



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

Σεισμική Μόνωση Υφιστάμενου Κτιρίου από Τοιχοποιία με χρήση Εφεδράνων Ολίσθησης



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Όλγα Γιαννοπούλου

Επιβλέπων: Ιωάννης Ψυχάρης

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Φιλοσοφία σεισμικής μόνωσης	6
1.3 Ιστορική Αναδρομή	7
1.4 Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια τοιχοποιίας	8
2 Τεχνικές επισκευών και ενισχύσεων κτιρίων από τοιχοποιία	13
2.1 Εισαγωγή	13
2.2 Αρμολόγημα	13
2.3 Έγχυση Ενέματος και Εποξειδικής Ρητίνης	14
2.4 Αγκύρωση	14
2.5 Επικαλύψεις	15
2.6 Υποστύλωση	15
2.7 Εσωτερική Ενίσχυση	16
2.8 Εξωτερική Ενίσχυση	16
2.9 Προένταση	16
2.10 Σεισμική μόνωση βάσης	17
2.11 Πλεονεκτήματα σεισμικής μόνωσης έναντι συμβατικών μεθόδων ενίσχυσης	17
3 Εφαρμογή και συστήματα σεισμικής μόνωσης	19
3.1 Διαδικασία εφαρμογής σεισμικής μόνωσης και κατασκευαστικές απαιτήσεις	19
3.2 Συστήματα Σεισμικής Μόνωσης	20
3.2.1 Ελαστομεταλλικά σεισμικά εφεδράνα	20
3.2.2 Σεισμικά εφεδράνα ολίσθησης	24
3.2.3 Υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης	26
4 Περιγραφή του κτιρίου	28
4.1 Ιστορικά στοιχεία	28
4.2 Εσωτερική διαρρύθμιση του κτιρίου	30
4.3 Κτιριοδομικά στοιχεία	35
5 Περιγραφή προσομοιώματος και φορτίσεων	37
5.1 Μοντέλο υπολογισμού	37
5.2 Εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στο κτίριο	41
5.2.1 Προσομοίωση δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα	41
5.2.2 Προσομοίωση εφεδράνων	43
5.3 Ιδιότητες υλικών και φορτία	48
5.3.1 Ιδιότητες υλικών	48
5.3.2 Στατικά φορτία	48
5.3.3 Σεισμικά φορτία	49
5.3.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q	50
5.4 Έλεγχος αστοχίας τοιχοποιιών	51
6 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων ιστορίας	52
6.1 Εισαγωγή	52
6.2 Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής	52

6.3	Αποτίμηση σεισμικά μονωμένης κατασκευής.....	57
6.4	Συγκριτικά διαγράμματα	61
6.4.1	Απόλυτες επιταχύνσεις ορόφων	61
6.4.2	Σχετικές μετακινήσεις ορόφων	72
6.5	Μετακινήσεις εφεδράνων.....	83
7	Συμπεράσματα.....	85
8	Βιβλιογραφία	88

Σεισμική μόνωση υφιστάμενου κτιρίου από τοιχοποιία με χρήση εφεδράνων ολίσθησης

Γιαννοπούλου Ο. (Επιβλέπων: Ψυχάρης Ι.)

Περίληψη

Θέμα της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η σεισμική ενίσχυση του κτιρίου της Ιταλικής Πρεσβείας, το οποίο βρίσκεται στην Αθήνα στη συμβολή των οδών Βασ. Σοφίας και Σέκερη, με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης. Πρόκειται για κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο δομήθηκε σε δύο φάσεις κατά τα τέλη του 19ου αιώνα, με τα μορφολογικά και δομικά χαρακτηριστικά της εποχής. Πιο συγκεκριμένα, μελετάται η επιρροή, στη σεισμική απόκριση του κτιρίου, της εφαρμογής σεισμικής μόνωσης στη στάθμη θεμελίωσης, με χρήση εφεδράνων ολίσθησης εκκρεμούς (Friction Pendulum System - FPS). Η μελέτη πραγματοποιείται σε περιβάλλον του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, μέσω δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, με ημισυνθετική σεισμική διέγερση που κατασκευάστηκε με το λογισμικό SeismoMatch, προσαρμόζοντας την καταγραφή SYNTAGMA A του σεισμού της Αθήνας του 1999.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στη βασική φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης, καθώς και μια σύντομη ιστορική αναδρομή. Επίσης, αναφέρονται παραδείγματα εφαρμογής της μεθόδου σε ιστορικά κτίρια τοιχοποιίας ανά τον κόσμο.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι πιο συνήθεις τεχνικές επισκευών και ενισχύσεων κτιρίων από τοιχοποιία, ενώ στο τέλος γίνεται σύγκριση της σεισμικής μόνωσης με τις συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης.

Στη συνέχεια, στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης στη στάθμη θεμελίωσης υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Επιπλέον, αναλύονται τα διάφορα είδη μονωτήρων και ο τρόπος δράσης τους.

Η περιγραφή του υπό εξέταση κτιρίου γίνεται στο τέταρτο κεφάλαιο, ενώ στο πέμπτο αναφέρονται ο τρόπος προσομοίωσής του, οι φορτίσεις του φορέα, καθώς και ο έλεγχος που πραγματοποιείται για την εύρεση των περιοχών αστοχίας.

Στο έκτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις, για την υφιστάμενη και την ενισχυμένη κατασκευή, αφού γίνει αναφορά στο σχεδιασμό και την προσομοίωση της σεισμικής μόνωσης. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται διαγράμματα απόλυτων επιταχύνσεων και σχετικών μετακινήσεων, αλλά και σχηματική απεικόνιση των περιοχών αστοχίας των τοιχοποιιών.

Ακολουθεί ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων και η εξαγωγή των ανάλογων συμπερασμάτων στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο.

Συνοπτικά, από τα ευρήματα της παρούσας μελέτης μπορούμε να πούμε ότι, η σεισμική μόνωση του κτιρίου της Ιταλικής Πρεσβείας οδηγεί σε σημαντική μείωση των σεισμικών φορτίων που καταπονούν την ανωδομή, και ελαχιστοποιεί τις περιοχές αστοχίας των τοιχοποιιών. Η τεχνική αυτή, με την ελάχιστη δυνατή παρεμβατικότητα στην όψη του κτιρίου, ενδείκνυται για την ενίσχυση τέτοιου είδους ιστορικών κατασκευών, των οποίων η αρχιτεκτονική και πολιτιστική αξία πρέπει να παραμένει αναλλοίωτη.

Seismic base isolation of a masonry building with friction pendulum systems

Giannopoulou O. (supervised by Psycharis I.)

Abstract

The subject of this master thesis is the seismic retrofitting of the building of the Italian Embassy, by means of base isolation. The building is located in Athens at the junction of Vas. Sofias and Sekeri streets, and it is a masonry structure, built in two phases at the end of the 19th century, with the morphological and structural characteristics of the time. More specifically, the influence of base isolation, using Friction Pendulum Systems (FPS), on the seismic response of the building is studied. For this purpose, dynamic time-history analyses with semi-synthetic seismic excitation are conducted, using the finite element software Abaqus. The semi-synthetic seismic excitation is made with SeismoMatch software, adapting the SYNTAGMA A recording of the 1999 Athens earthquake.

The first chapter refers to the basic philosophy of seismic isolation, as well as to a brief historical overview. Examples of the application of this method to historic masonry buildings around the world are also reported.

In the second chapter, the most commonly used retrofitting techniques of masonry buildings are presented, and, at the end, a comparison between base isolation and conventional retrofitting methods is made.

Subsequently, the third chapter describes the process of the application of seismic isolation to the foundation level of existing masonry buildings, and analyses the different existing types of isolators.

The examined building is described in the fourth chapter, while in the fifth one the simulation of the model, the loads of the structure, as well as the capacity verification that is performed for the indication of the failure areas, are mentioned.

In the sixth chapter, the results obtained from the time-history analyses are presented, for both the existing and the isolated structure, after reference to the design and simulation of the base isolation system is made. In particular, comparative diagrams of absolute accelerations and relative displacements are presented, as well as a schematic illustration of the failure areas of the masonry walls.

Finally, the conclusions conducted by the performed case study are presented in the seventh and last chapter.

In summary, from the findings of the present study we can say that the seismic base isolation of the Italian Embassy building leads to a significant reduction of the seismic loading of the superstructure, and minimizes the failure areas of the masonry walls. This technique, with the least possible intervention in the appearance of the building, is suitable for the retrofitting of such historical structures, whose architectural and cultural value must remain unchanged.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τον κύκλο των μεταπτυχιακών μου σπουδών, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ψυχάρη Ιωάννη, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε αναθέτοντάς μου το συγκεκριμένο θέμα, καθώς και για την άριστη συνεργασία και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω, επίσης, στον διδάκτορα Βαγγέλη Αυγενάκη για τις χρήσιμες συμβουλές του και την άψογη επικοινωνία που είχαμε όλους τους μήνες μέχρι την περάτωση της εργασίας. Η βοήθειά του ήταν πραγματικά πολύτιμη.

Τέλος, νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω τόσο την οικογένειά μου, όσο και τις φίλες και συμφοιτήτριές μου Αθανασίου Παναγιώτα, Καπετανάκη Εμμανουέλα, Μπαλιόζογλου Παρασκευή και Γεραμάνη Ελευθερία, για όλη τη βοήθεια και τη στήριξη που μου προσέφεραν όλο αυτό το διάστημα.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Οι κατασκευές αρχιτεκτονικής κληρονομιάς περιλαμβάνουν τόσο κτίρια όσο και μνημεία τα οποία έχουν σχεδόν ανεκτίμητη πολιτιστική και ιστορική αξία. Από τη φύση τους, αυτές οι κατασκευές δεν μπορούν να τροποποιηθούν σημαντικά, και αυτός είναι και ο λόγος για τον οποίο η σεισμική ενίσχυσή τους είναι μια εξαιρετικά απαιτητική εργασία. Αφενός, στόχος της είναι να μειώσει το επίπεδο του επιτρεπόμενου κινδύνου πιθανών εκτεταμένων ζημιών αυξάνοντας τη σεισμική αντίσταση της κατασκευής, ενώ αφετέρου οποιαδήποτε μέτρα ενίσχυσης πρέπει να επιλέγονται με μεγάλη προσοχή και θα πρέπει να έχουν τις ελάχιστες δυνατές - οπτικές και μη - επιπτώσεις στην κατασκευή, οι οποίες θα μπορούσαν να υποβαθμίσουν την ιστορική της σημασία.

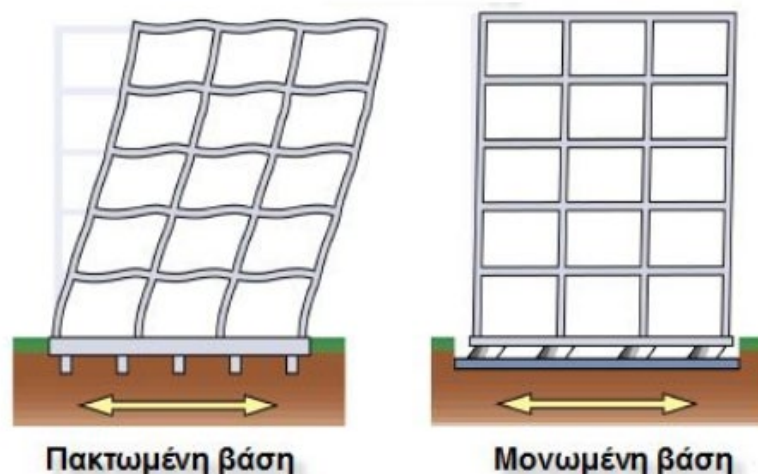
Οι συμβατικές διορθωτικές ενέργειες για την επισκευή και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία και την πρόληψη της εμφάνισης πιθανών μηχανισμών κατάρρευσης, περιλαμβάνουν μέτρα ενίσχυσης, τα οποία είναι συνήθως επεμβατικά. Για παράδειγμα, τέτοια μέτρα μπορεί να περιλαμβάνουν την ενίσχυση των επιμέρους δομικών μελών για τη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας τους, ή την ενίσχυση του συστήματος ανάληψης φορτίου ως σύνολο, με την εισαγωγή δύσκαμπτων συνδέσμων μεταξύ των τοιχωμάτων για την επίτευξη μιας καθολικά κιβωτιοειδούς συμπεριφοράς του κτιρίου.

Τα τελευταία χρόνια, η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης για την μείωση του σεισμικού κινδύνου στα κτίρια, έχει γίνει μια συνήθης εναλλακτική λύση έναντι των συμβατικών μέτρων ενίσχυσης, όντας λιγότερο επεμβατική από αυτά. Έχει εκτιμηθεί ότι, συνολικά περίπου 16.000 κατασκευές σε διάφορα μέρη του κόσμου έχουν ενισχυθεί με σεισμική μόνωση, συστήματα απορρόφησης ενέργειας και άλλα αντισεισμικά συστήματα. Τα περισσότερα από αυτά βρίσκονται στην Ιαπωνία, αν και υπάρχουν πάρα πολλά σε περισσότερες από 30 άλλες χώρες [21].

1.2 Φιλοσοφία σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή των μεθόδων παθητικής σεισμικής μόνωσης βάσης έχει ως κύριο άξονα τον διαχωρισμό της κίνησης της ανωδομής από την ισχυρή κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος με σκοπό να ελαχιστοποιηθεί η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή, εν μέρει αντανakλώντας την και εν μέρει αποσβένοντάς την στο επίπεδο της θεμελίωσης. Το σύνολο της μετακίνησης καλείται να παραληφθεί από διακριτούς μονωτήρες των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά επιλέγονται έτσι ώστε να ανεξαρτητοποιήσουν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση στη βάση.

Στόχος της σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση ή βελτίωση της απόκρισης της ανωδομής που οφείλεται στις οριζόντιες σεισμικές δράσεις, συγκεντρώνοντας τις μετακινήσεις και τις όποιες διαρροές στη στάθμη του συστήματος μόνωσης. Με τον τρόπο αυτό ελαχιστοποιούνται κατά το δυνατόν οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, περιορίζοντας σημαντικά τις βλάβες και κάνοντας την ανωδομή να συμπεριφέρεται σχεδόν ως άκαμπτο στερεό σώμα. Είναι χαρακτηριστική η διαφοροποίηση στην εικόνα παραμόρφωσης του φορέα μεταξύ της πακτωμένης και της μονωμένης κατασκευής, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.1.



Εικόνα 1.1: Εικόνες παραμόρφωσης πακτωμένης κατασκευής και κατασκευής με μονωμένη βάση. [1].

Η μείωση της απόκρισης μέσω των συστημάτων σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται με τους ακόλουθους τρόπους : α) με επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής (ευνοϊκή επίδραση της μετάθεσης της ιδιοπεριόδου στο φάσμα σχεδιασμού), με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των σεισμικών δυνάμεων, αλλά και παράλληλη αύξηση των μετακινήσεων (οι οποίες όμως συγκεντρώνονται στο επίπεδο της μόνωσης), β) με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης, με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των μετακινήσεων και ενδεχομένως και των σεισμικών δυνάμεων, και γ) με συνδυασμό – κατά προτίμηση – των ευνοϊκών επιδράσεων και των δύο παραπάνω παραγόντων.

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που μπορούν να αποδειχθούν αποτελεσματικά στην πράξη, πρέπει να είναι σε θέση να παρέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό τόσο μείωση των σεισμικών δυνάμεων που εισάγονται στην κατασκευή, όσο και περιορισμό εντός των επιτρεπόμενων ορίων των μετακινήσεων των ίδιων των μονωτήρων. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό εξασφαλίζοντας σημαντική ικανότητα απόσβεσης στο σύστημα μόνωσης παράλληλα με την αυξημένη οριζόντια ευκαμψία, κάνοντας χρήση μονωτήρων με υστερητική συμπεριφορά ή/και πρόσθετων αποσβεστήρων.

1.3 Ιστορική Αναδρομή

Η έννοια της μόνωσης των κτιρίων από τις σεισμικές δράσεις είναι γνωστή από τους αρχαίους χρόνους. Στις ελληνικές αποικίες της νότιας Ιταλίας του 5ου π.χ. αιώνα τοποθετούσαν ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή ένα στρώμα άμμου, το οποίο αποτελεί το πρώτο καταγεγραμμένο εφέδρανο. Στη σύγχρονη εποχή η σεισμική μόνωση άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως σε γέφυρες από την αρχή της δεκαετίας του '70 και σε κτίρια από τα τέλη της δεκαετίας του '70, αν και υπάρχουν παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κατασκευών πολύ νωρίτερα [20].

Η αντισεισμική προστασία ξεκίνησε να μελετάται από το Άγγλο John Milne, ο οποίος διατέλεσε καθηγητής ορυκτολογίας στο Τόκιο από το 1876 έως το 1895, όπου ανέπτυξε θεωρία για το φαινόμενο του σεισμού, μελέτησε το σχεδιασμό κτιρίων σε σεισμικά ενεργές περιοχές και δημοσίευσε κανονισμούς για κατασκευές ανθεκτικές στους σεισμούς. Στη συνέχεια το 1909 ο J Calantarients γιατρός από τη βόρεια Αγγλία, απευθύνθηκε στη Βρετανική υπηρεσία ευρεσιτεχνίας, προτείνοντας τα κτίρια να κτίζονται πάνω σε ένα στρώμα άμμου ή μαρμαρυγίας που θα τους επιτρέπει να ολισθαίνουν σε περιπτώσεις σεισμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τη δύναμη που μεταδίδεται στο ίδιο το κτίριο.

Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι η μέθοδος του εύκαμπτου πρώτου ορόφου, ενός εξαιρετικά εύκαμπτου ορόφου όπου επιδιώκεται να συγκεντρωθεί το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής μετακίνησης, χρησιμοποιήθηκε ευρέως στις Ηνωμένες Πολιτείες από το 1930 έως το 1960, εισάγοντας την έννοια της σεισμικής ενίσχυσης.

Μόλις το 1969 καταγράφεται η πρώτη χρήση εφεδράνων στο σχολείο Pestalozzi των Σκοπίων, μια τριώροφη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος. Σε αντίθεση με τα σύγχρονα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν δεν είχαν χαλύβδινες πλάκες και έτσι παρουσίαζαν εγκάρσια διόγκωση, λόγω των επιβαλλόμενων βαρυτικών φορτίων.

Η πρώτη σημαντική εφαρμογή σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ήταν το κτήριο William Clayton, στη Νέα Ζηλανδία το 1981. Έκτοτε, και ιδιαίτερα τις τελευταίες δύο δεκαετίες οι εφαρμογές σεισμικής μόνωσης αυξάνονται με σχετικά γοργούς ρυθμούς και, βάσει μιας σχετικής έρευνας [15], μέχρι τότε είχαν καταγραφεί πέραν των 10,000 σεισμικά μονωμένων κατασκευών, κτηριακών και άλλων, αριθμός ο οποίος σήμερα πρέπει να είναι κατά πολύ μεγαλύτερος.

Η Ιαπωνία, αν και μικρή σε έκταση και πληθυσμό χώρα, αριθμούσε πέραν των 5000 σεισμικά μονωμένων κτηριακών κατασκευών, λόγω του ότι πρόκειται για μια περιοχή με έντονη σεισμική δραστηριότητα στην οποία είχε σχετικά νωρίς υιοθετηθεί ένας επαρκής κώδικας σχεδιασμού σεισμικά μονωμένων κτηρίων.

Στη Ρωσία αναφέρθηκαν πέραν των 550 κτηρίων στα οποία έχει γίνει εφαρμογή κάποιου συστήματος σεισμικής μόνωσης και άλλα 650 περίπου στην Κίνα, από τα οποία τα περισσότερα είναι ιδιωτικές οικίες.

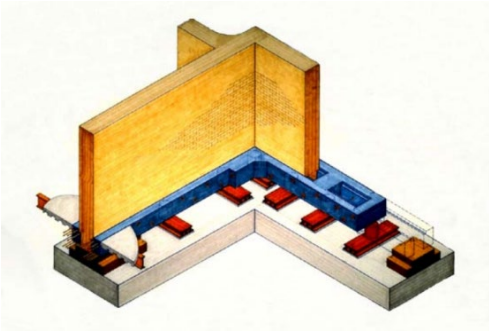
Στις ΗΠΑ ο αριθμός ήταν σχετικά περιορισμένος στις 250, ενδεχομένως λόγω του σχετικά αυστηρού κώδικα για τις σεισμικά μονωμένες κτηριακές κατασκευές. Στην Ευρώπη, ξεχωρίζει η Ιταλία, όπου είχαν ανεγερθεί περί τα 270 σεισμικώς μονωμένα κτήρια. Άλλες χώρες που χρησιμοποιούν σεισμική μόνωση, συμπεριλαμβάνουν την Αρμενία, τη Νέα Ζηλανδία, ενώ σημαντικές εφαρμογές έχουν ξεκινήσει και σε χώρες όπως η Τουρκία, η Ελλάδα, η Πορτογαλία, και φτάνουν μέχρι τη Χιλή [20].

1.4 Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια τοιχοποιίας

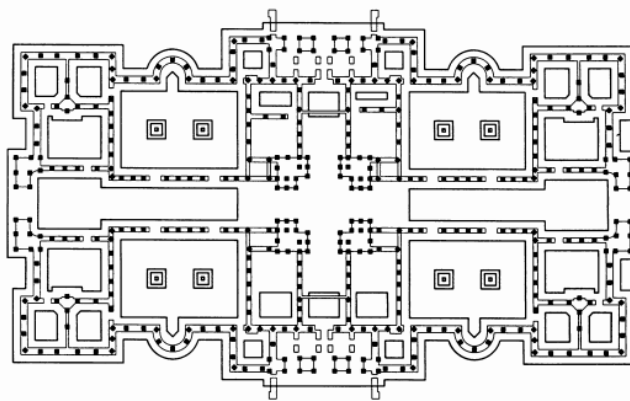
Το πρώτο υφιστάμενο κτίριο από τοιχοποιία που ενισχύθηκε με σεισμική μόνωση είναι το Salt Lake City and County Building και βρίσκεται στις ΗΠΑ και συγκεκριμένα στο Salt Lake City της Utah. Πρόκειται για μία πεντάροφη κατασκευή με ένα μεγάλο κεντρικό πύργο, η οποία κατασκευάστηκε το 1891 και ενισχύθηκε το 1989 με 239 ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Natural Rubber Bearings – NRBs) και 208 ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRBs) [6]. Ειδικές διατάξεις χρησιμοποιήθηκαν για την τοποθέτηση των εφεδράνων κάτω από τους φέροντες τοίχους, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.2.



(α)



(β)



(γ)

Εικόνα 1.2: (α) Salt Lake City and County Building [27], (β) Ειδική διάταξη μόνωσης σε φέροντα τοίχο [6], (γ) Διάταξη τοποθετούμενων μονωτήρων [6].

Το κτίριο Court of Appeals στο San Francisco της California (Εικόνα 1.3) που κατασκευάστηκε το 1905, ενισχύθηκε με εφένδρανα ολίσθησης εκκρεμούς (Friction Pendulum Systems – FPS). Όταν ολοκληρώθηκε η ενίσχυση το 1994, ήταν το μεγαλύτερο υπάρχον κτίριο στον κόσμο με σεισμική μόνωση. Η κατασκευή αποτελείται από τέσσερις ορόφους και ένα υπόγειο και έχει πολύ σημαντική αρχιτεκτονική και ιστορική σημασία. Τα 256 εφένδρανα ολίσθησης που τοποθετήθηκαν του δίνουν δυνατότητα μετακίνησης έως και 35εκ [19].



Εικόνα 1.3: Court of Appeals, San Francisco [27].

Ένα από τα μεγαλύτερα σεισμικά μονωμένα κτίρια στον κόσμο είναι το Δημαρχείο του Σαν Φρανσίσκο (San Francisco City Hall), ένα μνημειακό κτίριο κατασκευασμένο το 1899 (Εικόνα 1.4). Η ενίσχυσή του περιλάμβανε την τοποθέτηση πάνω από 500 ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου ακριβώς πάνω από τη θεμελίωση και στη βάση των υποστυλωμάτων και των εξωτερικών φερόντων τοίχων. Η διαδικασία ολοκληρώθηκε το 1998 [23].



(α)

(β)

Εικόνα 1.4: (α) San Francisco City Hall [27], (β) Τοποθέτηση μονωτήρων στην περίμετρο [23].

Ένα άλλο παράδειγμα από τις ΗΠΑ είναι το κτίριο Hearst Memorial Mining στο Berkeley της California (Εικόνα 1.5). Η εν λόγω κατασκευή από άοπλη τοιχοποιία χτίστηκε το 1907 και βρίσκεται μέσα στην πανεπιστημιούπολη του Πανεπιστημίου του Μπέρκλεϊ, ενώ για την ενίσχυσή της, η οποία ολοκληρώθηκε το 2002, χρησιμοποιήθηκαν 134 ελαστομεταλλικά εφεδράνα [7].



Εικόνα 1.5: Hearst Memorial Mining Building [27].

