημα Προσομοίωσης στο SAP2000

Για προσομοίωση των εφεδράνων

- Μορφώνεται ο φορέας και καθορίζονται οι φορτίσεις κατά τα γνωστά, όπως γίνεται σε ένα συμβατικά εδραζόμενο κτίριο.
- Προσδιορίζονται τα κατακόρυφα φορτία που φέρει κάθε υποστύλωμα και βάσει της αντοχής των εφεδράνων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται η αρχική επιλογή τους. Η αντοχή των εφεδράνων σε κατακόρυφα φορτία είναι γνωστή και δίνεται από τις κατασκευαστικές εταιρείες.
- Εκτελείται η ανάλυση του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος όπως εξηγήθηκε στην αντίστοιχη Ενότητα και καθορίζονται τα χαρακτηριστικά του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος (d_{cd} , T_{eff} , K_{eff} , ξ_{eff}). Παράλληλα, καθορίζονται τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά του κάθε εφεδράνου.
- Ακολουθεί η προσομοίωση των εφεδράνων βάσει των χαρακτηριστικών τους (η διαδικασία ομοιάζει με τον καθορισμό των διατομών των γραμμικών φέροντων στοιχείων του φορέα, αν εξαιρεθεί ότι για αυτά προσομοιώνεται ξεχωριστά το υλικό). Συγκεκριμένα, στο SAP2000 τα εφέδρανα υπάγονται στην κατηγορία Link/Support και καθορίζονται από την επιλογή Define > Section Properties > Link/Support Properties.



- Στο παράθυρο που ανοίγει, επιλέγεται το “Add New Property” και εμφανίζεται το παράθυρο που φαίνεται πιο κάτω. Στο “Link/Support Type” επιλέγεται ο τύπος του μονωτήρα (εδώ υπάγονται και οι μονωτήρες απόσβεσης, πέραν των εφεδράνων). Για εφέδρανα LRB επιλέγεται το “Rubber Isolator” και στο “Property Name” μπορεί να καθορισθεί ένα όνομα από το χρήστη. Εδώ ονομάστηκε ως LRB, ενώ αν χρησιμοποιούνται περισσότερα από ένα LRB, αυτά μπορούν να αριθμούνται ως LRB1, LRB2 κλπ.

Οι βαθμοί ελευθερίας μετακίνησης του εφεδράνου και οι δυσκαμψίες ανά διεύθυνση καθορίζονται από τις επιλογές κάτω από το “Directional Properties”. Εδώ είναι καλό να σημειωθεί ότι οι άξονες 1,2,3 ΔΕΝ είναι οι καθολικοί άξονες του συστήματος, αλλά είναι οι τοπικοί άξονες του κόμβου. (View > Set Display Options > στην ενότητα Joints τσεκάρεται η επιλογή Local Axes > Apply). Συγκεκριμένα, ο άξονας 1 αφορά την κατακόρυφη διεύθυνση, δηλαδή τον άξονα +Z στο καθολικό σύστημα.

Στο U1 τσεκάρεται το fixed αν είναι δεσμευμένη η κατακόρυφη μετακίνηση ή το non linear αν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη μετακίνηση στα εφέδρανα.

Επίσης τσεκάρεται το πεδίο “Direction” για τις διευθύνσεις U2 και U3 για να ενεργοποιηθεί η επιλογή “Modify”. Η επιλογή non linear τσεκάρεται όταν θα πραγματοποιηθούν μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. (επηρεάζει τις επιλογές που θα εμφανιστούν στο παράθυρο του “Modify”).

Οι βαθμοί ελευθερίας R1,R2, R3 δεν τσεκάρονται, καθώς θα δέσμευαν τις στροφικές μετακινήσεις του συστήματος, οι οποίες λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Rubber Isolator

Property Name: LRB

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass: 0, Rotational Inertia 1: 0, Weight: 0, Rotational Inertia 2: 0, Rotational Inertia 3: 0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters

Advanced...

OK

Cancel

Fix All

Clear All

- Ακολούθως, για κάθε ένα από τους βαθμούς ελευθερίας καθορίζονται τα χαρακτηριστικά του εφεδράνου. Μπορεί να σημειωθεί ότι τα εφεδράνα μπορούν να έχουν διαφορετικά χαρακτηριστικά ανά οριζόντια διεύθυνση ή να επιτρέπουν την κίνηση ή τη στροφή μόνο σε κάποιους άξονες. Εδώ η διαστασιολόγηση τους έγινε με κυκλικά εφεδράνα (ομοιόμορφα χαρακτηριστικά ανά διεύθυνση) και με την μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Ταλαντωτή, που η μετακίνηση ανά διεύθυνση εξαρτάται από τη μάζα της ανωδομής. Στο “Effective Stiffness” ορίζεται η ενεργός δυσκαμψία του εφεδράνου $K_{eff,i}$, όπως υπολογίστηκε από την Μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβαθμίου. Στο “Effective Damping” καθορίζεται το ξ_{eff} . Εάν θα εκτελεστούν μη γραμμικές αναλύσεις χρονιοϊστορίας καθορίζεται η ακριβής διγραμμική συμπεριφορά των LRB στην ενότητα “Properties Used for Nonlinear Analysis Cases”.