Το μεγαλύτερο κτίριο με σεισμική μόνωση βάσης είναι η έδρα του Κοινοβουλίου της Νέας Ζηλανδίας στο Ουέλλινγκτον της Νέας Ζηλανδίας (New Zealand Parliament House), το οποίο είναι ένα κτίριο φέρουσας τοιχοποιίας που χρονολογείται από τη δεύτερη δεκαετία του 1900 (Εικόνα 1.6). Το 1994 ολοκληρώθηκε η ενίσχυσή του με 417 ελαστομεταλλικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings – HDRBs) καθώς και ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου [22].



Εικόνα 1.6: New Zealand Parliament House [27].

Εφαρμογή σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενο κτίριο έγινε και στο Rikkyo University Chapel στο Τόκιο της Ιαπωνίας το 1999. Το κτίριο από οπτόπλινθους (Εικόνα 1.7) που κατασκευάστηκε το 1920 είναι ένα συμβολικό κτίριο της πανεπιστημιούπολης Ikebukuro του Πανεπιστημίου Rikkyo και η αρχιτεκτονική του έχει χαρακτηριστεί ως ιστορική στο Τόκιο. Η σεισμική του ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, αλλά και με αποσβεστήρες [26].

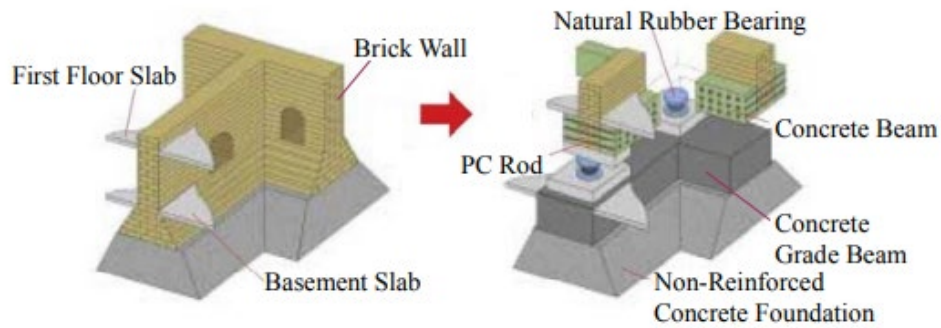


Εικόνα 1.7: Rikkyo University Chapel [27].

Η Διεθνής Βιβλιοθήκη Παιδικής Λογοτεχνίας στο Τόκιο της Ιαπωνίας (International Library of Children's Literature) είναι επίσης ιστορικής αρχιτεκτονικής σημασίας. Το κτίριο από τοιχοποιία (Εικόνα 1.8) κατασκευάστηκε σε δύο φάσεις, η πρώτη ολοκληρώθηκε το 1906 και η δεύτερη το 1929. Ενισχύθηκε με κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα και με αποσβεστήρες το 2002 [26].



(α)



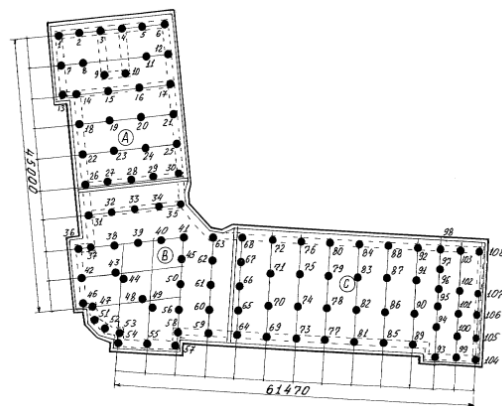
(β)

Εικόνα 1.8: (α) International Library of Children's Literature [27], (β) Εφαρμογή σεισμικής μόνωσης [26].

Το ιστορικό κτίριο της Irkutsk Bank (Εικόνα 1.9) είναι το πρώτο υφιστάμενο κτίριο από τοιχοποιία που ενισχύθηκε με σεισμική μόνωση στη Ρωσία. Πρόκειται για ένα τετραώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1934, στο οποίο τοποθετήθηκαν 108 ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου [24].



(α)



(β)

Εικόνα 1.9: (α) Irkutsk Bank [27], (β) Διάταξη τοποθετούμενων εφεδράνων [24].

2 Τεχνικές επισκευών και ενισχύσεων κτιρίων από τοιχοποιία

2.1 Εισαγωγή

Έχουν αναπτυχθεί διάφορες τεχνικές για την αναβάθμιση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία. Για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης, ένα σημαντικό κριτήριο είναι η συνάρτηση κόστους επέμβασης και σπουδαιότητας της κατασκευής, η οποία είναι το σύνολο της ιστορικής, καλλιτεχνικής και πολιτιστικής της αξίας. Κάποιοι παράγοντες που πρέπει επίσης να συνεκτιμηθούν, σε βαθμό που εξαρτάται από το είδος της κατασκευής, είναι η δομική συμπεριφορά της επέμβασης, η απαίτηση ή όχι για αναστρεψιμότητα, η δυνατότητα ή η απαίτηση να διατηρηθεί η μορφή της κατασκευής και μετά την επέμβαση, αλλά και η συμβατότητα με τα υλικά της κατασκευής.

Ένα άλλο κριτήριο για την επιλογή κάποιας μεθόδου, είναι η γνώση και η εμπειρία του διατιθέμενου εργατοτεχνικού προσωπικού, καθώς και η δυνατότητα απόκτησης του κατάλληλου εξοπλισμού. Σε ορισμένες περιπτώσεις, μπορεί να αποτελέσει κρίσιμο κριτήριο επιλογής ακόμα και η δυνατότητα πρόσβασης στην υπόψη κατασκευή των μηχανικών μέσων ή τμημάτων του εξοπλισμού [2].

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πιο συνήθεις τεχνικές ενίσχυσης κτιρίων από τοιχοποιία, με σύντομη περιγραφή της διαδικασίας εφαρμογής κάθε μεθόδου, αλλά και αναφορά στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε μιας από αυτές.

2.2 Αρμολόγημα

Αρμολόγημα είναι η διαδικασία απομάκρυνσης διαβρωμένου κονιάματος από τους αρμούς και η πλήρωση αυτών με νέο κονίαμα. Τα κονιάματα δόμησης μπορεί να θρυμματιστούν ή να διαβρωθούν με την πάροδο του χρόνου λόγω κύκλων ψύξης-απόψυξης ή καναλιών αποστράγγισης υδάτων, ή λόγω του ότι μπορεί να μην έχει γίνει σωστή πλήρωση των αρμών. Επίσης, η διαφορική κίνηση μπορεί να προκαλέσει ρωγμές αποκόλλησης και διαχωρισμού κατά μήκος των αρμών. Στις περισσότερες περιπτώσεις, τα διαβρωμένα κονιάματα δόμησης μπορούν να επιδιορθωθούν με αρμολόγημα [13].

Το νωπό κονίαμα, που πρέπει να είναι όσο το δυνατόν πιο συμβατό με το αρχικό υλικό όσον αφορά το χρώμα, την υφή και τις φυσικές ιδιότητες,. Το νέο κονίαμα τοποθετείται σε στρώσεις και κατεργάζεται όταν έχει σκληρύνει αρκετά ώστε το αποτύπωμα του αντίχειρα να μπορεί να αφηθεί πάνω σε αυτό.

Το αρμολόγημα, όταν γίνει σωστά, αποκαθιστά την οπτική και φυσική ακεραιότητα της τοιχοποιίας. Εάν από την άλλη δε γίνει σωστά, όχι μόνο «μειώνει» την εμφάνιση του κτιρίου, αλλά μπορεί να προκαλέσει βλάβες στα στοιχεία της τοιχοποιίας. Για να μπορέσει η τοιχοποιία να απορροφήσει τις αναπόφευκτες μικρές μετακινήσεις, συμπεριλαμβανομένων διακυμάνσεων της θερμοκρασίας, καθίζησης του κτιρίου και δονήσεων, οι αρμοί κονιάματος πρέπει να είναι κάπως ασθενέστεροι από την ίδια την τοιχοποιία, διαφορετικά οι μικρές μετακινήσεις μπορούν να προκαλέσουν το σπάσιμο του τούβλου ή της πέτρας. Εάν το νέο κονίαμα είναι πολύ δυνατό, δημιουργούνται γραμμικά φορτία κατά μήκος του στη διεπιφάνεια των στοιχείων της τοιχοποιίας. Μπορεί επίσης να

είναι πιο ανθεκτικό στην υγρασία από ότι η τοιχοποιία και έτσι αποτρέπεται η ξήρανση μέσω των αρμών, πράγμα το οποίο οδηγεί σε συγκέντρωση της υγρασίας στην τοιχοποιία, και άρα βλάβη αυτής.

2.3 Έγχυση Ενέματος και Εποξειδικής Ρητίνης

Πρόκειται για τη διαδικασία εισαγωγής στη μάζα μιας κατασκευής, ενός υλικού υπό υγρή μορφή, το οποίο στη συνέχεια στερεοποιείται και προσδίδει νέες μηχανικές ιδιότητες στα υλικά της κατασκευής. Το ένεμα μπορεί να εγχυθεί σε τοίχους για την αγκύρωση άλλων συστατικών ή την ενίσχυση ενός τοίχου με πλήρωση κενών ή ανοιχτών κοιλοτήτων. Αυτή η τεχνική είναι ωφέλιμη για ιστορικές κατασκευές από τοιχοποιία και μπορεί να είναι πιο αποτελεσματική εάν η τοιχοποιία έχει προϋγρανθεί. Είναι σημαντικό να διασφαλιστεί ολική πλήρωση ώστε να αποφευχθεί αργότερα η συρρίκνωση, καθώς το νερό απορροφάται από το ένεμα, είτε χρησιμοποιούμε μη συρρικνούμενο ένεμα, εποξειδικό ένεμα ή ένεμα με τροποποιημένο πολυμερές.

Η έγχυση εποξειδικής ρητίνης χαμηλού ιξώδους αποδείχθηκε [10] αποτελεσματική στην επιδιόρθωση ακόμα και των πιο μικρών ρωγμών εύρους 0,13 mm. Ένα εποξειδικό μείγμα αποτελείται από εποξειδική κόλλα ως συνδετικό μέσο και διάφορα υλικά πλήρωσης, όπως άμμος ή τσιμέντο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για οικονομία σε ρωγμές εύρους μεγαλύτερου από 6,4 mm. Τα μειονεκτήματα της ένεσης με εποξειδική ρητίνη (ρητινένεσης) περιλαμβάνουν ανεπαρκή διείσδυση, ακατάλληλη σκλήρυνση εποξειδικής ρητίνης, παρουσία κοιλοτήτων και ευαισθησία της εποξειδικής κόλλας στη θερμοκρασία. Η εμπειρία [8] έχει δείξει ότι η αποτελεσματικότητα της έγχυσης εξαρτάται από τη συμβατότητα των φυσικών, χημικών και μηχανικών ιδιοτήτων της αρχικής τοιχοποιίας και του ενέσιμου υλικού.

Η έγχυση, χρησιμοποιούμενη σε συνδυασμό με αγκύρια ενίσχυσης, μπορεί να αποκαταστήσει την ακεραιότητα των τοίχων που είχαν υποστεί ζημιά. Δεδομένου ότι τα ενέματα βασίζονται σε τσιμέντο και μπορούν να σχεδιαστούν ειδικά για κάθε εφαρμογή, η συμβατότητα του ενέματος με τα υπάρχοντα υλικά μπορούν να βελτιστοποιηθούν. Ο σχεδιασμός της έγχυσης ενέματος πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις μη δομικές συνέπειες του ενέματος, όπως η χημική αλληλεπίδραση με τα γύρω υλικά και οι αλλοιώσεις της υγρασίας στον τοίχο [13].

2.4 Αγκύρωση

Βασική λεπτομέρεια για όλες τις διαδικασίες ενίσχυσης είναι η σύνδεση τοίχων, δαπέδων και στέγης με αγκύρια, ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία των επιμέρους δομικών στοιχείων της κατασκευής αλλά και να επιτευχθεί απόσβεση της απόκρισης των επιμέρους μελών. Συγκεκριμένα, η αύξηση της δυσκαμψίας ή/και η απόσβεση της απόκρισης των διαφραγμάτων μπορεί να μειώσει σημαντικά τις απαιτήσεις για εκτός επιπέδου μετατόπιση σε τοίχους από άοπλη τοιχοποιία. Η χρήση συνδέσμων και δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, τείνει να κάνει την υφιστάμενη τοιχοποιία να λειτουργεί ως περισφιγμένη, υπό την έννοια ότι τα ανθεκτικά σε εφελκυσμό μονοδιάστατα μέλη εισάγονται, είτε οριζόντια είτε και οριζόντια και κατακόρυφα, επιτρέποντας σε ολόκληρο τον τοίχο ή τμήματα αυτού να ενεργεί ως στοιχείο δικτύωματος.

Η αδυναμία σωστής αγκύρωσης των δαπέδων και της στέγης στους τοίχους περιορίζει την ευστάθειά τους σε πλευρική εκτός επιπέδου φόρτιση, καθώς επίσης και την ικανότητα του συστήματος δαπέδου ή στέγης να μεταφέρει πλευρικά εντός επιπέδου φορτία στον τοίχο, ώστε να εξασφαλίσει συνολική ευστάθεια του κτιρίου. Η κατάρρευση των μη σωστά αγκυρωμένων τοίχων από άοπλη τοιχοποιία απαντάται συνήθως σε κτίρια από

φέρουσα τοιχοποιία που έχουν υποστεί ζημιά από σεισμό. Επίσης, συχνά χρησιμοποιούνται μηχανικά ή χημικά βλήτρα, εκτονούμενα αγκύρια ή αγκύρια υποσκαφής για μηχανική σύνδεση. Γενικά, το πιο κρίσιμο σημείο του σχεδιασμού είναι να αγκυρωθούν επαρκώς τα βλήτρα στη φέρουσα τοιχοποιία και να εξασφαλιστεί επαρκής δυσκαμνία. Η αγκύρωση τοίχων είναι σχετικά ακριβή, αλλά παρέχει μεγαλύτερη μείωση κινδύνου από πολλές άλλες τεχνικές ενίσχυσης [13].

2.5 Επικαλύψεις

Όταν η κάλυψη της τοιχοποιίας με επιφανειακή στρώση είναι αποδεκτή, η χρήση εξωτερικής επικάλυψης μπορεί να είναι μια αποτελεσματική τεχνική ενίσχυσης για υφιστάμενα κτίρια από άοπλη τοιχοποιία. Το πιο συνηθισμένο είδος επικάλυψης αποτελείται από τσιμεντοκονίαμα υψηλής αντοχής, πάχους 13 έως 25 mm, ενισχυμένο με στρώσεις χαλύβδινων συρμάτων υψηλής ποιότητας υπό μορφή πλέγματος. Ο λόγος όγκου χάλυβα κυμαίνεται από 0,5 έως 5% [8]. Η στρώση έχει υψηλή εφελκυστική αντοχή που κυμαίνεται από 3,5 έως 13,5 MPa, ανάλογα με την ποσότητα ενίσχυσης, τον τύπο πλέγματος και τον προσανατολισμό.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει επίσης χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση και επισκευή των φερουσών τοιχοποιιών. Όταν χρησιμοποιείται χάλυβας, αφαιρείται πρώτα ο σοβάς από τον τοίχο. Αφαιρείται το κονίαμα από τους αρμούς μεταξύ των τοιχοσωμάτων, βάθους 10-15 mm, και γίνονται ενέσεις στις ρωγμές. Μετά τον καθαρισμό της επιφάνειας, εφαρμόζεται η πρώτη στρώση. Στη συνέχεια τοποθετείται το ενισχυτικό πλέγμα και συνδέεται στον τοίχο μέσω χαλύβδινων συνδέσμων σε προ-διάτρητες οπές. Στην συνέχεια, εφαρμόζεται η δεύτερη στρώση έτσι ώστε το συνολικό πάχος του επιχρίσματος να μην υπερβαίνει τα 30 mm [13].

Πειράματα [4, 9, 25] έχουν δείξει την αποτελεσματικότητα προηγμένων σύνθετων επικαλύψεων στην επισκευή και ενίσχυση των τοίχων από άοπλη τοιχοποιία. Η ευελιξία στην επιλογή των ινών και των υλικών μήτρας, ο προσανατολισμός των ινών και το πάχος του στρώματος ινών επιτρέπουν τον ιδιαίτερα προσαρμοσμένο σχεδιασμό. Η διαδικασία εξακολουθεί να αποτελεί αντικείμενο διερεύνησης, και απομένουν ερωτήματα σχετικά με τη μακροχρόνια ανθεκτικότητα και την πυραντίσταση.

2.6 Υποστύλωση

Η υποστύλωση, με την προσάρτηση πρόσθετων δομικών μελών σε τοίχο από άοπλη τοιχοποιία, μπορεί να είναι αποτελεσματική για αντίσταση σε πλευρικά φορτία λόγω ώθησης γαιών ή ανεμοπιέσεων ή σεισμικής εδαφικής επιτάχυνσης. Συνήθως, το πρόσθετο μέλος τοποθετείται κατακόρυφα για να εκτείνεται μεταξύ των άνω και κάτω στηριγμάτων. Εάν το πρόσθετο χαλύβδινο τμήμα, ο στύλος ή η αντηρίδα από οπλισμένη τοιχοποιία ή από οπλισμένο σκυρόδεμα, έχει σχεδιαστεί ώστε να αντέχει σε ολόκληρο το πλευρικό φορτίο που μεταφέρεται από την φέρουσα τοιχοποιία, τότε η φέρουσα τοιχοποιία θα πρέπει να ρηγματώσει οριζόντια [8]. Επομένως, η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων μπορεί να περιορίζεται από την ικανότητα της τοιχοποιίας να εκτείνεται οριζόντια ώστε να μεταφέρει φορτίο σε αυτά. Αυτός ο τύπος υποστύλωσης μπορεί να έχει αρνητική επίπτωση τόσο στην εμφάνιση όσο και στην αξιοποίηση του χώρου, αλλά γενικά προτιμάται η εγκατάστασή του στην εσωτερική πλευρά του υφιστάμενου τοίχου [13].

2.7 Εσωτερική Ενίσχυση

Η εσωτερική ενίσχυση είναι μια μάλλον απλή και αποτελεσματική τεχνική για την ενίσχυση τοίχων από άοπλη τοιχοποιία. Συνήθεις χαλύβδινες ράβδοι οπλισμού σκυροδέματος και, σε ορισμένες περιπτώσεις, προεντεταμένοι τένοντες εισάγονται σε οπές, διαμέτρου έως και 60 mm και μήκους 50 m, που έχουν διατηρηθεί στο πάχος του τοίχου από άοπλη τοιχοποιία παράλληλα με το επίπεδο του. Στις οπές εγχύεται συνήθως τσιμεντοκονίαμα. Αυτή η τεχνική βελτιώνει την εντός και εκτός επιπέδου καμπτική αντοχή του τοίχου και τη σύνδεση τοίχων στις διασταυρώσεις τους, αλλά μπορεί να χρειαστεί αντικατάσταση αργότερα λόγω διάβρωσης.

Αυτή η πρακτική ήταν ευρέως διαδεδομένη στην Ιταλία μετά τον σεισμό στο Friuli το 1976. Ωστόσο, δέχθηκε μεγάλη κριτική για τη χρήση της σε πολιτιστικά μνημεία, δεδομένου ότι πρόκειται για μια εντελώς μη αναστρέψιμη παρέμβαση. Πρέπει να σημειωθεί ότι μια τέτοια παρέμβαση μπορεί να αλλάξει δραστικά τους βασικούς μηχανισμούς απόκρισης και πρέπει να εξετάζεται πολύ προσεκτικά ως πιθανό μέτρο ενίσχυσης. Για παράδειγμα [12], η υπερβολική κατακόρυφη ενίσχυση μπορεί να γίνει αιτία ένας στύλος, ο οποίος διαφορετικά θα είχε ημιπλάστιμη λικνιστική απόκριση, να παρουσιάσει διατμητική αστοχία.

2.8 Εξωτερική Ενίσχυση

Μεταλλικές πλάκες και γωνίες προσαρτώνται στην επιφάνεια τοιχοποιιών για να ενισχύσουν τα άοπλα ή ανεπαρκώς οπλισμένα τοιχώματα. Σε ορισμένες περιπτώσεις, ο τοίχος από άοπλη τοιχοποιία μπορεί να θεωρηθεί απλά ως μια βάση για το χάλυβα και οι υπολογισμοί αντοχής μπορούν να γίνουν θεωρώντας ότι λειτουργεί μόνο αυτός ο χάλυβας. Η αυξημένη αντοχή και πλαστιμότητα αυτού του τύπου ενίσχυσης είναι κατάλληλη για εκτός επιπέδου κάμψη των φερουσών τοιχοποιιών λόγω σεισμικής φόρτισης.

Άλλος ένας τρόπος εξωτερικής ενίσχυσης είναι με Ινοπλισμένα Πολυμερή (FRP). Πειραματικές δοκιμές [4, 25] έχουν δείξει ότι η αντοχή και η ολκιμότητα άοπλης τοιχοποιίας αυξάνεται σημαντικά με την ενίσχυσή της με FRP. Ο τύπος του οπλισμού ινών και η ποσότητα του επηρεάζουν τη συνολική δυσκαμψία της τοιχοποιίας, ενώ η διάταξη των ινών έχει μεγαλύτερο αντίκτυπο στην καταπόνηση των αρμών από ότι στη συνολική συμπεριφορά.

2.9 Προένταση

Η προένταση χρησιμοποιείται όχι μόνο για την ενίσχυση των κτιρίων αλλά και για τη στερέωση και επισκευή, κυρίως τοίχων με εκτεταμένες ρηγματώσεις. Για λόγους προστασίας τους από τη διάβρωση, οι τένοντες τοποθετούνται σε συνήθεις σωλήνες περιβολής ή εντός οπών που διατρώνται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου, ή κατά μήκος αυλάκων οι οποίες διανοίγονται συμμετρικά και στις δύο παρειές του τοίχου ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της δύναμης προέντασης. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων οι εσωτερικές οπές πληρούνται με τσιμεντένεμα και οι εξωτερικοί αύλακες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το κενό μεταξύ του τένοντα και του σωλήνα περιβολής του πληρούται με τσιμεντένεμα εκτός εάν κρίνεται σκόπιμο να παραληφθεί η σύνδεση του τένοντα ώστε να είναι μεταγενέστερα δυνατή η παρατήρηση, επανένταση ή ακόμα και η αφαίρεσή του.

Η ενίσχυση με προένταση έχει μέχρι σήμερα εξαιρετικά περιορισμένη χρήση. Πιθανές αιτίες είναι η αβεβαιότητα της αλληλεπίδρασης της προέντασης με την κατασκευή και τα υλικά, και η έλλειψη εμπειρίας των μηχανικών στη συγκεκριμένη εφαρμογή της

προέντασης. Σήμερα, η προένταση χρησιμοποιείται ως μέσο ενίσχυσης κυρίως σε κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα, επειδή δεν προκαλεί μεγάλες επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες των μνημείων και επιπλέον είναι αναστρέψιμη, χαρακτηριστικό που είναι βασικό για επεμβάσεις σε μνημεία [13].

2.10 Σεισμική μόνωση βάσης

Η σεισμική μόνωση βάσης αποτελεί μια ευρέως αποδεκτή στρατηγική για τη μείωση του σεισμικού κινδύνου κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία. Αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί επωφελώς σε περιπτώσεις κτιρίων όπου η λειτουργικότητά τους πρέπει να είναι εγγυημένη σε καταστάσεις έκτακτης ανάγκης και να προστατεύονται τα περιεχόμενα τους, τα οποία έχουν οικονομική ή πολιτιστική αξία.

Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι να προστεθεί οριζόντια ευκαμψία στη βάση της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα να διατηρηθεί η ακαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση προκειμένου να μεταφερθούν τα φορτία βαρύτητας από την κατασκευή στο έδαφος. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση ειδικών συσκευών, οι οποίες ονομάζονται μονωτήρες και τοποθετούνται στη διεπιφάνεια θεμελίωσης και ανωδομής. Οι μονωτήρες λόγω της μικρής οριζόντιας δυσκαμψίας τους παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των μετακινήσεων, ενώ η ανωδομή παρουσιάζει πολύ μικρές σχετικές μετακινήσεις (inter-story drifts) και άρα μικρή καταπόνηση. Επιπρόσθετα, επειδή η κατακόρυφη δυσκαμψία των μονωτήρων είναι πολύ μεγάλη, βελτιώνεται και η ευστάθεια του δομήματος έναντι λικνισμού (rocking). Επομένως, τα κτίρια που φέρουν σεισμική μόνωση στο επίπεδο θεμελίωσης, χαρακτηρίζονται από μικρότερες αδρανειακές δυνάμεις, μικρότερες οριζόντιες παραμορφώσεις ορόφων και μικρότερες σεισμικές δυνάμεις στα δομικά τους στοιχεία [13].

Ωστόσο, η εισαγωγή σεισμικών μονωτήρων κάτω από υφιστάμενα κτίρια είναι ίσως η πιο σημαντική παρέμβαση διαρθρωτικά και οικονομικά που εφαρμόζεται μέχρι σήμερα. Οι δυσκολίες κατασκευής και η πολυπλοκότητα της μηχανικής μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής καθιστούν την σεισμική μόνωση βάσης μια τεχνικά απαιτητική λύση, η οποία δεν θα πρέπει να λαμβάνεται χωρίς την κατάλληλη προετοιμασία. Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι δεν είναι όλα τα υφιστάμενα κτίρια εξίσου κατάλληλα για σεισμική μόνωση βάσης.

2.11 Πλεονεκτήματα σεισμικής μόνωσης έναντι συμβατικών μεθόδων ενίσχυσης

Η σεισμική μόνωση, ως μέθοδος αντισεισμικής προστασίας, προσφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα, τόσο σε νέες κατασκευές όσο και στην αντισεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών μεγάλης αρχιτεκτονικής ή λειτουργικής αξίας.

Με τη σεισμική μόνωση επιτυγχάνεται σημαντική μείωση τόσο των παραμορφώσεων της ανωδομής, δηλαδή των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ διαδοχικών ορόφων, όσο και των επιταχύνσεων των μαζών, περιορίζοντας, ή και αποτρέποντας, βλάβες στα δομικά και μη δομικά στοιχεία της κατασκευής και ζημιές του περιεχομένου της. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη διατήρηση της λειτουργικότητας του κτηρίου μετά τη δράση ακόμη και πολύ ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, που θα προκαλούσαν σημαντικές ζημιές σε συμβατικά θεμελιωμένα κτήρια.

Ένα σεισμικά μονωμένο κτήριο μετακινείται σαν στερεό σώμα, με σημαντικές παραμορφώσεις μόνο στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, όπου οι σεισμικοί μονωτήρες είναι σχεδιασμένοι να μπορούν να αναλαμβάνουν κύκλους πολύ μεγάλων

παραμορφώσεων. Επιπλέον, με τον κατάλληλο σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης μπορεί να περιορίζεται τυχόν στρεπτική απόκριση, λόγω αναπόφευκτης εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου ακαμψίας της κατασκευής.

Πέραν του ότι η σεισμική ενέργεια που εισέρχεται σε ένα σεισμικά μονωμένο κτήριο είναι πολύ περιορισμένη, αποσβένεται στο σύστημα σεισμικής μόνωσης, συνήθως από μηχανισμούς που διαθέτουν τα σεισμικά εφάδρανα, χωρίς να είναι αναγκαία η συμμετοχή των δομικών μελών της ανωδομής στην ανάλωση ενέργειας, όπως με την επιλεκτική ανελαστική παραμόρφωση συγκεκριμένων δομικών μελών στα συμβατικά θεμελιωμένα κτήρια. Έτσι, λόγω του ότι οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν σε ένα σεισμικά μονωμένο κτήριο είναι γενικά πολύ μικρότερες από ότι στο αντίστοιχο συμβατικά θεμελιωμένο κτήριο, είναι πρακτικά πιο ευέλικτος ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός της ανωδομής, αφού θα είναι μικρότερες οι απαιτήσεις τόσο όσον αφορά την αντοχή όσο και την πλαστιμότητα.

Το γεγονός πως η πλειονότητα των κατασκευών μονώνεται σεισμικά στο επίπεδο της βάσης είναι ιδιαίτερα χρήσιμο στην περίπτωση της αντισεισμικής αναβάθμισης υφιστάμενων κατασκευών που στεγάζουν υπηρεσίες που δεν θα μπορούσε να διακοπεί η λειτουργία τους, κάτι πρακτικά αδύνατον να επιτευχθεί σε περίπτωση συμβατικής αντισεισμικής αναβάθμισης. Επίσης, με τη σεισμική μόνωση δεν απαιτούνται σημαντικές τροποποιήσεις στην ανωδομή και έτσι είναι πιο εύκολη η διατήρηση του αρχιτεκτονικού χαρακτήρα της, κάτι πολύ σημαντικό σε κτίρια μεγάλης αρχιτεκτονικής και ιστορικής αξίας.

Ακόμη, ο χρόνος που απαιτείται για να εφαρμοστεί η σεισμική μόνωση, μειώνεται περίπου στο μισό χρονικό διάστημα, συγκριτικά με την ενίσχυση με συμβατικές μεθόδους, ενώ, τέλος, επιτυγχάνεται οικονομία, αφού αποφεύγονται κατά ένα μεγάλο μέρος οι επισκευές στο κτήριο, καθώς αυτό δεν κινδυνεύει να καταρρεύσει [17].

3 Εφαρμογή και συστήματα σεισμικής μόνωσης

3.1 Διαδικασία εφαρμογής σεισμικής μόνωσης και κατασκευαστικές απαιτήσεις

Αρκετές μελέτες, καθώς επίσης και πρακτικές εφαρμογές, στην περίπτωση ιστορικών κατασκευών [5, 6, 16, 18, 22], έχουν αποδείξει την αποτελεσματικότητα της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης βάσης σε όρους συντήρησης και επαναχρησιμοποίησης κτιρίων. Σε σύγκριση με νέα κτίρια, η σεισμική μόνωση σε ήδη υπάρχοντα έχει κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά. Ζητήματα εγκατάστασης και προσβασιμότητας στον εξοπλισμό για επιθεώρηση, συντήρηση ή αντικατάστασή του, αποτελούν σημαντικούς παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την εφαρμογή της μεθόδου σε υφιστάμενα κτίρια.

Μια βήμα-προς-βήμα διαδικασία εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης στη θεμελίωση υφιστάμενου κτιρίου παρουσιάζεται, για παράδειγμα, στην εργασία των [18]. Η διαδικασία περιλαμβάνει την κοπή τμημάτων των υπάρχοντων τοιχοποιιών στο επίπεδο του υπογείου, την κατασκευή δοκών οπλισμένου σκυροδέματος κάτω από τους τοίχους, οι οποίες έχουν το ρόλο διαφράγματος εξασφαλίζοντας την ενιαία οριζόντια μετακίνηση των εφεδράνων, και την εγκατάσταση των συστημάτων μόνωσης. Σε μια πρόσφατη μελέτη [14] παρουσιάστηκε μια νέα διαδικασία για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης, στην οποία χρησιμοποιείται ένα ειδικό σύστημα για την ανύψωση της υπάρχουσας δομής από τα θεμέλιά της. Αυτό επιτρέπει μια σχετικά γρήγορη και απλή εγκατάσταση των σεισμικών μονωτήρων.

Γενικά, η διαδικασία που ακολουθείται για την τοποθέτηση των εφεδράνων κάτω από τις λιθοδομές γίνεται ανά τμήματα της θεμελίωσης (με τη μέθοδο των «ντουλαπιών») και περιλαμβάνει:

- Εκσκαφή κάτω από τον τοίχο με ταυτόχρονη υποστήριξη του τοίχου στο τμήμα της εκσκαφής.
- Κατασκευή δοκού θεμελίωσης επί του εδάφους από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Κατασκευή δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα σε επαφή με την κάτω παρειά του τοίχου, για την υποστήριξη της λιθοδομής. Η δοκός αυτή κατασκευάζεται πάνω από τη δοκό θεμελίωσης και σε απόσταση από αυτή ίση με το ύψος του εφεδράνου.
- Τοποθέτηση του εφεδράνου στο κενό μεταξύ των δύο δοκών.
- Επανάληψη της διαδικασίας για το επόμενο εφέδρανο.

Πρέπει να επισημανθεί ότι δεν είναι κατάλληλες όλες οι υπάρχουσες κατασκευές τοιχοποιίας για ενίσχυση με τη συγκεκριμένη μέθοδο. Πρέπει να υπάρχει ένα υπόγειο και το κτίριο να μη συνδέεται με άλλα γειτονικά, ώστε να επιτρέπεται η κατασκευή ενός πλευρικού ανοίγματος, το λεγόμενο «σεισμικό κενό», και να υπάρχει περιθώριο να εκδηλωθούν ελεύθερα οι μεγάλες αναμενόμενες οριζόντιες μετατοπίσεις της ανωδομής σε περίπτωση σεισμού. Σε αυτήν την περίπτωση μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποσβεστήρες μαζί με τα εφέδρανα, για τον περιορισμό της πλευρικής μετατόπισης σε επιτρεπόμενα όρια. Επιπλέον, οι υπάρχοντες δομικοί τοίχοι δεν πρέπει να έχουν ήδη υποστεί μεγάλη αλλοίωση ή ζημιά με οποιονδήποτε τρόπο.

Ένα άλλο ζήτημα που προκύπτει κατά την εφαρμογή της μεθόδου σε υφιστάμενα κτίρια είναι ότι οι μονωτήρες συμπεριφέρονται ως συγκεντρωμένες στηρίξεις κάτω από

συνεχή τοιχοποιία και ότι η απόσταση μεταξύ τους επηρεάζει τις τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτήν και στις δοκούς στήριξης. Η απόσταση αυτή μεταξύ των μονωτήρων καθορίζεται από τις μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας. Κατά την τοποθέτηση τους πρέπει επίσης να ληφθεί μέριμνα για την αποφυγή στρεπτικών φαινομένων. Το πρόβλημα της βελτιστοποίησης της τοποθέτησης του κέντρου δυσκαμψίας προκειμένου να αποφευχθεί η στρέψη στο σύστημα μόνωσης έχει ήδη μελετηθεί εκτενώς από τους [11].

Οι βασικοί κανόνες που ακολουθούνται γενικά για την τοποθέτηση των εφεδράνων σε υφιστάμενα κτίρια από τοιχοποιία είναι οι παρακάτω:

- Συνίσταται να τοποθετούνται κάτω από πεσσούς και πρέπει να αποφεύγεται η τοποθέτηση τους κάτω από ανοίγματα.
- Πρέπει να τοποθετούνται σε διασταυρώσεις τοίχων.
- Πρέπει να σχηματίζουν έναν όσο το δυνατόν ομοιόμορφο κάνναβο σε κάτοψη.
- Η πλευρά του κάνναβου καλό είναι να κυμαίνεται μεταξύ 2.5 και 4 m. Μικρές αποστάσεις είναι αντιοικονομικές ενώ μεγάλες αυξάνουν την αξονική δύναμη του εφεδράνου και το κόστος του.
- Πρέπει να επιδιώκεται το αξονικό φορτίο που δέχονται να είναι όσο το δυνατόν ομοιόμορφο.

3.2 Συστήματα Σεισμικής Μόνωσης

Αρκετά διαφορετικά συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν προταθεί, κατασκευαστεί και χρησιμοποιηθεί. Οι δύο πιο κοινές κατηγορίες σεισμικών εφεδράνων είναι τα ελαστομεταλλικά (ή ελαστομερικά) εφέδρανα (elastomeric bearings), των οποίων το ελαστομερές υλικό είναι είτε φυσικό ελαστικό είτε νεοπρένιο, και τα σεισμικά εφέδρανα ολίσθησης (ή τριβής) (sliding bearings), των οποίων η επιφάνεια ολίσθησης κατασκευάζεται με ανοξειδωτο χάλυβα ή Teflon ή και άλλα προταθέντα υλικά για να διασφαλίζεται ο επιθυμητός συντελεστής τριβής, όπως και άλλες ιδιότητες. Επιπρόσθετα, έχουν παρουσιαστεί και υβριδικά συστήματα μόνωσης, στα οποία συνδυάζονται διάφοροι τύποι σεισμικών εφεδράνων, όπως π.χ. με την ταυτόχρονη χρήση ελαστομερικών εφεδράνων και εφεδράνων ολίσθησης [20].

3.2.1 Ελαστομεταλλικά σεισμικά εφέδρανα

Είναι ο ευρύτερα χρησιμοποιούμενος τύπος εφεδράνων παγκοσμίως και παρέχει την επιδιωκόμενη οριζόντια ευτημής και συγχρόνως την αυξημένη κατακόρυφη δυστένεια, απαιτητή για τον περιορισμό των εγκάρσιων παραμορφώσεων των μονωτήρων υπό κατακόρυφα φορτία. Τα ελαστομερικά σεισμικά εφέδρανα συνήθως αποτελούνται από φύλλα ελαστομερούς υλικού, πάχους 8-20 χιλιοστών, εναλλασσόμενα με λεπτές πλάκες ανοξειδωτού χάλυβα πάχους 2-3 χιλιοστών στις οποίες είναι κολλημένα με ειδική επεξεργασία, έτσι ώστε να έχουν μεγάλη οριζόντια ευκαμψία αλλά ταυτοχρόνως να διασφαλίζουν πολύ μικρές εγκάρσιες παραμορφώσεις υπό κατακόρυφα φορτία. Η φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφα φορτία μπορεί να αυξηθεί με τη μείωση του πάχους των επί μέρους φύλλων ελαστομερούς και την αύξηση του πάχους των χαλύβδινων πλακών, ενώ η δυστημής εξαρτάται από το ύψος και την επιφάνεια του ελαστομερούς που περιέχεται στο σώμα του εφεδράνου.

Το ελαστομερικό που χρησιμοποιείται σε απλά ελαστομεταλλικά σεισμικά εφέδρανα είναι είτε φυσικό ελαστικό είτε συνθετικό ελαστικό, όπως το νεοπρένιο, τα οποία έχουν μικρό λόγο απόσβεσης της τάξης των 2-3 % της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης. Το

ελαστομερικό παρέχει την επιθυμητή οριζόντια ευκαμψία ώστε να αυξηθεί κατάλληλα η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής για την αποφυγή του συντονισμού με τις δεσπόζουσες περιόδους των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων. Επιπλέον, το ελαστομερές, με τις ελαστικές ιδιότητές του, παρέχει την επιθυμητή δύναμη επαναφοράς για να επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της θέση, μετά το τέλος μιας σεισμικής διέγερσης, ώστε να αποφεύγονται τυχόν παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις της κατασκευής. Τα παρεμβαλλόμενα χαλύβδινα φύλλα προσδίδουν την επιθυμητή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση, ώστε να αποφεύγονται κατακόρυφες ταλαντώσεις, ενώ, σε συνδυασμό, με το μικρό πάχος των ελαστομερικών στρώσεων, αποτρέπεται ενδεχόμενη πλευρική διόγκωση των στρωμάτων του ελαστικού.

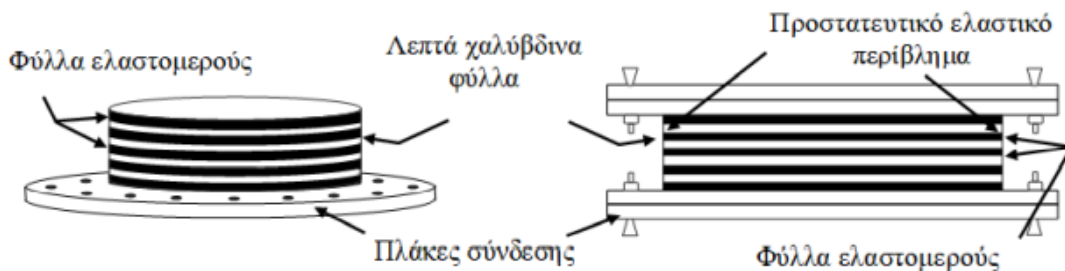
Επιπλέον, χαλύβδινες πλάκες στο κάτω και το πάνω μέρος των εφεδράνων χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση τους με τα στοιχεία θεμελίωσης και την ανωδομή, αντίστοιχα. Τα ελαστομερικά εφέδρανα μπορούν να κατασκευαστούν σε ορθογώνια και κυκλικά σχήματα, ενώ συνήθως περιβάλλονται από ελαστικό κάλυμμα ώστε να προστατεύονται από διάφορες περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Η εκτεταμένη χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων για πολλά χρόνια καταδεικνύει ότι αυτά τα εφέδρανα μπορούν να λειτουργήσουν χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα για πολλές δεκαετίες ανθιστάμενα στις επιπτώσεις του χρόνου. Περαιτέρω, τα εναλλασσόμενα στρώματα ελαστομερικών φύλλων και χαλύβδινων πλακών, καλύπτονται τόσο στις άνω και κάτω επιφάνειες, όσο και στην παράπλευρη επιφάνεια, με μια στρώση ελαστομερικού υλικού, για τη διαβρωτική προστασία των χαλύβδινων πλακών και την απομόνωση του συστήματος από τις καιρικές συνθήκες, την υγρασία και από χημικές ουσίες.

Υπάρχουν τρεις βασικές κατηγορίες ελαστομερικών (ελαστομεταλλικών) εφεδράνων για τη σεισμική μόνωση κατασκευών: τα χαμηλής απόσβεσης (φυσικά ή συνθετικά) ελαστομεταλλικά εφέδρανα (Low-Damping Natural or Synthetic Rubber Bearings – NRBs), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ένα ή περισσότερους πυρήνες μολύβδου (Lead Rubber Bearings - LRBs) και τα υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα (High Damping Rubber Bearings - HDRBs).

3.2.1.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης

Πρόκειται για τον απλούστερο και πιο εύχρηστο τύπο εφεδράνων (Εικόνα 3.1). Η διαδικασία κατασκευής τους είναι σχετικά απλή και δοκιμασμένη, η μαθηματική τους προσομοίωση είναι εύκολη και η μηχανική τους συμπεριφορά είναι ανεξάρτητη από τον ρυθμό επιβολής της παραμόρφωσης, την θερμοκρασία, την ιστορία φόρτισης και την ηλικία.

Όταν χρησιμοποιούνται μόνο ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Natural Rubber Bearings – NRBs), όπου ο λόγος απόσβεσης περιορίζεται σε ένα ποσοστό της τάξης του 2% - 5% του κρίσιμου λόγου ιξώδους απόσβεσης, απαιτείται κάποιος βοηθητικός μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας για να περιοριστούν οι αναμενόμενα μεγάλες σχετικές μετακινήσεις στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, ώστε να περιορίζεται η πιθανότητα ενδεχόμενης σύγκρουσης με τον περιμετρικό τοίχο ή γειτονικές κατασκευές σε περίπτωση πολύ ισχυρού σεισμού. Συχνά, χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, ώστε να διασφαλίζεται ο επιθυμητός βαθμός απόσβεσης ενέργειας.



Εικόνα 3.1: Ελαστομεταλλικό εφέδρανο χαμηλής απόσβεσης – NRB [3].

3.2.1.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου

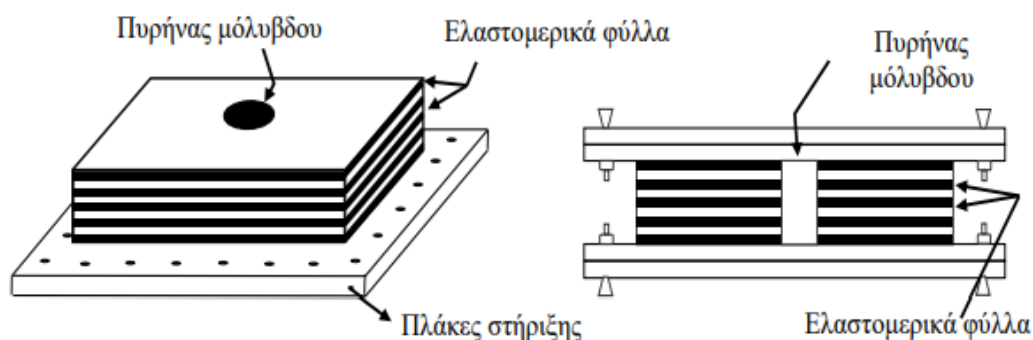
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings - LRBs) (Εικόνα 3.2) πέρα από τα πλεονεκτήματα των απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων, δηλαδή την ικανότητα ανάληψης σημαντικών βαρυτικών φορτίων, την παροχή της επιθυμητής οριζόντιας ευκαμψίας και της απαιτούμενης δύναμης επαναφοράς, επιπρόσθετα διαθέτουν ικανοποιητικές ιδιότητες απόσβεσης, λόγω των ανελαστικών παραμορφώσεων των πυρήνων μολύβδου. Η διαφορά με το κοινό ελαστομεταλλικό εφέδρανο (NRB) είναι ότι ένας ή περισσότεροι πυρήνες μολύβδου εισάγονται στο εφέδρανο, σφηνώνοντας τους σε μία ή περισσότερες, αντίστοιχα, διαμορφωμένες οπές, για τη βελτίωση των ιδιοτήτων απόσβεσης του εφεδράνου, αφού όπως προαναφέρθηκε το σύνηθες ελαστομερές έχει χαμηλό λόγο απόσβεσης.

Κατά τη διάρκεια μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης, οι πυρήνες μολύβδου αναγκάζονται από τις μεταλλικές πλάκες να υφίστανται μεγάλο αριθμό κύκλων πλαστικών παραμορφώσεων, εξασφαλίζοντας την επιθυμητή υστερητική απόσβεση ενέργειας. Κατά την οριζόντια παραμόρφωση, μετά τη διαρροή του, ο μολύβδος δεν συνεισφέρει στην δυσκαμψία μέχρι το μηδενισμό της σχετικής ταχύτητας, οπότε συνεισφέρει ξανά μέχρι τη νέα διαρροή του. Το ισοδύναμο ποσοστό ιξώδους απόσβεσης που θα αντιστοιχούσε στην υστερητική απόσβεση ενέργειας από ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνες μολύβδου κυμαίνεται μεταξύ 15-35 % ανάλογα με την ένταση και το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης. Το ελαστομερές εξασφαλίζει την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς, ενώ η σχετικά αυξημένη δυσκαμψία του ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου πριν τη διαρροή παρέχει την οριζόντια δυσκαμψία για άλλα δευτερεύοντα οριζόντια φορτία.

Η επιλογή του μολύβδου ως υλικού του πυρήνα είναι σκόπιμη, αφού πρόκειται για ένα κρυσταλλικό υλικό, το οποίο υπόκειται σε προσωρινές μεταβολές στη δομή του, όταν υποστεί παραμορφώσεις που υπερβαίνουν το όριο διαρροής. Η επενέργεια της δύναμης επαναφοράς του ελαστομερούς, οδηγεί στην αναίρεση της παραμορφωμένης κατάστασης του μολύβδου και στην ανάκτηση της αρχικής δομής και των ελαστικών ιδιοτήτων με αποτέλεσμα να συμπεριφέρεται ως ελαστοπλαστικό στερεό. Επιπλέον, ο μολύβδος χαρακτηρίζεται από καλή αντίσταση σε κόπωση, λόγω της διαρκούς αποκατάστασης των μηχανικών του ιδιοτήτων κατά τη διάρκεια ανακυκλικών παραμορφώσεων στην ανελαστική περιοχή.

Από την άλλη, λόγω της έντονα μη γραμμικής συμπεριφοράς του μολύβδου, οι συνεπαγόμενες αλληπάλληλες και αιφνίδιες μεταβολές της δυστημψίας των εφεδράνων με πυρήνες μολύβδου, δύναται να προκαλέσουν την εντονότερη διέγερση ανώτερων ιδιομορφών πέραν της θεμελιώδους, κάτι που δεν είναι επιθυμητό για την επίτευξη της επιδιωκόμενης απομείωσης των επιταχύνσεων των ορόφων. Η διάσταση και συγκεκριμένα η διατομή του πυρήνα, είναι η δικλείδα για την επίτευξη της στοχευόμενης δυστημψίας και

απόσβεσης, αναλόγως της επιδιωκόμενης συμπεριφοράς της εκάστοτε υπό μελέτη κατασκευής.



Εικόνα 3.2: Ελαστομεταλλικό εφεδρανο με πυρήνα μολύβδου – LRB [3].

3.2.1.3 Ελαστομεταλλικά εφεδρανα υψηλής απόσβεσης

Προς αντιμετώπιση του κυρίου μειονεκτήματος των κοινών ελαστομερικών εφεδράνων (NRBs), δηλαδή της περιορισμένης δυνατότητας απόσβεσης ενέργειας, και ως εναλλακτικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνες μολύβδου, αναπτύχθηκαν τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings - HDRBs), τα οποία είναι τα ίδια με τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα χαμηλής απόσβεσης εκτός από το ότι το ελαστομερές το οποίο χρησιμοποιείται υποβάλλεται σε ειδική κατεργασία ώστε να παρέχει υψηλή απόσβεση ενέργειας. Με την προσθήκη τεμαχιδίων άνθρακα, ελαίων και ρητινών, καθώς και άλλων προσθετικών πληρωτικών ουσιών (fillers), επιτυγχάνεται αυξημένη απόσβεση ενέργειας κατά την παραμόρφωση του ελαστομερικού υλικού. Η δομή των ελαστομερικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης δε διαφοροποιείται από εκείνη των κοινών ελαστομερικών εφεδράνων, ενώ οι διεργασίες του βουλκανισμού, της σύνδεσης και η όλη μεθοδολογία κατασκευής και συναρμολόγησης παραμένει ως έχει στα απλά ελαστομερικά εφεδρανα.