Στο “Stiffness” ορίζεται η αρχική ελαστική δυσκαμψία του εφεδράνου που είναι η γραμμική πρόσθεση της δυσκαμψίας του ελαστομερούς και του πυρήνα μολύβδου.

Στο “Yield Strength” καθορίζεται το όριο διαρροής που δίνεται από τον κατασκευαστή σε μέγεθος δύναμης.

Στο “Post Yield Stiffness Ratio” ορίζεται η μετελαστική δυσκαμψία ως ποσοστό της αρχικής δυσκαμψίας. Δηλαδή ισούται με το λόγο (Κελαστομερούς) / (Κελαστομερούς + Κμολύβδου).

Με αυτό τον τρόπο προσομοιώνεται η συμπεριφορά των εφεδράνων.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: LRB

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 935,

Effective Damping: 0,36

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

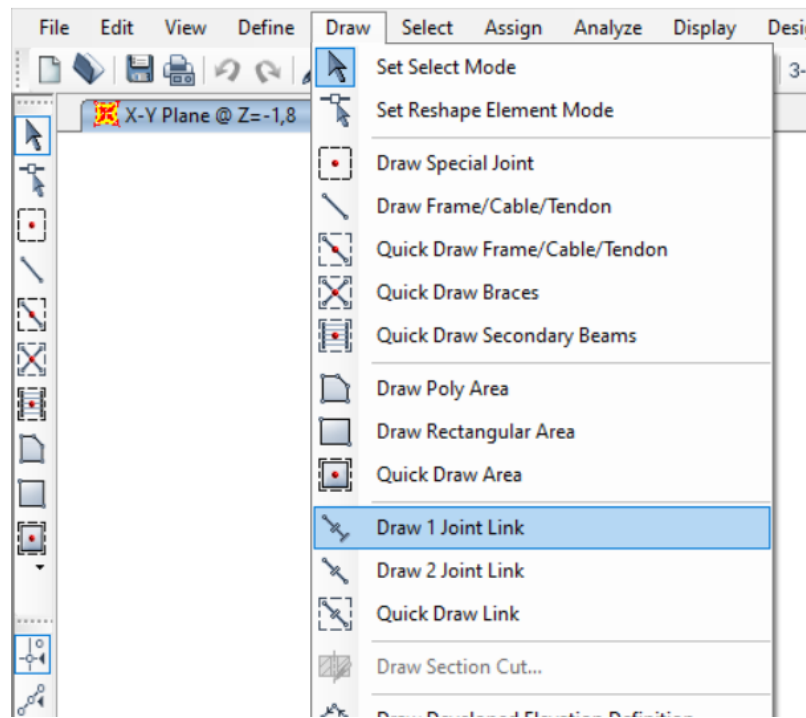
Stiffness: 4170,

Yield Strength: 34,

Post Yield Stiffness Ratio: 0,091

OK Cancel

- Στο επόμενο βήμα, τοποθετούνται τα εφέδρανα στο μοντέλο. Αυτό γίνεται με «σχεδίαση» τους στους κόμβους που βρίσκονται. Δηλαδή, δεν καθορίζονται από το Assign > Joint > Restraints όπως οι πακτώσεις και οι αρθρώσεις. Αρχικά, αν έγινε ανάλυση για το πακτωμένο κτίριο, χρειάζεται να απελευθερωθούν οι στηρίξεις. Ακολούθως, σχεδιάζονται στις βάσεις των αντίστοιχων υποστηλωμάτων ως εξής: Draw > Draw 1 Joint Link > γίνεται κλικ στους αντίστοιχους κόμβους (βάσεις υποστηλωμάτων).



- Για να ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία, σχεδιάζονται μοντελικές δοκοί μεγάλης δυστένειας (και αβαρείς), που ενώνουν τους κόμβους βάσης των υποστηλωμάτων. Είναι προτιμότερο να γίνεται αυτό, από την εισαγωγή διαφραγματικής λειτουργίας που ορίζεται από την προεπιλογή του προγράμματος, καθώς το μοντέλο του εφέδρανου αποτελείται από δύο κόμβους που αρχικά ταυτίζονται, και η επιλογή του Assign > Joint > Constraints επηρεάζει τα αποτελέσματα.

Σημείωση 1: Επίσης η απόσβεση για την ιδιομορφική ανάλυση, αντί να προσδιοριστεί ως χαρακτηριστικό των εφεδράνων μέσω του συντελεστή ξ , μπορεί να προσδιοριστεί ως απομείωση του φάσματος επιταχύνσεων μέσω του συντελεστή η . Η απόσβεση αυτή αφορά τις ιδιοπεριόδους της μόνωσης. Αυτό ορίζεται από το Define > Load Cases και στις σεισμικές φορτίσεις, ορίζεται το Modal Damping ως “Interpolated Damping per Period or Frequency”.

Σημείωση 2: Για βοήθημα προσομοίωσης του Fast Nonlinear Analysis FNA στο SAP2000, βλέπε βιβλιογραφία για YouTube Tutorial Video από την εταιρεία CSI, Computers and Structures, Inc., η οποία εκδίδει το πρόγραμμα SAP2000.