Η επιβολή διατμητικών τάσεων στο συγκεκριμένο ελαστομερικό υλικό υψηλής απόσβεσης, προκαλεί ολίσθηση και κατ' επέκταση ανάπτυξη τριβής μεταξύ των μορίων, με την οποία αναπτύσσεται θερμότητα, μέσω της οποίας αναλώνεται ενέργεια. Η απόσβεση ενέργειας στα ελαστομερικά εφεδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRBs) είναι ένας συνδυασμός υστερητικής και ιζώδους μορφής, είναι δηλαδή εξαρτώμενη από τη μετατόπιση, σε αντίθεση με τα κοινά ελαστομερικά εφεδρανα (NRBs) και τα ελαστομερικά εφεδρανα με πυρήνες μολύβδου (LRBs), όπου η απόσβεση είναι αμιγώς ιζώδης. Ο αντίστοιχος ισοδύναμος λόγος απόσβεσης των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης κυμαίνεται μεταξύ 8-15%.

Το ελαστομερικό υλικό υψηλής απόσβεσης, χαρακτηρίζεται από μη γραμμική συμπεριφορά υπό μικρές διατμητικές παραμορφώσεις, με αρχική υψηλή δυσστησία και απόσβεση του υλικού, χαρακτηριστικά τα οποία μπορούν να συνεισφέρουν στον περιορισμό της απόκρισης της κατασκευής υπό φορτία ανέμου ή σεισμών χαμηλής έντασης. Σε πιο μεγάλες παραμορφώσεις, μεγαλύτερες του 20 %, το μέτρο διάτμησης απομειώνεται, ενώ υπό πολύ ψηλές παραμορφώσεις, μεγαλύτερες του 120 %, σημειώνεται κράτυνση και επομένως αύξηση του μέτρου διάτμησης, χαρακτηριστικό το οποίο μπορεί να είναι χρήσιμο σε περιπτώσεις πολύ ισχυρών διεγέρσεων για την αποφυγή συγκρούσεων με γειτονικές κατασκευές λόγω υπέρβασης του διαθέσιμου διάκενου γύρω από την κατασκευή.

3.2.2 Σεισμικά εφέδρανα ολίσθησης

Η λειτουργία των εφεδράνων ολίσθησης βασίζεται στην τριβή και συγκεκριμένα στη μεταβίβαση τέμνουσας δύναμης από τη θεμελίωση στην ανωδομή, μέχρι ενός ορίου, πέραν του οποίου παρατηρείται ολίσθηση, η οποία αποτρέπει τη μετάδοση σεισμικής δύναμης πέραν κάποιου συγκεκριμένου μεγέθους. Πρώτιστη σημασία στο σχεδιασμό τέτοιων συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχει ο καθορισμός του συντελεστή τριβής των ολισθαινουσών επιφανειών. Η μείωση του συντελεστή τριβής συνεπάγεται μείωση των μεταβιβαζόμενων τεμνουσών δυνάμεων, ενώ οι μεταδιδόμενες δυνάμεις στην ανωδομή είναι ανεξάρτητες της σεισμικής έντασης και εξαρτώνται από το συντελεστή τριβής και τα κατακόρυφα φορτία. Επομένως, τα συστήματα ολίσθησης είναι πολύ δραστικά στο μετριασμό της απόκρισης κατασκευών, ακόμη και υπό ιδιαίτερα ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Τα χαρακτηριστικά των επιφανειών τριβής των εφεδράνων ολίσθησης εξαρτώνται από τη θερμοκρασία, την ταχύτητα στη διεπιφάνεια ολίσθησης, το βαθμό φθοράς και την καθαρότητα των επιφανειών ολίσθησης.

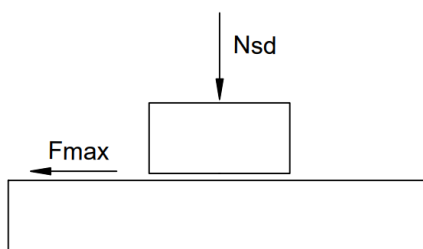
Τα αρχικά εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιήθηκαν ήταν απλά συστήματα ολισθήσεως-τριβής (Pure-Friction System - PFS) με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης, έχοντας ως βασική αδυναμία την απουσία μηχανισμού επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Για να αντιμετωπιστεί αυτό το μειονέκτημα, στη συνέχεια, προτάθηκαν και χρησιμοποιούνται διάφορα συστήματα μόνωσης, των οποίων η λειτουργία στηρίζεται κυρίως στη φιλοσοφία του εκκρεμούς, όπως τα συστήματα ολίσθησης εκκρεμούς (Friction Pendulum Systems - FPS), με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης.

3.2.2.1 Επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης

Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης (Pure-Friction System - PFS), όπως φαίνεται και στην Εικόνα 3.3, αποτελούνται από μια επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης. Το υλικό που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια ολίσθησης είναι συνήθως τεφλόν (teflon) ή ανοξειδωτος χάλυβας, τα οποία προσδίδουν συντελεστή (στατικής) τριβής, μ , μεταξύ 0.02 και 0.03.

Η λειτουργία των συστημάτων αυτών βασίζεται στη θεωρία της ολίσθησης σύμφωνα με το Νόμο του Coulomb. Συγκεκριμένα, όταν ο λόγος της οριζόντιας προς την κατακόρυφη δύναμη που ασκούνται στην επιφάνεια ολίσθησης είναι μεγαλύτερος από το συντελεστή τριβής μ , τότε προκαλείται ολίσθηση με αποτέλεσμα η τιμή της σεισμικής τέμνουσας βάσης που μεταφέρεται στην ανωδομή, να περιορίζεται στη μέγιστη τιμή που μπορεί να παραληφθεί με τριβή. Έτσι, περιορίζονται σημαντικά τα σεισμικά φορτία που δρουν στην ανωδομή της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού.

Όμως, η μείωση αυτή συνοδεύεται από μεγάλες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης, αφού απουσιάζει ο μηχανισμός επαναφοράς. Για αυτό το λόγο, για τον περιορισμό των μόνιμων σχετικών μετακινήσεων, μετά τη δράση μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης, μπορεί να γίνει συνδυασμός συστημάτων ολίσθησης με ελαστομερικά εφέδρανα, τα οποία προσφέρουν δύναμη επαναφοράς μέσω της αντίστοιχης παραμόρφωσής τους, για να μπορέσει να επανέλθει η ανωδομή στην αρχική της θέση.



Εικόνα 3.3: Απλό σύστημα ολισθήσεως-τριβής - PFS

3.2.2.2 Εφέδρανα ολίσθησης εκκρεμούς

Το εφέδρανο ολίσθησης εκκρεμούς (Friction Pendulum System - FPS) είναι ένα σύστημα μόνωσης, που λόγω της γεωμετρικής του μορφής, συνδυάζει την ολίσθηση και τη δύναμη επαναφοράς. Ο μονωτήρας αποτελείται από ένα αρθρωτό ολισθήρα (articulated slider), ο οποίος ολισθαίνει σε σφαιρική επιφάνεια, κατασκευασμένη από ανοξείδωτο χάλυβα. Η επιφάνεια του ολισθήρα, που εφάπτεται της κοίλης επιφάνειας, είναι επιστρωμένη με συνθετικό υλικό, χαμηλού συντελεστή τριβής. Η άλλη επιφάνεια του ολισθήρα, είναι επίσης σφαιρική και επιστρωμένη με ανοξείδωτο χάλυβα και εδράζει σε μια σφαιρική κοιλότητα επιστρωμένη με συνθετικό υλικό, χαμηλού συντελεστή τριβής (Εικόνα 3.4).

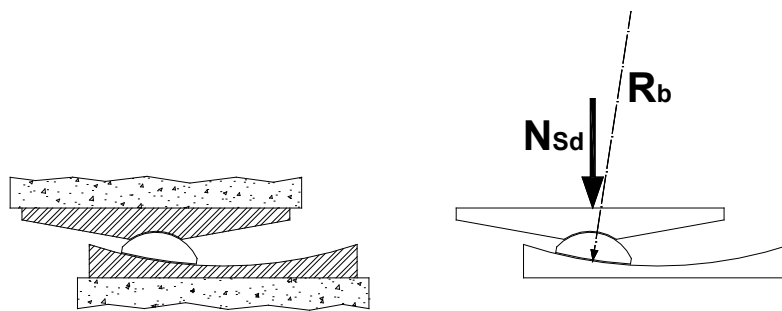
Η λειτουργία του συστήματος στηρίζεται στη φιλοσοφία του εκκρεμούς, αφού η ανωδομή στηρίζεται στον ολισθήρα. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όταν οι σεισμικές δυνάμεις υπερβούν τη δύναμη στατικής τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια ολισθήρα – κοίλης επιφάνειας ο ολισθήρας κινείται στην κοίλη επιφάνεια ολίσθησης. Με αυτήν την κίνηση, η ανωδομή ανυψώνεται λόγω καμπυλότητας και έτσι προκύπτει μία δύναμη επαναφοράς, η οποία δίνει τη δυνατότητα στην ανωδομή της κατασκευής να αυτοεπαναφέρεται στην αρχική της θέση μετά το τέλος του σεισμού. Ταυτοχρόνως, με την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ του ολισθήρα και της σφαιρικής επιφάνειας, αποσβένεται ενέργεια.

Η ενεργός, ή ισοδύναμη, δυσστημσία του εφεδράνου καθώς και η ιδιοπερίοδος μόνωσης εξαρτώνται από την ακτίνα καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας και το συντελεστή τριβής. Επίσης, η οριζόντια δύναμη που απαιτείται για την πρόκληση της ολίσθησης εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας και είναι ευθέως ανάλογη του υποστηριζόμενου κατακόρυφου φορτίου, μέσω του συντελεστή στατικής τριβής. Η δύναμη επαναφοράς είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας και ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα. Όμως, ενώ ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ολίσθησης είναι καθοριστικός για τη συμπεριφορά του μονωτήρα FPS, καθώς επηρεάζει τη δυσστημσία και την ενεργό ιδιοπερίοδό του, η τιμή του εξαρτάται από ένα ευρύ φάσμα παραγόντων, όπως π.χ. την ταχύτητα ολίσθησης, τη θερμοκρασία και το βαθμό φθοράς των επιφανειών ολίσθησης.

Εάν μια κατασκευή, είναι μονωμένη αποκλειστικά με εφέδρανα FPS, ίδιας γεωμετρίας και ίδιων χαρακτηριστικών τριβής, τα οποία υπόκεινται στην ίδια μετακίνηση, τότε η δύναμη που αναπτύσσεται σε κάθε εφέδρανο είναι πολλαπλάσιο του κατακόρυφου υποστηριζόμενου φορτίου, με αποτέλεσμα την ταύτιση του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας του όλου συστήματος μόνωσης, το οποίο οδηγεί στην αποφυγή στρεπτικών αποκρίσεων στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Το κάθε εφέδρανο ολίσθησης εκκρεμούς (FPS) παρέχει αυτόνομα μηχανισμό απόσβεσης ενέργειας, οπότε δεν απαιτείται η χρήση βοηθητικών μηχανισμών απόσβεσης, και μηχανισμό επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση, μετά το πέρας της σεισμικής δράσης. Επιπλέον, παρέχει ικανοποιητική αντίσταση σε κατακόρυφα φορτία λειτουργίας και σε μικρά οριζόντια φορτία, όπως

φορτία ανέμου και μικρού μεγέθους σεισμούς. Ακόμη, το χαμηλό σχετικά ύψος των FPS συχνά αποτελεί πλεονέκτημα έναντι των ελαστομερικών εφεδράνων, για χρήση σε επεμβάσεις και αναβαθμίσεις υφιστάμενων κατασκευών, καθώς και για καινούργιες κατασκευές όπου επιδιώκεται η διασφάλιση του μέγιστου δυνατού ωφέλιμου ύψους.

Ωστόσο, η σημαντική διαφορά μεταξύ της αρχικής δυστημσίας και της δυστημσίας μετά τη διαρροή των εφεδράνων ολίσθησης, μπορούν να προκαλέσουν ενίσχυση της συνεισφοράς ανώτερων ιδιομορφών και ενδεχόμενη αύξηση των επιταχύνσεων των ορόφων, οι οποίες είναι επιθυμητό να περιορίζονται για την προστασία του περιεχόμενου ευαίσθητου εξοπλισμού μιας κατασκευής. Το κύριο μειονέκτημα των εφεδράνων τριβής, είναι το γεγονός πως ο συντελεστής τριβής, ο οποίος καθορίζει τις δυνάμεις που θα μεταβιβαστούν στην ανωδομή, δεν είναι σταθερός, αφού εξαρτάται από ποικίλους παράγοντες και συνθήκες, με κίνδυνο να μεταβιβαστούν στην ανωδομή σεισμικές δυνάμεις μεγαλύτερες των αναμενόμενων τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού.



Εικόνα 3.4: Σύστημα ολίσθησης εκκρεμούς – FPS [3].

3.2.3 Υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης

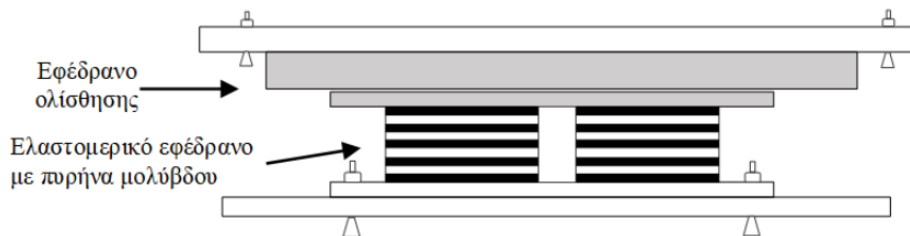
Συνήθως, στην πλειονότητα των σεισμικά μονωμένων κατασκευών, χρησιμοποιείται ένας τύπος σεισμικών εφεδράνων, ενώ ο κάθε τύπος εφεδράνων παρουσιάζει συγκεκριμένα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Για τη βέλτιστη αξιοποίηση των πλεονεκτημάτων των διαφόρων συστημάτων σεισμικής μόνωσης και απόμειωση των σχετικών μειονεκτημάτων τους, μπορούν να χρησιμοποιηθούν συνδυαστικά περισσότεροι του ενός τύποι εφεδράνων. Ένας διαδεδομένος συνδυασμός βασίζεται στο συνδυασμό ελαστομερικών εφεδράνων με εφέδρανα τριβής, αφού τα ελαστομερικά παρέχουν μηχανισμό επαναφοράς ενώ τα τριβής παρέχουν ένα αξιόλογο μηχανισμό απόσβεσης ενέργειας και είναι ικανά να φέρουν σημαντικά κατακόρυφα φορτία. Ωστόσο, τα εφέδρανα τριβής επιτρέπουν την ανύψωση της κατασκευής προκειμένου να διασφαλίσουν τη δύναμη επαναφοράς, ενώ παρουσιάζουν και το πρόβλημα της εμπλοκής κατά την ολίσθηση και των απότομων αλλαγών της ενεργής δυστημσίας.

Χρησιμοποιώντας απλά εφέδρανα τριβής παράλληλα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, με τον αξιόπιστο μηχανισμό επαναφοράς βάσει των ιδιοτήτων του ελαστομερούς υλικού χωρίς την ανάγκη ανύψωσης της κατασκευής, περιορίζονται τα μειονεκτήματα των εφεδράνων τριβής, τα οποία προσφέρουν ικανοποιητική απόσβεση. Η έναρξη της ολίσθησης συντελείται εφόσον η τέμνουσα βάσης υπερβεί μια οριακή τιμή, η οποία είναι ανάλογη του συντελεστή τριβής του εφεδράνου τριβής και συναρτάται του ποσοστού του κατακόρυφου φορτίου που αναλαμβάνεται από τα εφέδρανα τριβής. Έτσι, διασφαλίζεται η επιθυμητή αρχική δυσκαμψία της κατασκευής υπό μικρές φορτίσεις και αποτρέπεται η αθέμιτη κίνηση της πριν την ενεργοποίηση του συστήματος μόνωσης. Στη συνέχεια, όταν αναπτυχθεί η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης για την πρόκληση της ολίσθησης των εφεδράνων τριβής, τα ελαστομερικά εφέδρανα παρέχουν πρόσθετη δυστημσία και

εξομαλύνεται κάπως η αλλαγή της δυστημσίας. Συγχρόνως, με την ταυτόχρονη χρήση ελαστομερικών εφεδράνων και εφεδράνων ολίσθησης, σε περίπτωση αυξημένων διατμητικών παραμορφώσεων και αξονικών φορτίων, όπου τα ελαστομερικά εφέδρανα θα μπορούσαν να καταστούν ασταθή λόγω λυγισμού, μέρος του αξονικού φορτίου που καταπονεί τα ελαστομερικά εφέδρανα, μπορεί να μεταβιβαστεί στα εφέδρανα τριβής, προς ανακούφιση των ελαστομερικών εφεδράνων.

Επίσης, θα ήταν πιο αποτελεσματικό ένα σύστημα μόνωσης που διαθέτει δύο μηχανισμούς απόσβεσης, ένα ιξώδη και ένα υστερητικό. Η ιξώδης απόσβεση, η οποία οφείλεται στο ελαστομερές, παρέχει ένα διαρκή μηχανισμό απόσβεσης, ιδιαίτερα αποτελεσματικό για μικρές δονήσεις και λιγότερο αποτελεσματικό για ισχυρότερες. Ενώ, η υστερητική απόσβεση, η οποία παράγεται από την ανάπτυξη τριβής στο ολισθαίνον εφέδρανο, αν και δεν είναι συνεχής, εντούτοις είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις.

Έχει επίσης προταθεί και είναι υπό αξιολόγηση ένας υβριδικός μονωτήρας που συνδυάζει τα πλεονεκτήματα του ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου και του απλού συστήματος ολίσθησης σε μία ενιαία διάταξη (Εικόνα 3.5). Συγκεκριμένα, στο σύστημα αυτό ένα απλό εφέδρανο τριβής, τα οποίο επικάθεται πάνω από ένα ελαστομεταλλικό εφέδρανο, ενεργοποιείται μόνο σε περιπτώσεις πολύ ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, με σκοπό την προστασία και τη διατήρηση της λειτουργικότητας των ελαστομερικών μονωτήρων σε σεισμούς μεγαλύτερους του σεισμού σχεδιασμού. Έτσι, με τη συγχώνευση των δύο προαναφερθέντων τύπων σεισμικών εφεδράνων, ελαστομερικών και τριβής, σε ένα ενιαίο σύστημα μόνωσης, μπορεί να προσφερθεί η δυνατότητα διαμόρφωσης της επιδιωκόμενης απόσβεσης για κάθε κατασκευή και η βελτιστοποίηση της απόδοσης ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης σε ένα αυτόνομο σύστημα.



Εικόνα 3.5: Υβριδικός μονωτήρας που συνδυάζει ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου και εφέδρανο με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης [3].

4 Περιγραφή του κτιρίου

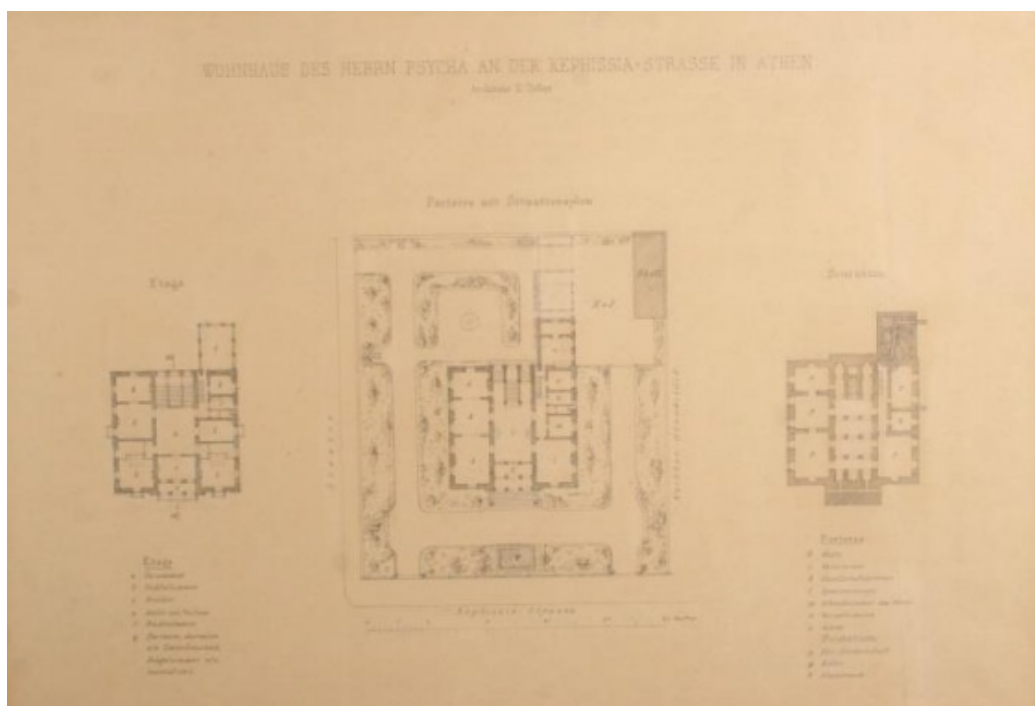
4.1 Ιστορικά στοιχεία

Το κτίριο της Ιταλικής Πρεσβείας, γνωστό και με την ονομασία Μέγαρο Ψύχα (από το επώνυμο του ιδιοκτήτη του), το οποίο βρίσκεται στην συμβολή των οδών Βασιλίσσης Σοφίας και Σέκερη 2, αναγέρθηκε σε δύο φάσεις. Η πρώτη φάση αφορά στο εμπρόσθιο τμήμα του κτιρίου με προσόψεις επί των οδών Βασ. Σοφίας και Σέκερη, το οποίο έγινε σύμφωνα με σχέδια του Αρχιτέκτονα Τσίλλερ και οικοδομήθηκε περί το 1885. Έχει διαστάσεις κάτοψης περίπου 21.40 m x 19.60 m (Εικόνα 4.1). Σε δεύτερη φάση, περί τα τέλη του 19ου αιώνα, ανεγέρθηκε το πίσω τμήμα του κτιρίου με πρόσοψη μόνο επί της οδού Σέκερη, με σχέδια του Αρχιτέκτονα Μεταζά και διαστάσεις κάτοψης 24.60 m x 20.20 m (Εικόνα 4.2).

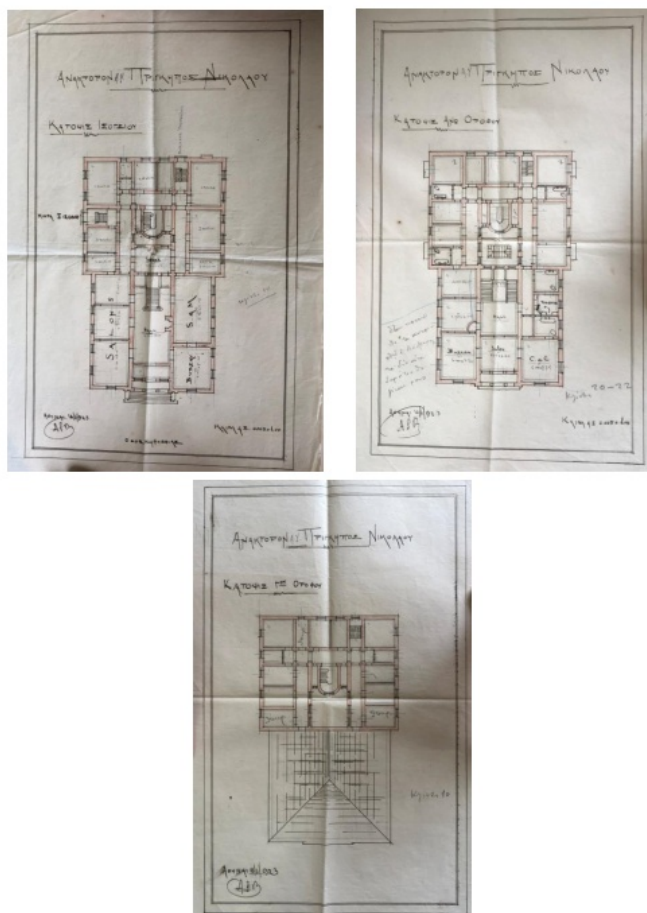
Το 1902 (ή το 1903) το Μέγαρο Ψύχα άλλαξε ιδιοκτησιακό καθεστώς και περιήλθε στο Ελληνικό κράτος και ο αρχιτέκτονας Αναστάσιος Μεταζάς (1862 – 1937) ανέλαβε να υλοποιήσει ορισμένες αλλαγές. Το κτίριο κατοικήθηκε εκ νέου το 1904 από τον πρίγκιπα Νικόλαο (1872 – 1938). Την περίοδο 1923 – 1933 το Μέγαρο Ψύχα μισθώθηκε από το ξενοδοχείο Μεγάλη Βρετανία ως ξεχωριστό παράρτημά του και, ύστερα από τις απαραίτητες εσωτερικές διαρρυθμίσεις, χρησιμοποιήθηκε ως ξενοδοχείο με την ονομασία «Μικρό Παλάτι» (Petit Palais). Το 1933 συγχωνεύθηκε με την Μεγάλη Βρετανία και λίγα χρόνια αργότερα έκλεισε για να στεγάσει την Πρεσβεία της Νορβηγίας, ενώ από το 1955 το κτίριο ανήκει στο Ιταλικό κράτος και στεγάζει μέχρι και σήμερα την Ιταλική Πρεσβεία.

Το Μέγαρο Ψύχα αποτελεί κτίσμα υψηλής αισθητικής και ανήκει στα έργα της ώριμης αρχιτεκτονικής περιόδου του Τσίλλερ, κατά την οποία επιλέγει το κλασικιστικό ιδίωμα και συνδυάζει Ελληνικά δομικά και διακοσμητικά στοιχεία με την αναγεννησιακή αρχιτεκτονική. Το νεοκλασικό προστώο της εισόδου του, τυπικό δείγμα αριστοτεχνικής σχεδίασης του Γερμανού αρχιτέκτονα, συνδυάζει τον ιωνικό ρυθμό στους κίονες του ισογείου, ενώ οι κίονες στον επάνω όροφο ακολουθούν τον κορινθιακό ρυθμό.

Όσον αφορά την τεχνική της δόμησης, σύμφωνα με τα βιβλιογραφικά δεδομένα που αφορούν στην τεχνική που εφάρμοσε ο Τσίλλερ στα κτίρια που μελέτησε, θα πρέπει να επισημανθεί η χρήση δομικού χάλυβα (σιδηροδοκών), όπως μπορεί να διαπιστωθεί και στο παρόν κτίριο στην οροφή του υπογείου, και η χρήση μεταλλικών υποστρωμάτων, η οποία όμως, στην παρούσα φάση, δεν είναι εφικτό να διαπιστωθεί εάν χρησιμοποιήθηκαν στο παρόν κτίριο. Επίσης, ο Τσίλλερ χρησιμοποίησε τεχνητό εξαερισμό και κεντρική θέρμανση, η ύπαρξη των οποίων διαπιστώθηκε και στο παρόν κτίριο.



Εικόνα 4.1: Σχέδια κτιρίου Τσίλλερ.



Εικόνα 4.2: Σχέδια της επέκτασης του αρχικού κτιρίου (με το κτίριο Μεταξά).

4.2 Εσωτερική διαρρύθμιση του κτιρίου

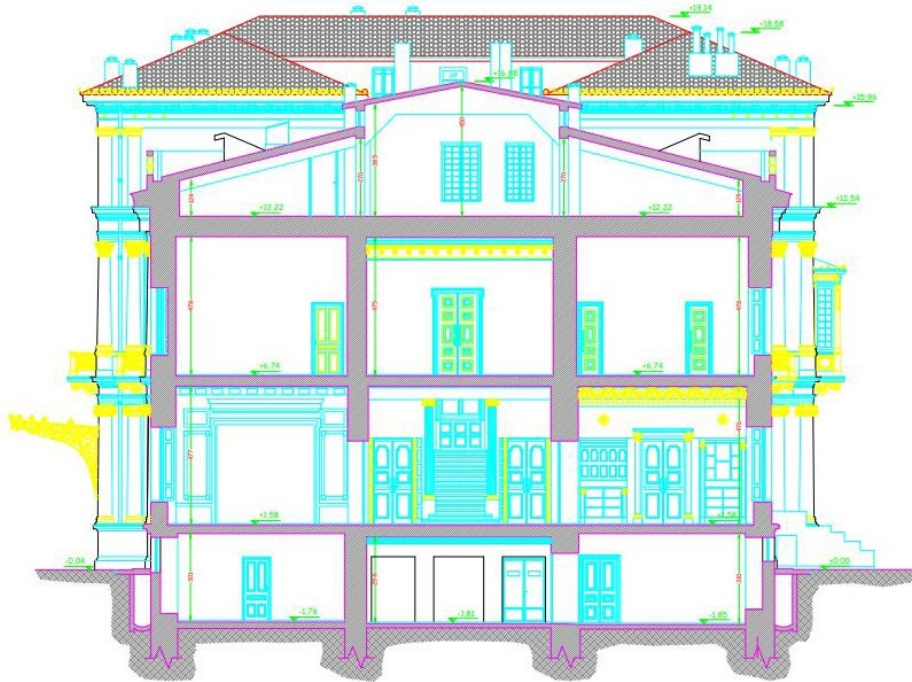
Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική αποτελούμενη από δύο διακριτά τμήματα. Στην Εικόνα 4.3 φαίνεται μία ενδεικτική διαμήκης τομή του κτιρίου, η οποία διέρχεται και από τα δύο αυτά τμήματα.



Εικόνα 4.3: Διαμήκης τομή κτιρίου.

Το πρώτο τμήμα του κτιρίου (κτίριο Τσίλλερ), το οποίο όπως αναφέρθηκε προηγουμένως κτίστηκε περί το δεύτερο μισό του 19ου αι., αποτελείται από τις εξής στάθμες:

- Υπόγειο
- Ισόγειο
- Πρώτος όροφος
- Στέγη.



Εικόνα 4.4: Εγκάρσια τομή κτιρίου (κτίριο Τσίλλερ).

Το ύψος του τμήματος αυτού είναι 16.88 m. Το υπόγειο είναι υπερυψωμένο περίπου 1.50 m από την επιφάνεια του εδάφους του περιβάλλοντος χώρου και διαθέτει παράθυρα, τα οποία εξασφαλίζουν τον φυσικό φωτισμό και αερισμό του χώρου. Η αρχική στέγη του κτιρίου Τσίλλερ ήταν μια φέρουσα ξύλινη κατασκευή, εναπομείναντα στοιχεία της οποίας υπάρχουν μέχρι και σήμερα (Εικόνα 4.5). Μετά το 1974 αντικαταστάθηκε από μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα που περιλαμβάνει πλάκα επί της οροφής του 1ου ορόφου, η οποία εδράζεται μέσω δοκών στις φέρουσες τοιχοποιίες, και στην οποία στηρίζονται τα υποστυλώματα που φέρουν την νέα κεκλιμένη στέγη (Εικόνα 4.6). Με τον τρόπο αυτό δημιουργήθηκε ένας νέος χώρος, όπου, σύμφωνα με πληροφορίες, είχε τοποθετηθεί στο παρελθόν το αρχείο της πρεσβείας, με πρόσβαση από το κλιμακοστάσιο του νεότερου τμήματος του κτιρίου (κτίριο Μεταξά). Η επικοινωνία μεταξύ υπογείου, ισόγειου και 1ου ορόφου του κτιρίου Τσίλλερ εξασφαλίζεται μέσω μαρμάρινης σκάλας, η οποία στηρίζεται σε κίονες διακοσμημένους με ιωνικά κιονόκρανα.



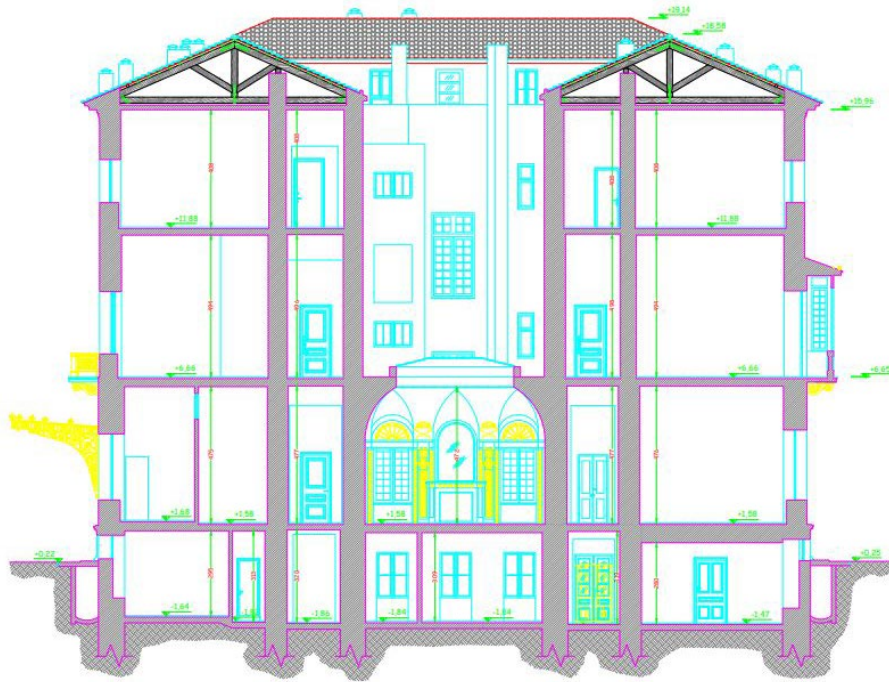
Εικόνα 4.5: Εναπομείναντα στοιχεία παλαιάς στέγης.



Εικόνα 4.6: Προσθήκη από οπλισμένο σκυρόδεμα στην οροφή του κτιρίου Τσίλλερ.

Το δεύτερο και νεότερο τμήμα του κτιρίου (κτίριο Μεταξά) κτίστηκε περί τα τέλη του 19ου αι. σε κατά μήκος επέκταση του πρώτου τμήματος και σε επαφή με αυτό. Το νέο τμήμα είναι κατά 1.60 m μεγαλύτερο αμφίπλευρα και συμμετρικά ως προς τον διαμήκη άξονα του αρχικού τμήματος, ενώ έχει συνολικό ύψος 19.14 m. Το νεότερο τμήμα περιλαμβάνει αντίστοιχα:

- Υπόγειο
- Ισόγειο
- Πρώτο όροφο
- Δεύτερο όροφο



Εικόνα 4.7: Εγκάρσια τομή κτιρίου (κτίριο Μεταξά)

Και σε αυτό το τμήμα, το υπόγειο είναι υπερυψωμένο από την επιφάνεια εδάφους του περιβάλλοντος χώρου περίπου 1.50 m και διαθέτει παράθυρα, τα οποία εξασφαλίζουν τον φυσικό φωτισμό και αερισμό του χώρου. Η στέγη του τμήματος αυτού αποτελείται από ξύλινα ζευκτά με επικάλυψη από κεράμους. Η επικοινωνία μεταξύ των ορόφων του κτιρίου Μεταξά εξασφαλίζεται μέσω δύο κλιμακοστασίων: α) ένα ξύλινο (Εικόνα 4.8), το οποίο συνδέει το ισόγειο, τον 1ο όροφο, τον 2ο όροφο και την σοφίτα, και η στήριξη του οποίου έχει εξασθενήσει και χρήζει ενίσχυσης, γι' αυτό και έχει απαγορευτεί η χρήση του για μετάβαση στον 2ο όροφο, και β) ένα δεύτερο κλιμακοστάσιο από μάρμαρο, το οποίο συνδέει όλους τους ορόφους από το υπόγειο έως την οροφή. Τα σκαλοπάτια της μαρμάρινης σκάλας πακτώνονται στον τοίχο με κατάλληλη συναρμογή μεταξύ τους (Εικόνα 4.9). Υπάρχει και μία τρίτη μαρμάρινη σκάλα που συνδέει τη δυτική είσοδο του κτιρίου Τσίλλερ με το υπόγειο και το ισόγειο.

Μεταξύ των δύο τμημάτων υπάρχει ένα αίθριο, όπου στο ισόγειο έχει δημιουργηθεί ένας χώρος τύπου «χειμερινού κήπου» με γυάλινη στέγη κάλυψης, εξασφαλίζοντας φυσικό φωτισμό (Εικόνα 4.10).



Εικόνα 4.8: Ξύλινη σκάλα στο κτίριο Μεταξά.



Εικόνα 4.9: Μαρμάρινη σκάλα στο κτίριο Μεταξά.



Εικόνα 4.10: Αίθριο μεταξύ των δύο τμημάτων του κτιρίου και γυάλινη στέγη κάλυψής του στο ισόγειο.

4.3 Κτιριοδομικά στοιχεία

Σύμφωνα με αναφορές, και στα δύο τμήματα του κτιρίου ο κατακόρυφος φέρων οργανισμός δομείται από φέρουσες τοιχοποιίες. Λαμβάνοντας υπόψη την συνήθη πρακτική της εποχής, πιθανολογείται ότι οι τοιχοποιίες είναι αργολιθοδομές κατασκευασμένες από ημιλαξευτούς λίθους συγκολλημένους με κονίαμα. Κατά τμήματα, π.χ. οι τοίχοι κάτω από τα παράθυρα και οι εσωτερικές τοιχοποιίες δομούνται από συμπαγείς οπτόπλινθους.

Τα οριζόντια φέροντα στοιχεία, δηλαδή τα πατώματα του κτιρίου, κατασκευάζονται ανά κτίριο ως εξής:

- Στο Κτίριο Τσίλλερ, το δάπεδο του ισόγειου (οροφή υπογείου) είναι μορφής γραμμικών θόλων, οι οποίοι μορφώνονται από μεταλλικές δοκούς μορφής διπλού ταυ, που απέχουν μεταξύ τους περί το 1.0 m. Στα πέλατα των μεταλλικών δοκών εδράζονται χαμηλές ανίδες από συμπαγή τούβλα μικρού ύψους, που στηρίζουν το δάπεδο μέσω εξομάλυνσης της καμπύλης. Η εξομάλυνση επιτυγχάνεται συνήθως με άμμο ή χαλίκια, σύμφωνα με την τεχνική της εποχής. Εν γένει το δάπεδο του τύπου αυτού, αν και παρουσιάζει σημαντική δυσκαμψία, δεν εξασφαλίζει την λειτουργία οριζοντίου διαφράγματος, διότι η διάταξη των μεταλλικών δοκών είναι τέτοια ώστε συνδέονται μόνον οι δύο παράλληλοι τοίχοι στους οποίους στηρίζονται. Το δάπεδο και η οροφή του 1ου ορόφου μορφώνονται από ξύλινες δοκούς.
- Στο Κτίριο Μεταξά, το δάπεδο του ισόγειου (οροφή υπογείου) είναι και αυτό μορφής γραμμικών θόλων, οι οποίοι μορφώνονται από συμπαγή τούβλα και σιδηροδοκούς. Επίσης το δάπεδο του 1ου και του 2ου ορόφου μορφώνονται από ξύλινες δοκούς.

Όπως προαναφέρθηκε, στην οροφή του πρώτου ορόφου του κτιρίου Τσίλλερ έχει κατασκευαστεί μεταγενέστερα κτίσμα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικόνα 4.6). Οι εξώστες

του κτιρίου είναι από μάρμαρο και στηρίζονται σε μαρμάρινους προβόλους (φουρούσια), οι οποίοι πακτώνονται στον τοίχο.

Επισημαίνεται ότι δεν είναι βέβαιο εάν υπάρχει σύνδεση των δύο κτιρίων (Τσίλλερ και Μεταξά) με αλληλο-εμπλοκή λίθων ή οι τοίχοι του κτιρίου Μεταξά απλώς εφάπτονται των τοίχων του κτιρίου Τσίλλερ. Στην πρώτη περίπτωση τα δύο κτίρια λειτουργούν ως μία ενιαία κατασκευή σε ένα σεισμό, ενώ στη δεύτερη λειτουργούν ως δύο στατικά ανεξάρτητες κατασκευές. Στην παρούσα φάση, θεωρήθηκε ότι τα δύο τμήματα είναι μονολιθικά συνδεδεμένα.

Σημειώνεται σ' αυτό το σημείο ότι το εν λόγω κτίριο, με φέροντα οργανισμό από φέρουσες τοιχοποιίες και πεσσούς, δεν παρουσιάζει την διακριτή λειτουργία των μελών του, όπως συμβαίνει παραδείγματος χάριν στα σύγχρονα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπροσθέτως, λαμβάνοντας υπόψη τις διαφορετικές χρονικές περιόδους κατασκευής των τμημάτων του κτιρίου, γίνεται αντιληπτό ότι η αποτίμηση των χαρακτηριστικών του, και κατά συνέπεια η ανάλυση της συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού, επηρεάζεται άμεσα από την ποιότητα της αρχικής κατασκευής, καθόσον τμήματα της τοιχοποιίας μπορεί να έχουν διαφορετικά χαρακτηριστικά ή διαφορετικές τεχνικές δόμησης ανάλογα με την εποχή που κατασκευάστηκε το κάθε τμήμα. Επιπρόσθετα υπάρχει μεγάλη πιθανότητα, κατά τις επεμβάσεις που έγιναν για τις αλλαγές χρήσης του κτιρίου, από κατοικία σε ξενοδοχείο και από ξενοδοχείο σε πρεσβευτική υπηρεσία, να περιλάμβαναν και επεμβάσεις και τροποποιήσεις του φέροντος οργανισμού, οι οποίες όμως δεν είναι καταγεγραμμένες σε μορφή σχεδίων ή σε περιγραφική μορφή ενός κειμένου τεχνικής έκθεσης.

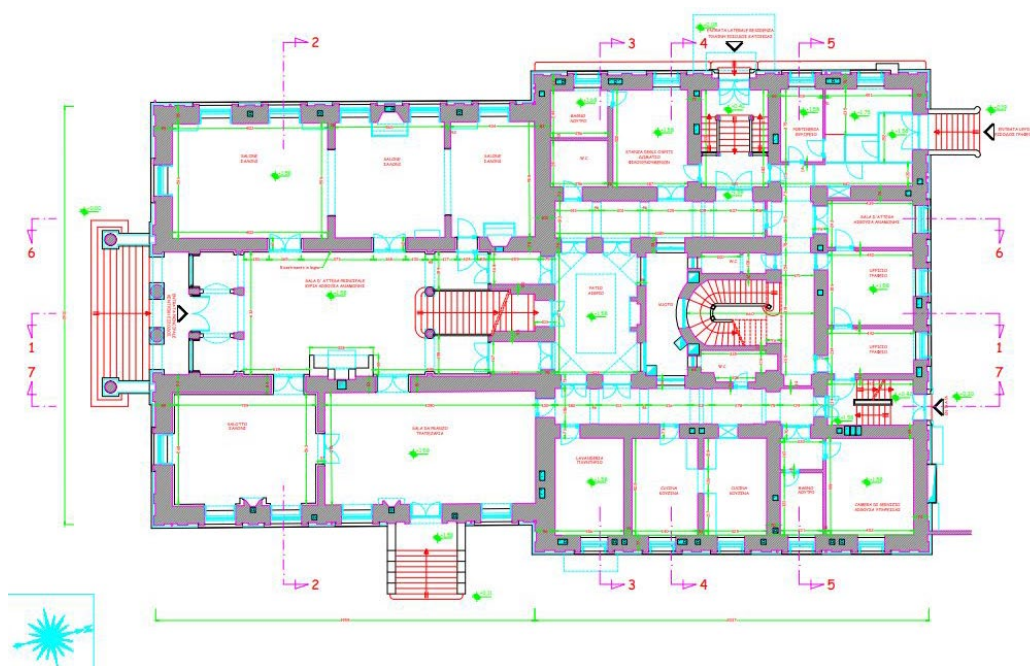
Ένας τελευταίος παράγοντας που εμποδίζει την οριοθέτηση του κτιρίου με ενιαίες ιδιότητες, και κατά συνέπεια την οριοθέτηση της ακριβούς στατικής, αλλά κυρίως της αντισεισμικής συμπεριφοράς του, είναι η φθορά του φέροντος οργανισμού. Το παρόν κτίριο έχει υποστεί σημαντική φθορά κατά τη διάρκεια της ζωής του, η οποία οφείλεται αφενός στην περιβαλλοντική επίδραση της υγρασίας και αφετέρου στις σεισμικές δράσεις στις οποίες έχει υποβληθεί.

5 Περιγραφή προσομοιώματος και φορτίσεων

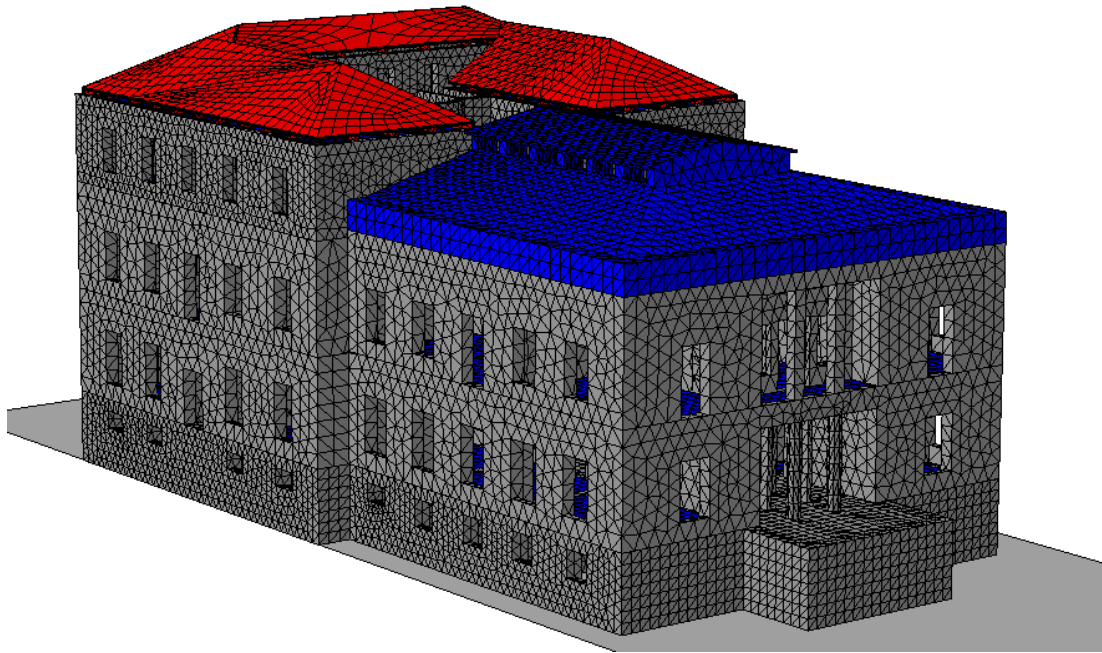
5.1 Μοντέλο υπολογισμού

Το μοντέλο υπολογισμού, το οποίο κατασκευάστηκε σε περιβάλλον του προγράμματος ABAQUS, παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.2. Αρχικά παρουσιάζονται οι όψεις του κτιρίου και στη συνέχεια δίνονται τέσσερις τομές, μία κατά μήκος (τομή 1) και τρεις εγκάρσιως (τομές 2, 4 και 8), στις οποίες, στο επόμενο κεφάλαιο, παρουσιάζονται αποτελέσματα αναλύσεων. Σε κάτωψη, οι τομές 1, 2 και 4 φαίνονται στην Εικόνα 5.1, ενώ η τομή 8 δείχνει τον τοίχο στην ένωση του κτιρίου Τσίλλερ με το κτίριο Μεταξά.

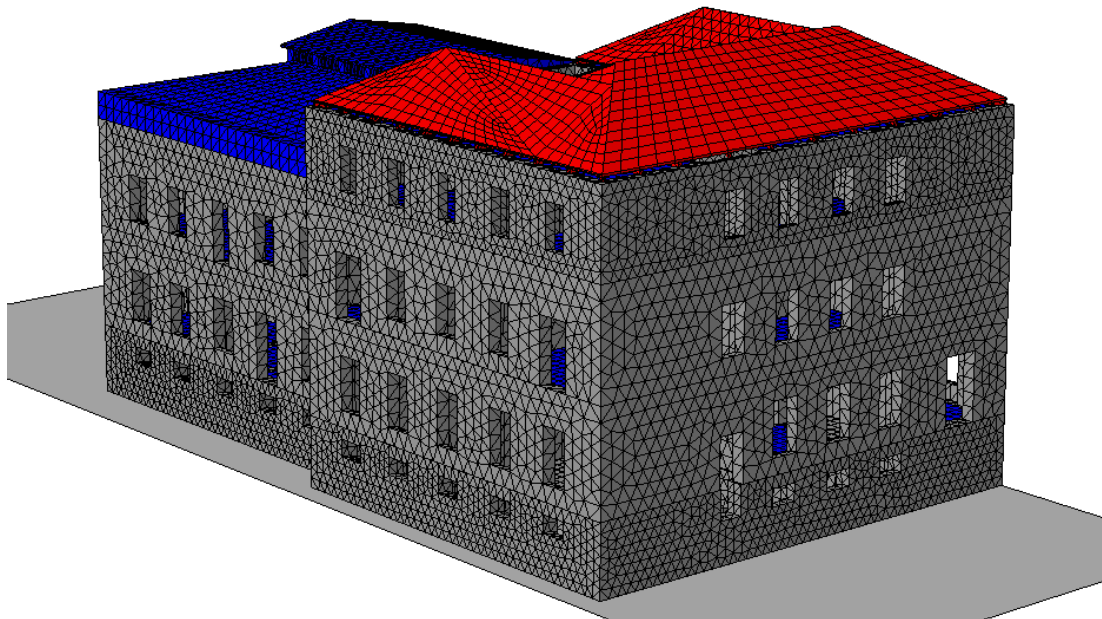
Οι τοιχοποιίες προσομοιάστηκαν γενικώς με τρισδιάστατα τετραεδρικά πεπερασμένα στοιχεία δευτέρας τάξεως. Στο μοντέλο υπολογισμού ελήφθησαν υπόψη όλοι οι τοίχοι με πάχος ≥ 0.20 m, οι οποίοι θεωρήθηκε ότι έχουν σε κάθε πλευρά τους επίχρισμα πάχους 3.5 cm, το οποίο αφαιρέθηκε από το πάχος τους για την εκτέλεση των αναλύσεων, ενώ ελήφθησαν υπόψη και τα ανοίγματα που υπάρχουν σε αυτούς. Για λόγους ευκολίας και απλοποίησης των αναλύσεων, εφόσον στην παρούσα εργασία εξετάζεται μόνο η επιρροή της σεισμικής μόνωσης, τα ξύλινα πατώματα της κατασκευής θεωρήθηκαν ως πατώματα από πλάκα Ο.Σ. και προσομοιώθηκαν με τρισδιάστατα τετραεδρικά πεπερασμένα στοιχεία με πάχος πλάκας 0.12 m. Σημειώνεται ότι στο προσομοίωμα ελήφθησαν επίσης υπόψη τόσο η προσθήκη από Ο.Σ. στην οροφή του κτιρίου Τσίλλερ, όσο και η ξύλινη στέγη στο κτίριο Μεταξά, με τρισδιάστατα τετραεδρικά πεπερασμένα στοιχεία δευτέρας τάξεως με τις ανάλογες ιδιότητες υλικών. Η θεμελίωση προσομοιάστηκε με στοιχεία αλληλεπίδρασης ενδόσιμης επαφής με το έδαφος, τα οποία επιτρέπουν την ανάπτυξη μόνο θλιπτικών τάσεων στη διεπιφάνεια, ενώ στην αντίθετη περίπτωση η κατασκευή αποκολλάται από το έδαφος. Ο δείκτης εδάφους λήφθηκε ίσος με $k_s = 180 \text{ MN/m}^3$.



Εικόνα 5.1: Κάτοψη ισογείου όπου φαίνεται ο προσανατολισμός του κτιρίου και οι τομές στις οποίες δίνονται τάσεις.

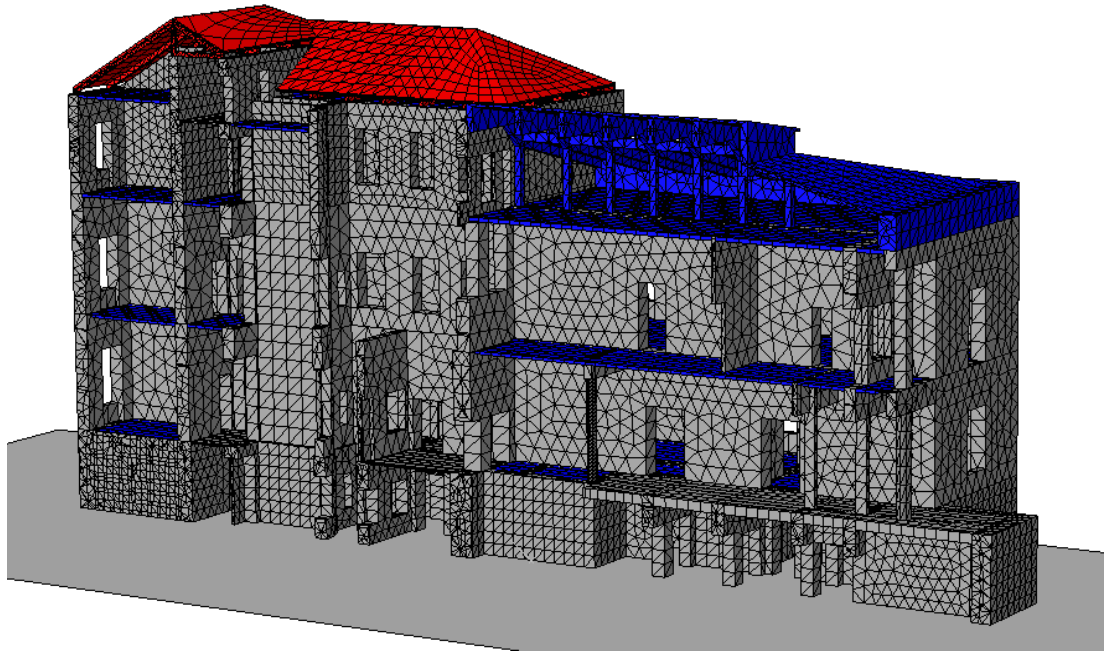


Νότια και Δυτική όψη

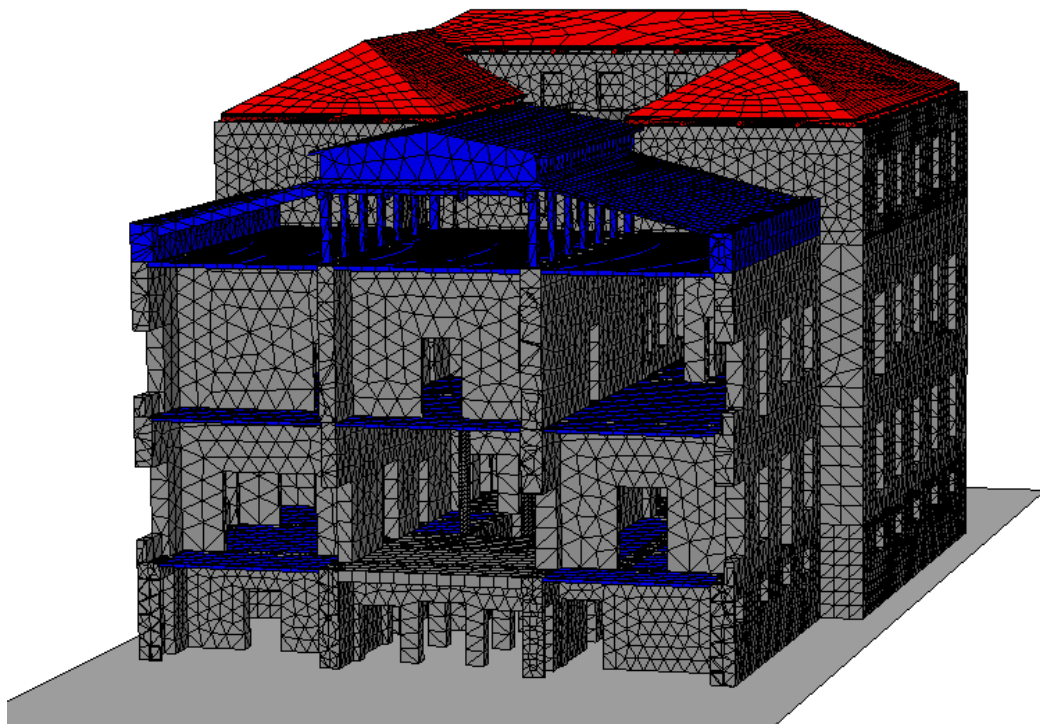


Βόρεια και Ανατολική όψη

Εικόνα 5.2: Προσομοίωμα κατασκευής (υπάρχουσα κατάσταση). Με γκρι χρώμα δείχνονται οι τοιχοποιίες, με μπλε χρώμα τα στοιχεία από Ο.Σ και με κόκκινο χρώμα τα ξύλινα μέλη (συνεχίζεται).

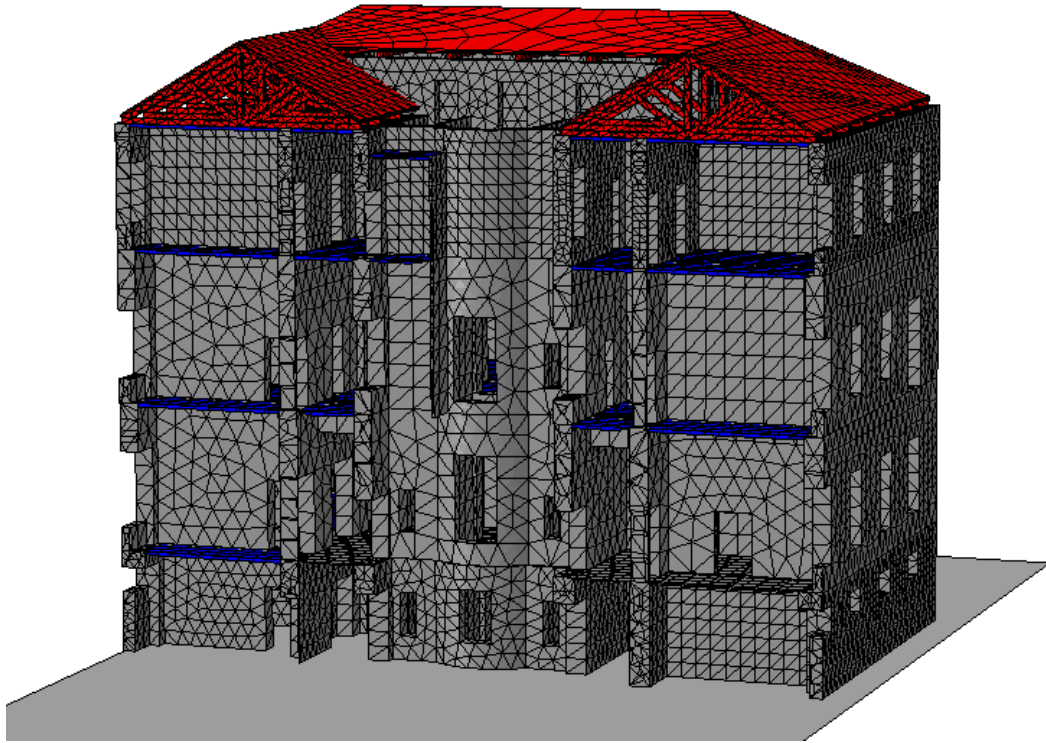


Τομή 1

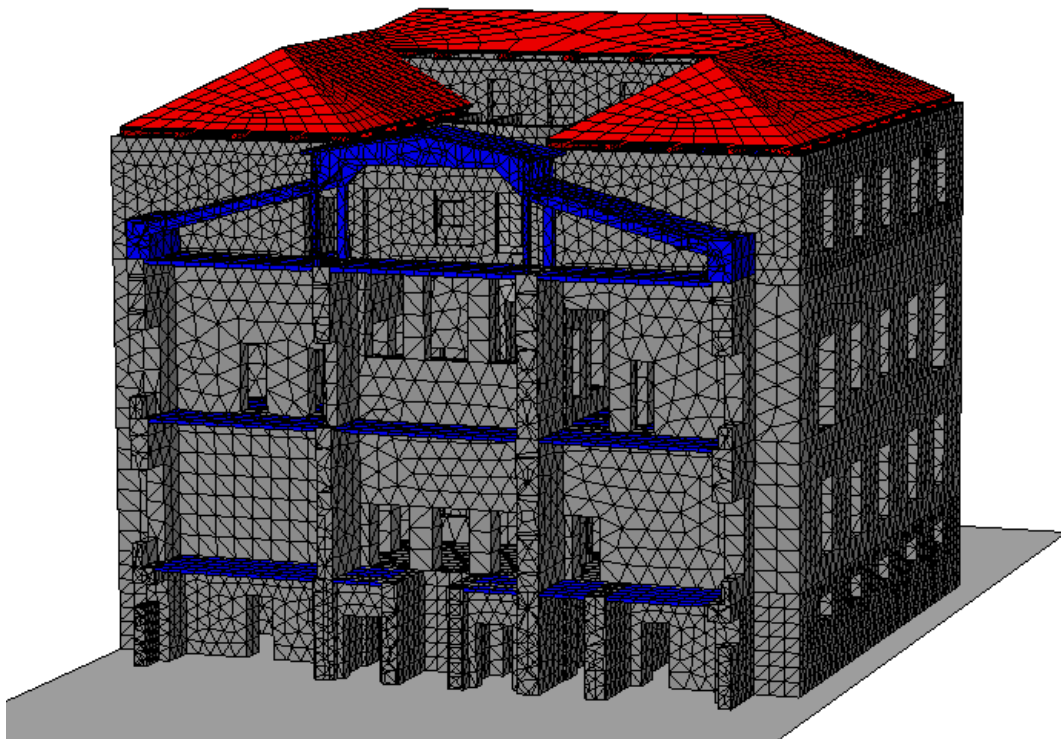


Τομή 2

Εικόνα 5.2: (συνέχεια).



Τομή 4



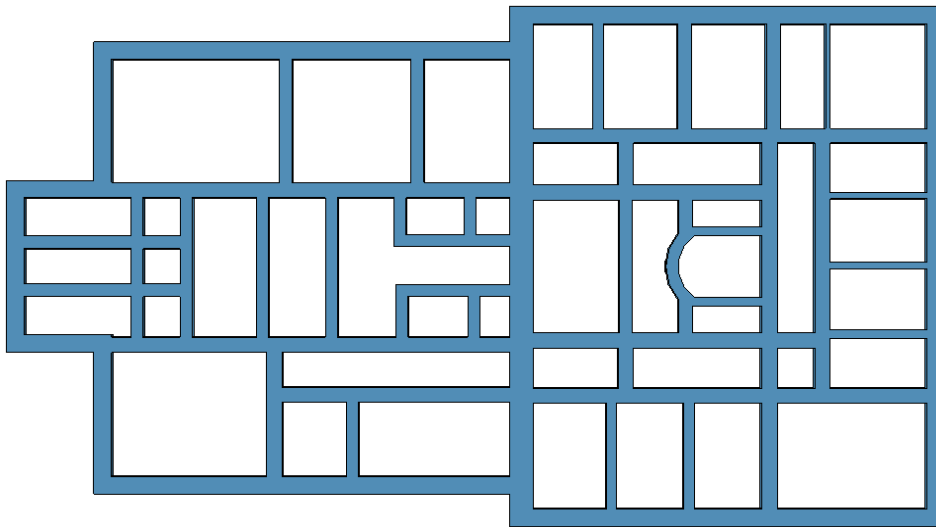
Τομή 8

Εικόνα 5.2: (συνέχεια).

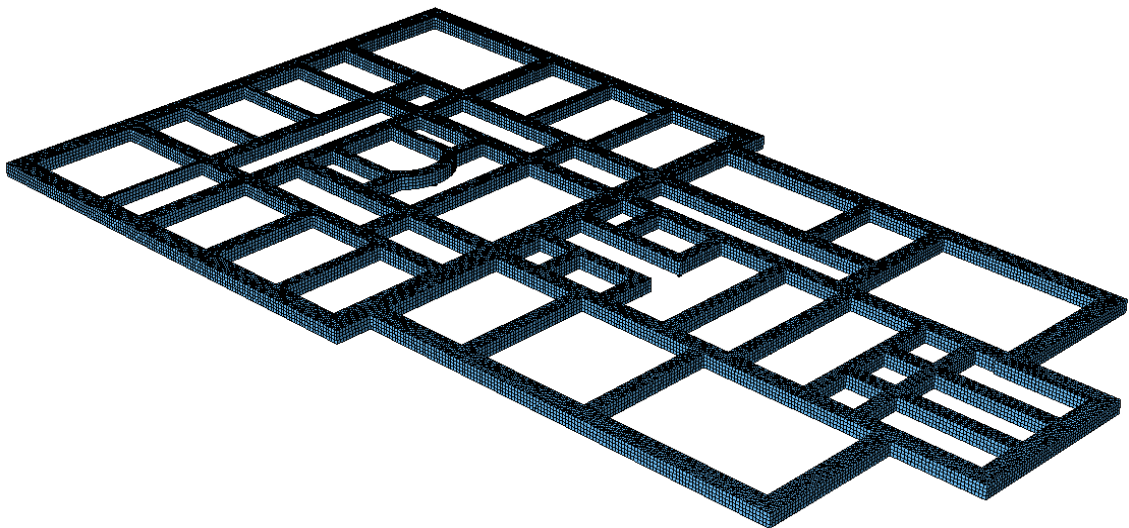
5.2 Εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στο κτίριο

5.2.1 Προσομοίωση δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα

Για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης κάτω από τις τοιχοποιίες του κτιρίου κατασκευάστηκε δοκός από Ο.Σ. κατά μήκος των τοίχων, σε επαφή δηλαδή με την κάτω παρειά των τοίχων του υπογείου. Το ύψος που επιλέχθηκε για τη δοκό είναι $h = 0.60$ m, ενώ το πλάτος λήφθηκε ίσο με το πλάτος των τοίχων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.3. Η δοκός αυτή, η οποία λειτουργεί ως οριζόντιο διάφραγμα, στο μοντέλο υπολογισμού προσομοιάστηκε με τρισδιάστατα τετραεδρικά πεπερασμένα στοιχεία (Εικόνα 5.4).



Εικόνα 5.3: Κάτοψη δοκού από Ο.Σ. που κατασκευάστηκε στη βάση του κτιρίου.



Εικόνα 5.4: Προσομοίωμα δοκού στο πρόγραμμα Abaqus.

Η διαστασιολόγηση της δοκού έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2-1.1 (EN1992-1-1) για τον κρίσιμο συνδυασμό $1.35G+1.5Q$. Για κάθε ένα από τα 19 διαφορετικά πλάτη της δοκού υπολογίστηκε ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός (Πίνακας 5.1 και Πίνακας 5.2), με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν. Για τη δοκό θεωρήθηκε σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας οπλισμού B500C.

Διαδικασία όπλισης σε κάμψη:

- Υπολογισμός ανηγμένης ροπής σχεδιασμού: $\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}}$
- Σύγκριση μ_{sd} με $\mu_{sd,lim} = 0.371$ για απαίτηση ή μη θλιβόμενου οπλισμού
- Υπολογισμός μηχανικού ποσοστού οπλισμού: $\omega = 0.973 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \mu_{sd}}{0.973}} \right)$
- Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού: $A_s = \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
- Σύγκριση A_s με ελάχιστα και μέγιστα επιτρεπόμενα όρια: $A_{s,min} = \rho_{min} b d$ και $A_{s,max} = \rho_{max} b d$

όπου:

M_{sd} η ροπή σχεδιασμού

b το πλάτος της διατομής

d το στατικό ύψος της διατομής

$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5}$ η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$ η τιμή σχεδιασμού της αντοχής του χάλυβα

$\rho_{min} = \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0013 \right)$ το ελάχιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού

$\rho_{max} = 0.04$ το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού

Διαδικασία όπλισης σε διάτμηση:

- Έλεγχος λοξής θλίψης σκυροδέματος: $V_{Rd,max} = 0.3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} b_w z \sin 2\theta \geq V_{sd}$
- Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού διάτμησης: $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \geq V_{sd} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z f_{ywd} \cot \theta}$
- Σύγκριση $\frac{A_{sw}}{s}$ με ελάχιστα και μέγιστα επιτρεπόμενα όρια: $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{w,min} b 1000$ και $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = \rho_{w,max} b 1000$
- Για 4-τημητους συνδετήρες $\emptyset 8$: $s = \frac{4 \cdot 50}{\frac{A_{sw}}{s}} \leq s_{max}$

όπου:

V_{sd} η τέμνουσα σχεδιασμού σε απόσταση d από την παρειά

b_w το πλάτος της διατομής

$z = 0.9 d$ ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής

$\theta = 21.8^\circ$ η γωνία κλίσης των θλιβόμενων διαγωνίων του σκυροδέματος

s η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

$\rho_{w,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ το ελάχιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού

$\rho_{w,max} = 0.3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού

$s_{max} = 0.75 d$ η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

Πίνακας 5.1: Οπλισμός κάμψης για όλα τα πλάτη της δοκού.

b (m)	M _{sd} (kNm)	μ _{sd}	ω	A _s (mm ²)	A _{s,min} (mm ²)	A _{s,max} (mm ²)	A _{s,απαιτ} (mm ²) [πάνω]	A _{s,απαιτ} (mm ²) [κάτω]	A _{s,τοποθετ} [πάνω]	A _{s,τοποθετ} [κάτω]
0,83	352,5	0,099	0,105	1558	616	18260	1558	616	8Φ16	2Φ20
1,08	266,9	0,058	0,060	1151	802	23760	1151	802	4Φ20	4Φ16
0,73	354,2	0,113	0,121	1579	542	16060	1579	542	8Φ16	4Φ14
0,56	109,5	0,046	0,047	469	416	12320	469	416	2Φ18	3Φ14
0,63	326,8	0,121	0,130	1464	468	13860	1464	468	6Φ18	2Φ18
0,60	81,8	0,032	0,032	348	446	13200	446	446	2Φ18	2Φ18
0,71	142,4	0,047	0,048	611	527	15620	611	527	3Φ18	3Φ16
0,57	37,0	0,015	0,015	156	423	12540	423	423	2Φ18	2Φ18
0,48	56,0	0,027	0,028	238	356	10560	356	356	3Φ14	3Φ14
0,64	176,1	0,064	0,067	762	475	14080	762	475	4Φ16	2Φ18
0,22	59,0	0,063	0,065	255	163	4840	255	163	2Φ14	2Φ14
0,68	313,7	0,108	0,114	1394	505	14960	1394	505	6Φ18	3Φ16
0,72	153,3	0,050	0,051	658	535	15840	658	535	3Φ18	4Φ14
0,74	410,8	0,130	0,140	1851	549	16280	1851	549	6Φ20	3Φ16
0,59	223,0	0,088	0,093	979	438	12980	979	438	5Φ16	3Φ14
0,62	108,0	0,041	0,042	461	460	13640	461	460	2Φ18	2Φ18
0,43	81,5	0,044	0,045	349	319	9460	349	319	2Φ16	2Φ16
0,29	59,2	0,048	0,049	254	215	6380	254	215	2Φ14	2Φ14
0,40	127,5	0,074	0,078	555	297	8800	555	297	4Φ14	2Φ14

Πίνακας 5.2: Οπλισμός διάτμησης για όλα τα πλάτη της δοκού.

b (m)	V _{sd} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	A _{sw/s} (mm ² /m)	(A _{sw/s}) _{min} (mm ² /m)	(A _{sw/s}) _{max} (mm ² /m)	(A _{sw/s}) _{απαιτουμ} (mm ² /m)	s (m)	(A _{sw/s}) _{τοποθετ}
0,83	743,7	1275,0	1382	664	8591	1382	0,145	Φ8/140
1,08	761,1	1659,0	1414	864	11178	1414	0,141	Φ8/140
0,73	785,4	1121,4	1460	584	7556	1460	0,137	Φ8/135
0,56	184,5	860,2	343	448	5796	448	0,446	Φ8/410
0,63	178,2	967,8	331	504	6521	504	0,397	Φ8/395
0,60	289,6	921,7	538	480	6210	538	0,372	Φ8/370
0,71	287,0	1090,7	533	568	7349	568	0,352	Φ8/350
0,57	144,0	875,6	268	456	5900	456	0,439	Φ8/410
0,48	219,3	737,3	408	384	4968	408	0,491	Φ8/410
0,64	393,7	983,1	732	512	6624	732	0,273	Φ8/270
0,22	146,3	337,9	272	176	2277	272	0,736	Φ8/410
0,68	833,1	1044,6	1548	544	7038	1548	0,129	Φ8/125
0,72	191,7	1106,0	356	576	7452	576	0,347	Φ8/345
0,74	735,7	1136,7	1367	592	7659	1367	0,146	Φ8/145
0,59	397,0	906,3	738	472	6107	738	0,271	Φ8/270
0,62	134,0	952,4	249	496	6417	496	0,403	Φ8/400
0,43	182,0	660,5	338	344	4451	344	0,581	Φ8/410
0,29	173,0	445,5	322	232	3002	322	0,622	Φ8/410
0,40	186,6	614,5	347	320	4140	347	0,577	Φ8/410

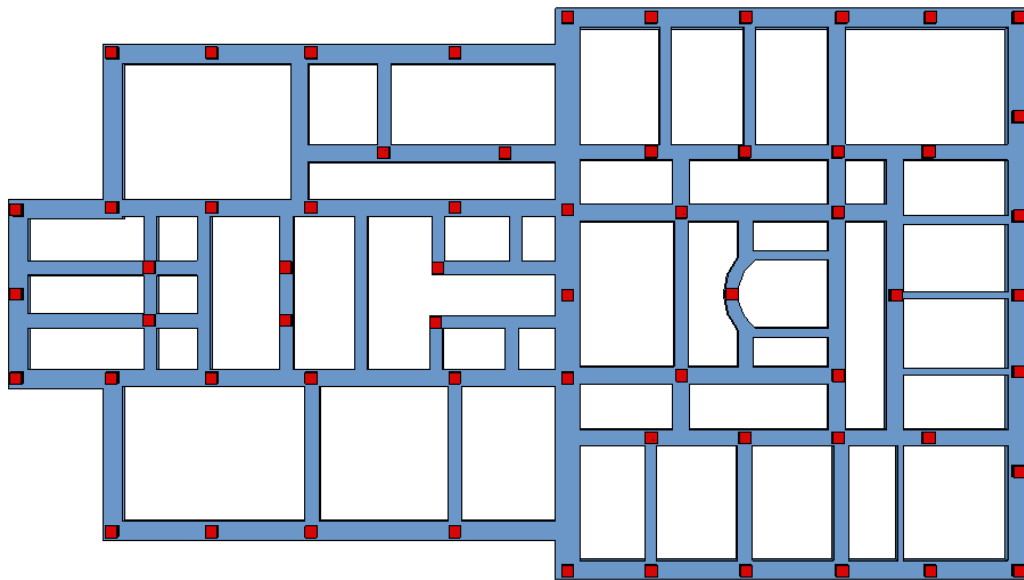
5.2.2 Προσομοίωση εφεδράνων

Για τη σεισμική μόνωση του κτιρίου τοποθετήθηκαν στη βάση του, κάτω από τη δοκό Ο.Σ., 61 χαλύβδινα εφεδράνα τριβής με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum System – FPS) με τη διάταξη που φαίνεται στην Εικόνα 5.5.

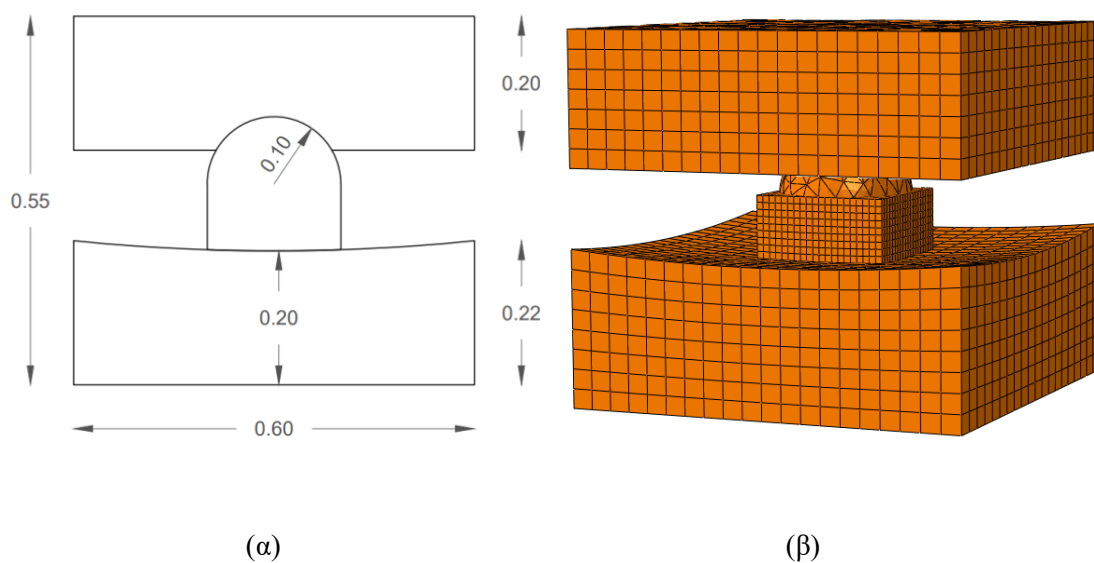
Για τα εφεδράνα πραγματοποιήθηκε ακριβής γεωμετρική απεικόνιση και προσομοίωση, και οι διαστάσεις που λήφθηκαν υπόψη, οι οποίες είναι οι ίδιες και για τα 61 εφεδράνα που τοποθετήθηκαν, παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.6α. Η ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων ελήφθη ίση με R = 3.0 m και ο συντελεστής τριβής ίσος με

$\mu = 0.05$. Το πάνω μέρος του εφεδράνου συνδέεται μονολιθικά με τη δοκό Ο.Σ., το κάτω μέρος θεωρείται ότι εδράζεται στο έδαφος, ενώ το μεσαίο τμήμα του μπορεί να ολισθαίνει μεταξύ των δυο καμπύλων επιφανειών (κάτω σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης και άνω σφαιρικής κοιλότητας). Επισημαίνεται ότι στην παρούσα εργασία δεν έγινε διερεύνηση για να καθοριστεί ούτε το βέλτιστο πλήθος των εφεδράνων ούτε τα χαρακτηριστικά τους (ακτίνα καμπυλότητας, μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση, κλπ.).

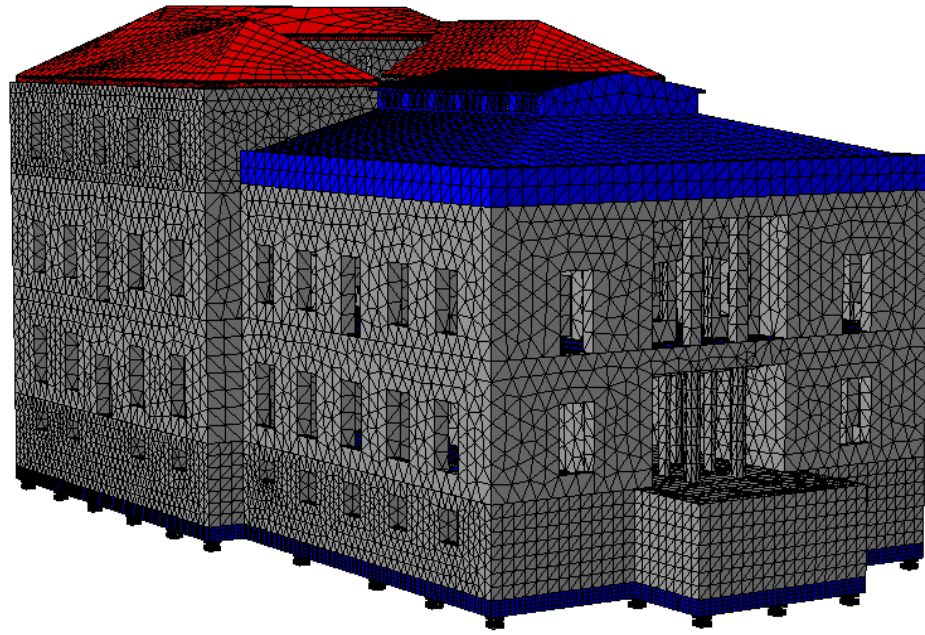
Στο Abaqus, τα εφέδρανα προσομοιώθηκαν με τρισδιάστατα τετραεδρικά και εξαεδρικά πεπερασμένα στοιχεία (Εικόνα 5.6β). Το μοντέλο υπολογισμού, όπως διαμορφώθηκε μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στο κτίριο παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.7.



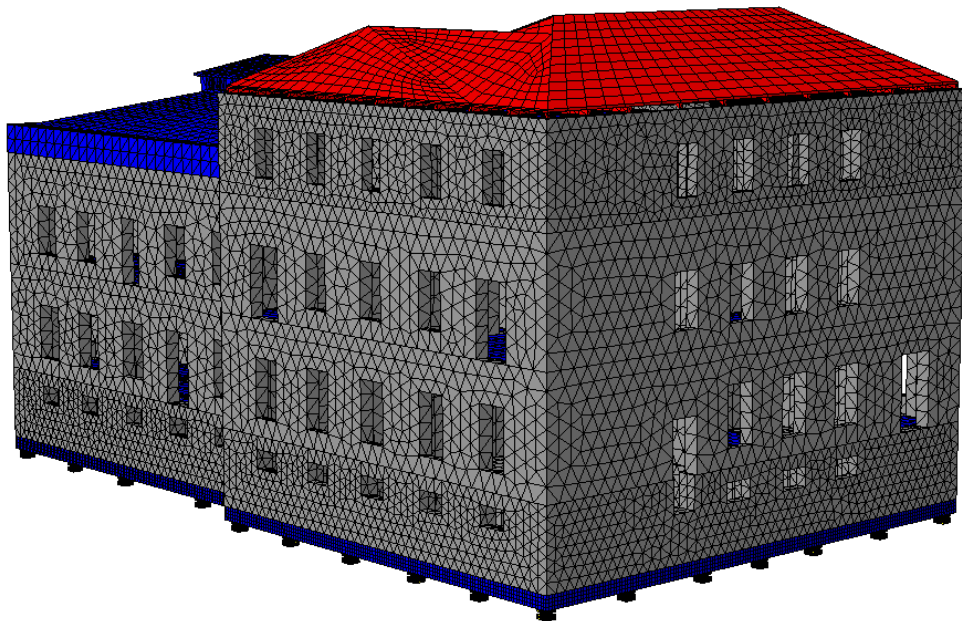
Εικόνα 5.5: Διάταξη εφεδράνων που λήφθηκαν υπόψη στη βάση του κτιρίου.



Εικόνα 5.6: (α) Τομή και διαστάσεις εφεδράνου που λήφθηκε υπόψη, (β) Προσομοίωμα εφεδράνου στο πρόγραμμα ABAQUS.

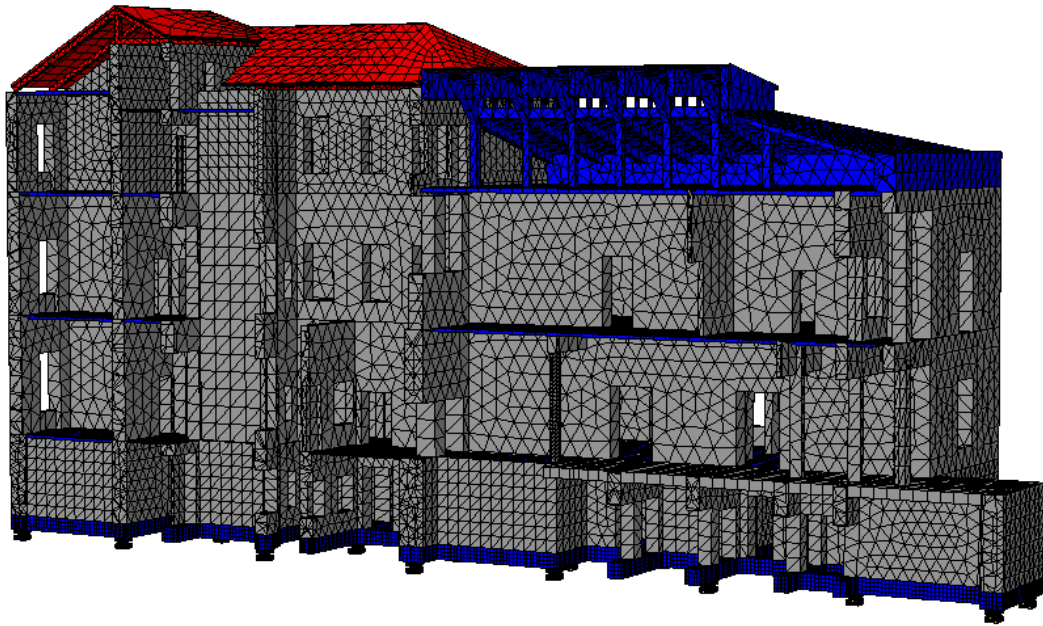


Νότια και Δυτική όψη

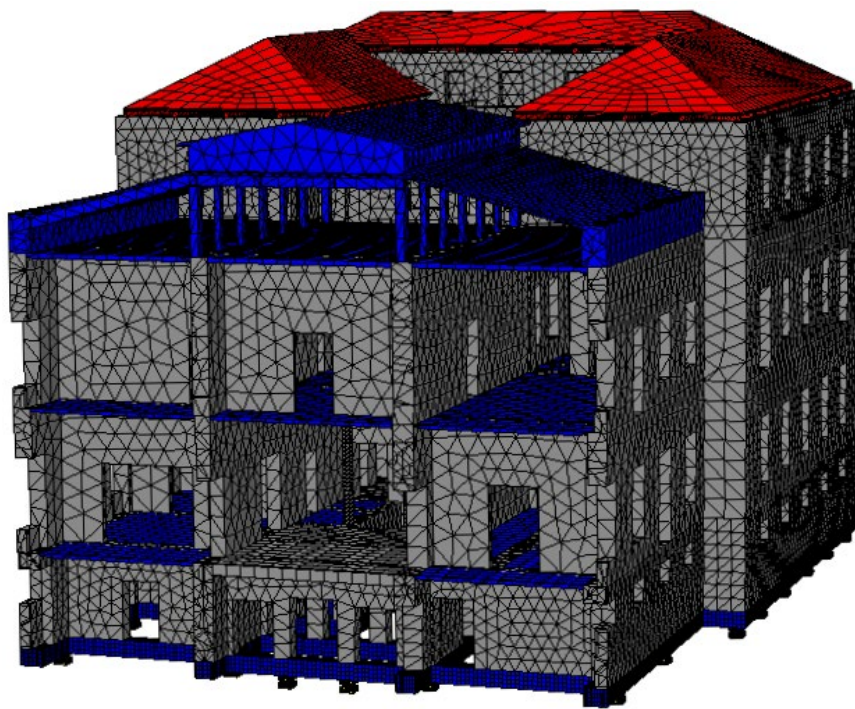


Βόρεια και Ανατολική όψη

Εικόνα 5.7: Προσομοίωμα κατασκευής μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στη βάση της. (συνεχίζεται).

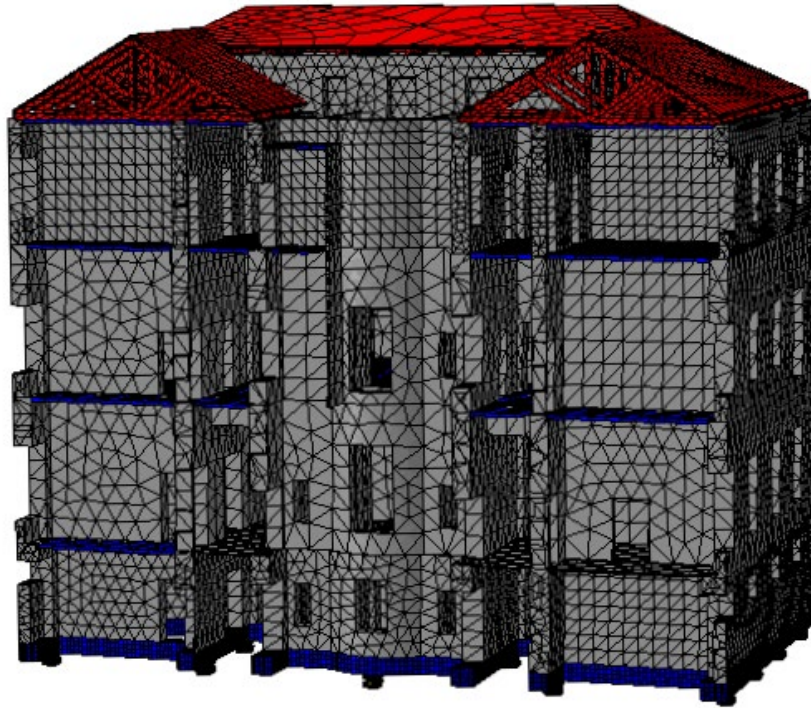


Τομή 1

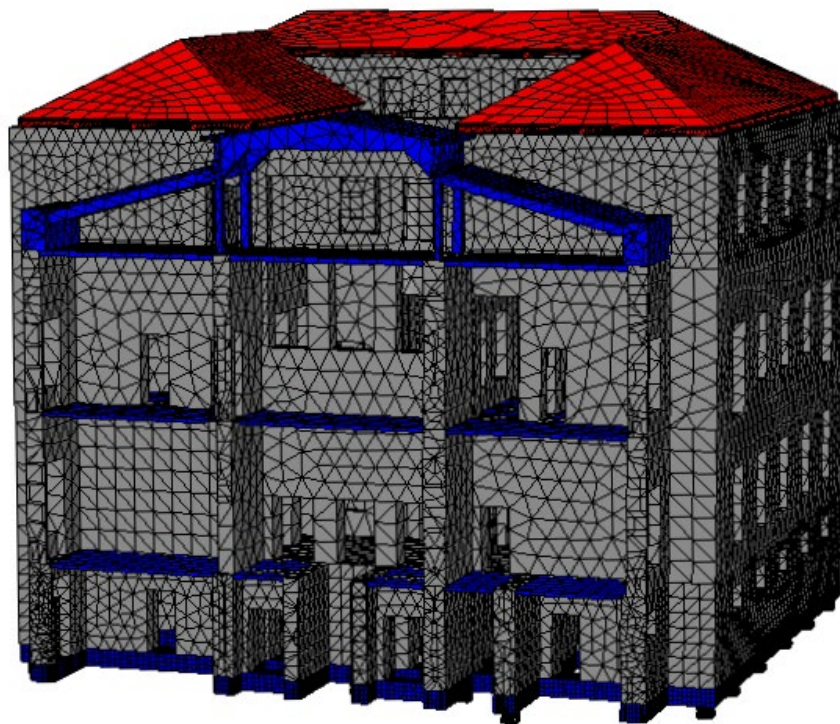


Τομή 2

Εικόνα 5.7: (συνέχεια).



Τομή 4



Τομή 8

Εικόνα 5.7: (συνέχεια).

5.3 Ιδιότητες υλικών και φορτία

5.3.1 Ιδιότητες υλικών

Στις αναλύσεις και τους ελέγχους λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω ιδιότητες υλικών:

Τοιχοποιίες:

- Ειδικό βάρος $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 1 \text{ GPa}$
- Συντελεστής Poisson $\nu = 0.2$
- Συνοχή (διατμητική αντοχή για μηδενική αξονική δύναμη) $f_{vk0} = 130 \text{ kPa}$
- Συντελεστής τριβής $\mu = \tan\varphi = 0.5$

Ξύλο:

- Ειδικό βάρος $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 10 \text{ GPa}$
- Συντελεστής Poisson $\nu = 0.25$

Οπλισμένο σκυρόδεμα:

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 21 \text{ GPa}$
- Συντελεστής Poisson $\nu = 0.2$

Δομικός χάλυβας :

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$
- Συντελεστής Poisson $\nu = 0.2$

Επίσης, ορίστηκε η απόσβεση υλικού κατά Rayleigh. Για το σκοπό αυτό, βρέθηκαν οι δύο κυριότερες ιδιομορφές της κατασκευής κατά X και Y, και κατόπιν υπολογίστηκαν οι συντελεστές α_R και β_R του Rayleigh damping, για λόγο απόσβεσης $\xi = 5\%$, σύμφωνα με τους παρακάτω τύπους:

$$\alpha_R = 2 \xi \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{και} \quad \beta_R = 2 \xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2}$$

Οι συντελεστές για την υφιστάμενη κατασκευή προέκυψαν ίσοι με $\alpha_R = 0.844155$ και $\beta_R = 0.002908$, ενώ για τη σεισμικά μονωμένη κατασκευή ελήφθησαν ίσοι με $\alpha_R = 0.950662$ και $\beta_R = 0.002627$.

5.3.2 Στατικά φορτία

Τα ίδια βάρη υπολογίστηκαν ανάλογα με το ειδικό βάρος κάθε υλικού, όπως δίνεται παραπάνω. Στη στέγη, το βάρος των κεραμιδιών λήφθηκε ίσο με 2.0 kN/m^2 . Σε όλα τα πατώματα θεωρήθηκε ωφέλιμο φορτίο $Q = 2.0 \text{ kN/m}^2$, στο σεισμικό όμως συνδυασμό αυτό ελήφθη υπόψη με συντελεστή $\psi_2 = 0.3$.

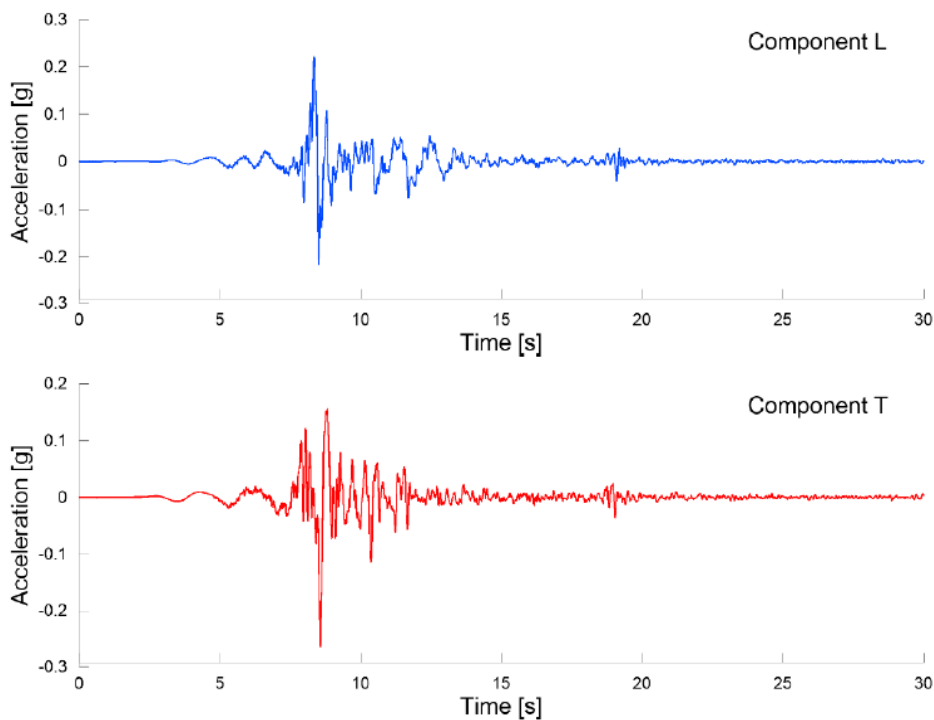
5.3.3 Σεισμικά φορτία

Σε ό,τι αφορά στη σεισμική διέγερση, έγιναν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας για ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα που αντιστοιχούν στο ελαστικό φάσμα τύπου Α του Ευρωκώδικα 8-1 (EN1998-1) για τα παρακάτω σεισμολογικά δεδομένα που αντιστοιχούν στην περιοχή του κτιρίου:

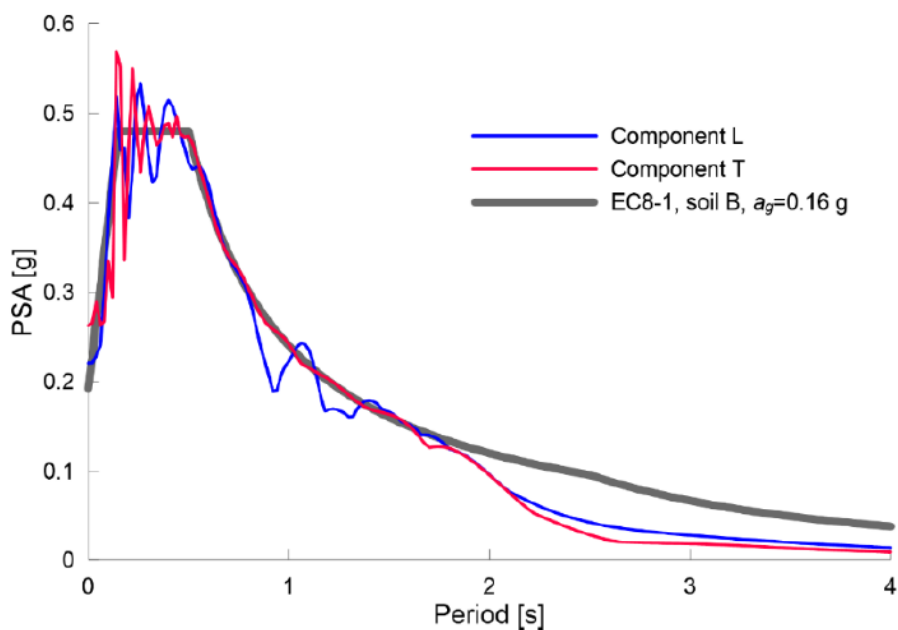
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1: Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_{gR} = 0.16 \text{ g}$
- Συντελεστής σπουδαιότητας Σ2: $\gamma I = 1.0$
- Έδαφος κατηγορίας Β: $S = 1.2$

Τα ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα κατασκευάστηκαν με το λογισμικό SeismoMatch της εταιρίας Seismosoft, προσαρμόζοντας την καταγραφή SYNTAGMA Α του σεισμού της Αθήνας του 1999 (καταγραφή στο ΜΕΤΡΟ του Συντάγματος). Οι χρονοϊστορίες της εδαφικής επιτάχυνσης στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις που προέκυψαν και χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις δίνονται στην Εικόνα 5.8, ενώ στην Εικόνα 5.9 δίνονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης μαζί με το φάσμα του EC8-1 για σύγκριση.

Στις δυναμικές αναλύσεις, εφαρμόστηκαν ταυτόχρονα και οι δύο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης.



Εικόνα 5.8: Χρονοϊστορίες των δύο οριζόντιων συνιστωσών του ημισυνθετικού σεισμού που λήφθηκε υπόψη στις αναλύσεις.



Εικόνα 5.9: Ελαστικά φάσματα απόκρισης των δύο οριζόντιων συνιστωσών του ημισυνθετικού σεισμού που λήφθηκε υπόψη στις αναλύσεις και σύγκριση με το φάσμα του EC8-1 για τα σεισμολογικά δεδομένα του έργου.

5.3.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q στην υφιστάμενη κατασκευή ελήφθη ίσος με 1.50, που αντιστοιχεί στην τιμή για νέα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του προσχεδίου του Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) (ΟΑΣΠ 2019), αλλά και σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (ΟΑΣΠ 2017), για κατηγορία σπουδαιότητας II, στην οποία ανήκει το συγκεκριμένο κτίριο, ο ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού είναι ο Γ1, για τον οποίο επιτρέπεται να ληφθεί $q^*/q' = 1.4$ (Πίνακας 4.1 ΚΑΔΕΤ) που οδηγεί σε συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2.1$. Υπέρ της ασφαλείας, στην παρούσα μελέτη λήφθηκε $q = 1.5$, για τους λόγους που αναπτύσσονται παρακάτω.

Ο στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού Γ1 αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» υπό σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη (περίοδος επανάληψης 475 έτη). Επομένως, στον στόχο Γ1 γίνονται αποδεκτές πολύ σημαντικές βλάβες για τον σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, νέες κατασκευές σχεδιάζονται για στόχο Β1, δηλαδή στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» για αυτή τη σεισμική δράση, που αντιστοιχεί σε περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες. Δεδομένης της σημαντικής αρχιτεκτονικής και ιστορικής αξίας του κτιρίου, δεν υιοθετήθηκε ο στόχος σχεδιασμού Γ1, αλλά η παρούσα μελέτη γίνεται για στόχο Β1, δηλαδή για την ίδια σεισμική ένταση με αυτήν που σχεδιάζονται και νέες κατασκευές της ίδιας σπουδαιότητας. Γι' αυτό ο λόγος q^*/q' λαμβάνεται ίσος με 1.0 (στόχος Β1), που οδηγεί σε συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.5$, παρότι, όπως προαναφέρθηκε, για στόχο Γ1 θα επιτρεπόταν να ληφθεί $q^*/q' = 1.4$ που θα οδηγούσε σε συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2.1$.

Για να ληφθεί υπόψη συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.5$, οι αναλύσεις στην υφιστάμενη κατασκευή έγιναν για τις χρονοϊστορίες που δίνονται στην Εικόνα 5.8 διαιρεμένες με συντελεστή 1.5.

Αντιθέτως, για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας στη σεισμικά μονωμένη κατασκευή ο συντελεστής συμπεριφοράς q ελήφθη ίσος με 1, καθώς σε αυτήν την περίπτωση η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά, διότι η κατανάλωση της σεισμικής

ενέργειας γίνεται εξ' ολοκλήρου στο επίπεδο των εφεδράνων, τα οποία συμπεριφέρονται μη γραμμικά.

5.4 Έλεγχος αστοχίας τοιχοποιιών

Για τον έλεγχο επάρκειας των τοιχοποιιών στο σεισμό της παρ. 5.3.3 εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb σε όρους κύριων τάσεων:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

όπου $c = f_{vk0} = 130 \text{ kPa}$ είναι η συνοχή και $\varphi = \tan^{-1} \mu = 26.6^\circ$ είναι η γωνία τριβής. Με βάση το παραπάνω κριτήριο, αστοχία συμβαίνει:

- Εάν $\sigma_3 < \sigma_{3,cr}$ (η σ_3 είναι αρνητική), όπου:

$$\sigma_{3,cr} = \sigma_1 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Ή εάν $\sigma_1 > \sigma_{1,cr}$, όπου:

$$\sigma_{1,cr} = \frac{\sigma_3}{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{2 c}{\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Και στις δύο περιπτώσεις, αστοχία συμβαίνει εάν $R < 0$, όπου:

$$R = \sigma_3 - \sigma_1 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Η παράμετρος αντοχής R υπολογίζεται σε κάθε θέση και σε κάθε χρονικό βήμα της επίλυσης και ελέγχεται εάν έχει θετική ή αρνητική τιμή. Στις περιοχές που ισχύει $R < 0$ αναμένεται να αναπτυχθούν ρηγματώσεις στην τοιχοποιία σε περίπτωση σεισμού, οι οποίες θα είναι περισσότερο έντονες και εκτεταμένες όσο μεγαλύτερη είναι η περιοχή υπέρβασης.

6 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας

6.1 Εισαγωγή

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί την πιο πλήρη και ρεαλιστική μεθοδολογία ανάλυσης των κατασκευών. Αφορά την απόκριση του φορέα σε δράσεις οριζόντιων φορτίων τα οποία είναι δυναμικού τύπου και προκαλούν την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής. Στην ανάλυση αυτή, η σεισμική δράση εισάγεται υπό μορφή χρονοϊστοριών επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές, είτε από σύνθετα επιταχυνσιογραφήματα, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα.

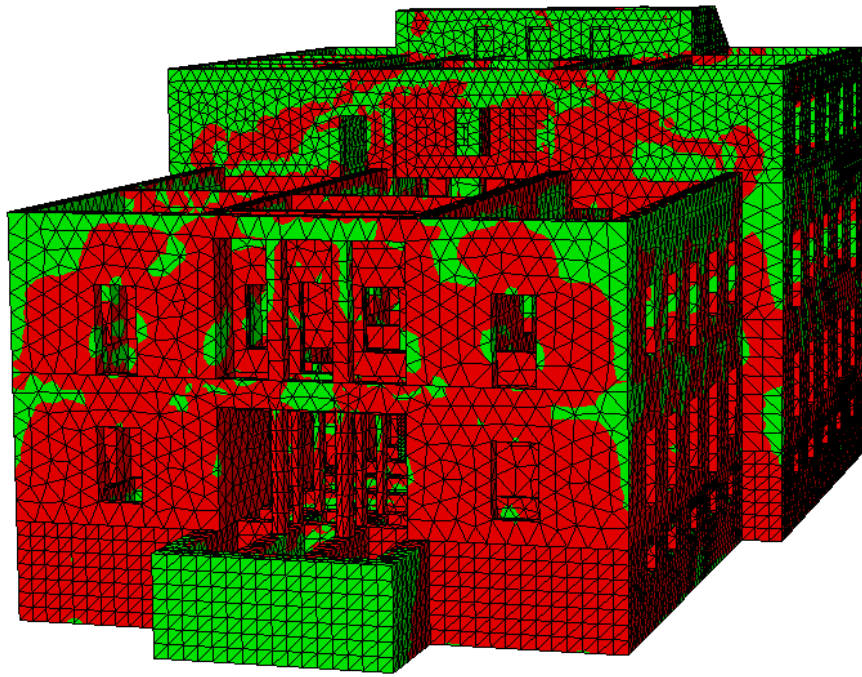
Ενώ η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω της αυξημένης υπολογιστικής πολυπλοκότητας, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και του αυξημένου χρόνου ανάλυσης, κυρίως σε χωρικές αναλύσεις πολυώροφων κτιρίων. Η συγκεκριμένη μέθοδος ανάλυσης χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς, ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης.

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας σε σεισμικά μονωμένα κτίρια, μπορεί να εκτελείται πάντοτε, για κάθε τύπο φορέα και συστήματος μόνωσης. Ωστόσο είναι υποχρεωτική μόνο στην περίπτωση που η μηχανική συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθεί ως ισοδύναμη γραμμική. Για το σύστημα μόνωσης, το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι μη – γραμμικό, και αντιπροσωπεύει τον πραγματικό καταστατικό νόμο του συστήματος μόνωσης, στο πραγματικό πεδίο παραμορφώσεων και ταχυτήτων που σχετίζονται με την κατάσταση σεισμικού σχεδιασμού, ενώ για την υπόλοιπη κατασκευή χρησιμοποιείται ένα γραμμικό προσομοίωμα, καθώς η συμπεριφορά της θεωρείται ελαστική.

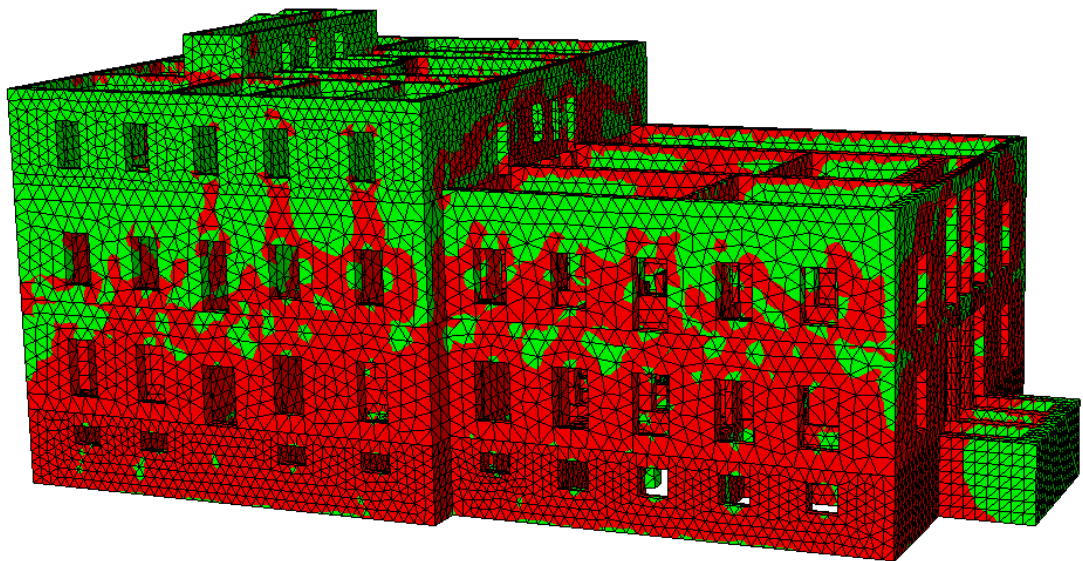
6.2 Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής

Για την αποτίμηση της ικανότητας ή μη της υφιστάμενης κατασκευής να επιβιώσει μιας ισχυρής σεισμικής δόνησης χωρίς σημαντικές βλάβες, έγινε δυναμική ανάλυση με την ημισυνθετική σεισμική διέγερση που αναφέρεται στην παρ. 5.3.3.

Οι περιοχές υπέρβασης της αντοχής των τοιχοποιιών παρουσιάζονται στην Εικόνα 6.1, όπου με κόκκινο χρώμα δείχνονται οι περιοχές που η παράμετρος αντοχής R γίνεται αρνητική. Σε αυτές τις περιοχές αναμένεται η εμφάνιση ρωγμών. Δεδομένου ότι οι περιοχές με κόκκινο χρώμα είναι πολύ εκτεταμένες δηλώνει ότι, εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, η υφιστάμενη κατασκευή θα υποστεί πολύ εκτεταμένες και σημαντικές βλάβες και, επομένως, χρήζει ενίσχυσης. Υπενθυμίζεται ότι αυτά τα διαγράμματα έχουν προκύψει θεωρώντας διατμητική αντοχή των τοιχοποιιών $c = f_{vk0} = 130 \text{ kPa}$.

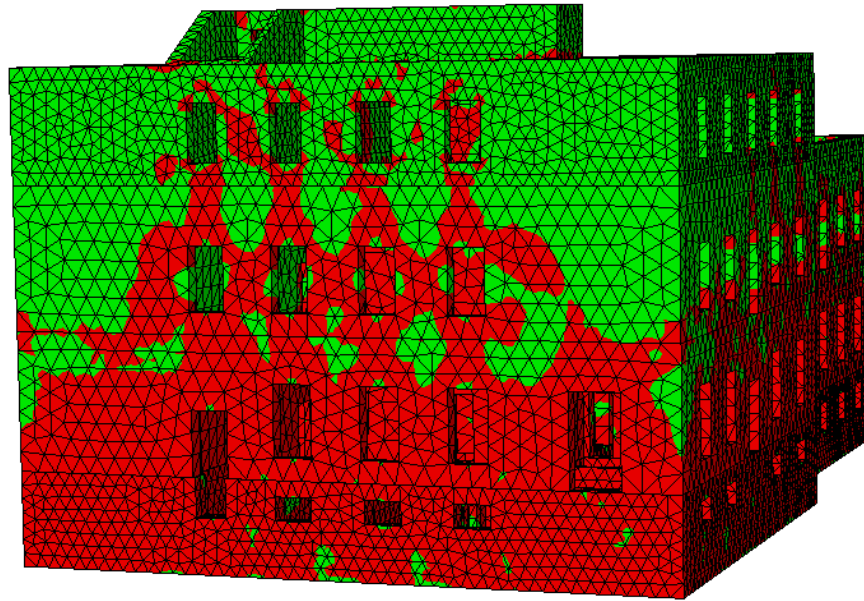


Νότια όψη

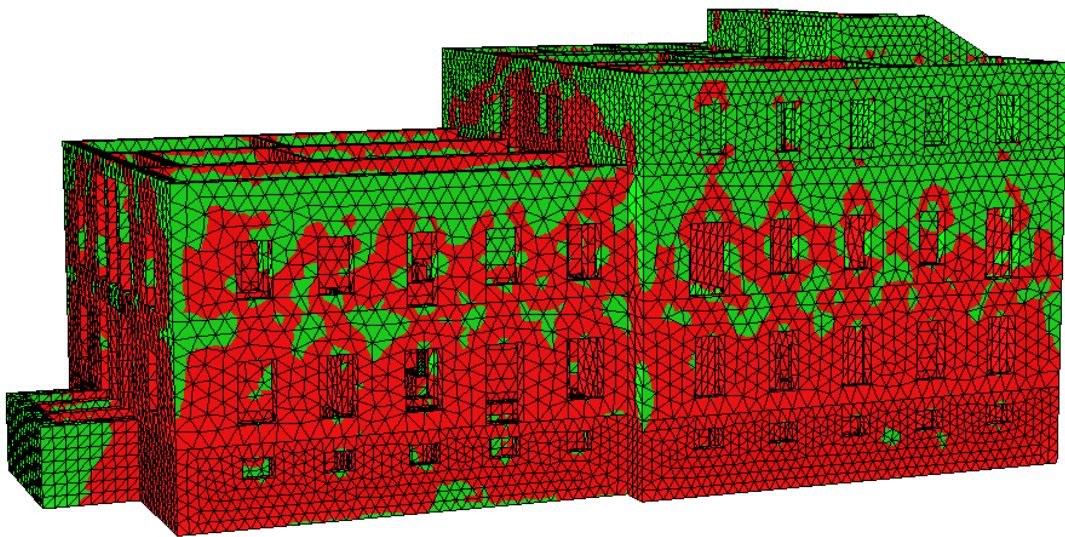


Δυτική όψη

Εικόνα 6.1: Περιοχές αστοχίας ($R < 0$ – κόκκινο χρώμα) της υφιστάμενης κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού (συνεχίζεται).

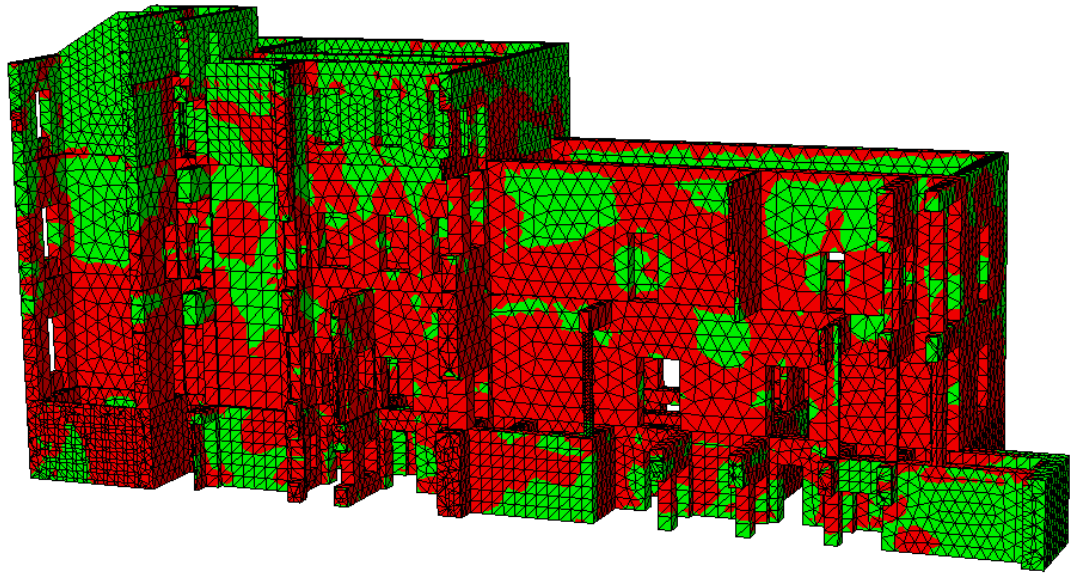


Βόρεια όψη

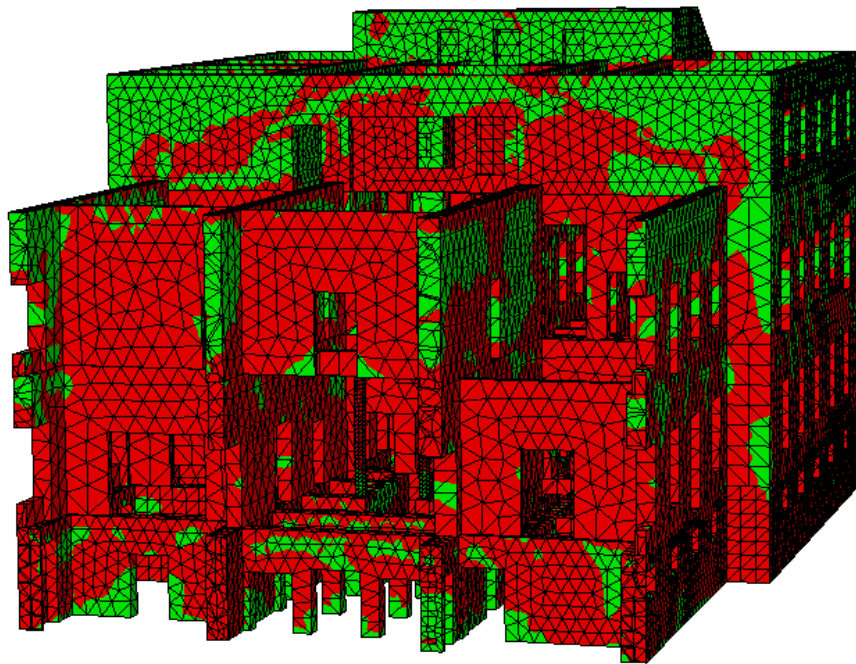


Ανατολική όψη

Εικόνα 6.1: (συνέχεια).

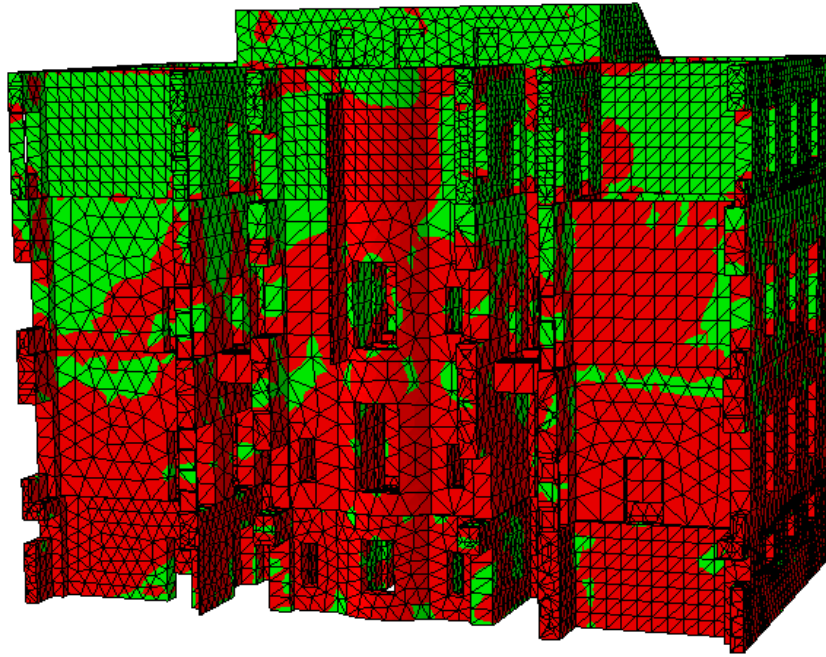


Τομή 1

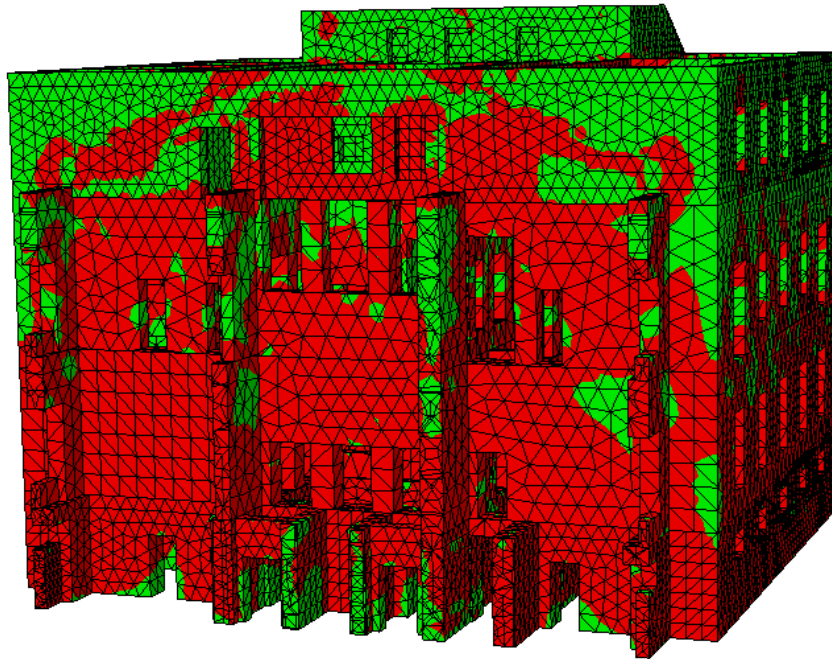


Τομή 2

Εικόνα 6.1: (συνέχεια).



Τομή 4

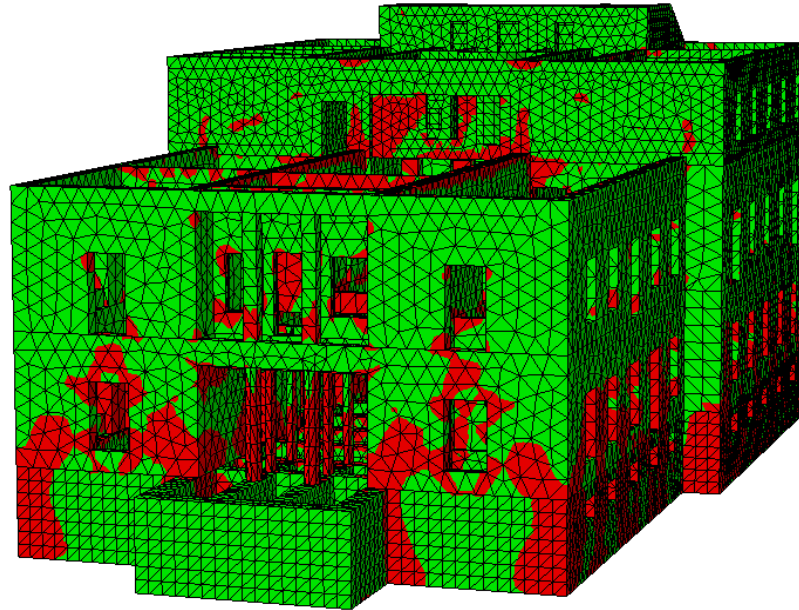


Τομή 8

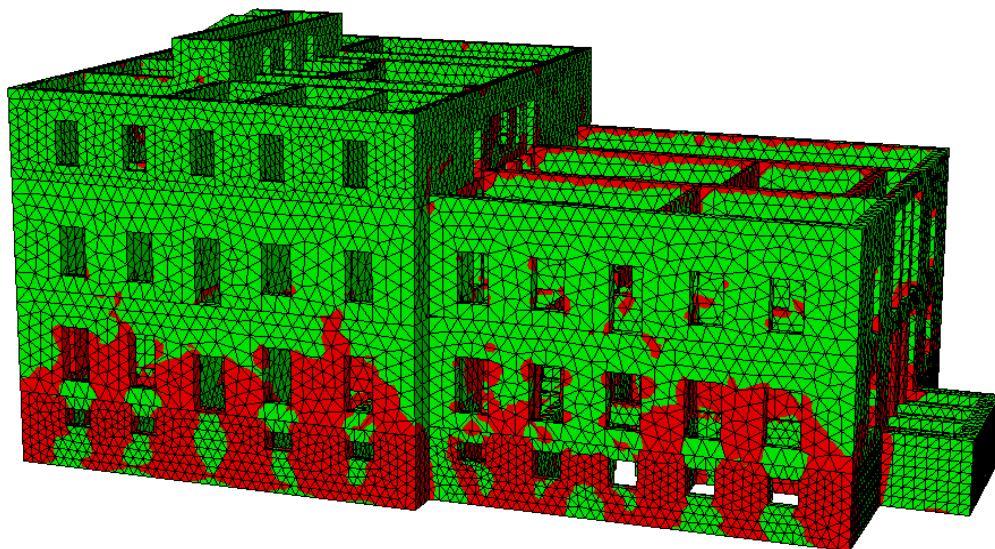
Εικόνα 6.1: (συνέχεια).

6.3 Αποτίμηση σεισμικά μονωμένης κατασκευής

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη σεισμική ανάλυση του κτιρίου με τα ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα της παρ. 5.3.3 μετά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης, είναι ενθαρρυντικά και δείχνουν δραστική μείωση των τάσεων που αναπτύσσονται στις τοιχοποιίες. Στην Εικόνα 6.2 φαίνονται οι περιοχές υπέρβασης της αντοχής (κόκκινο χρώμα) για διατμητική αντοχή $f_{vk0} = 130$ kPa. Υπενθυμίζεται ότι τα διαγράμματα αυτά έχουν προκύψει για $q = 1$, δηλαδή για ελαστική συμπεριφορά της ανωδομής.

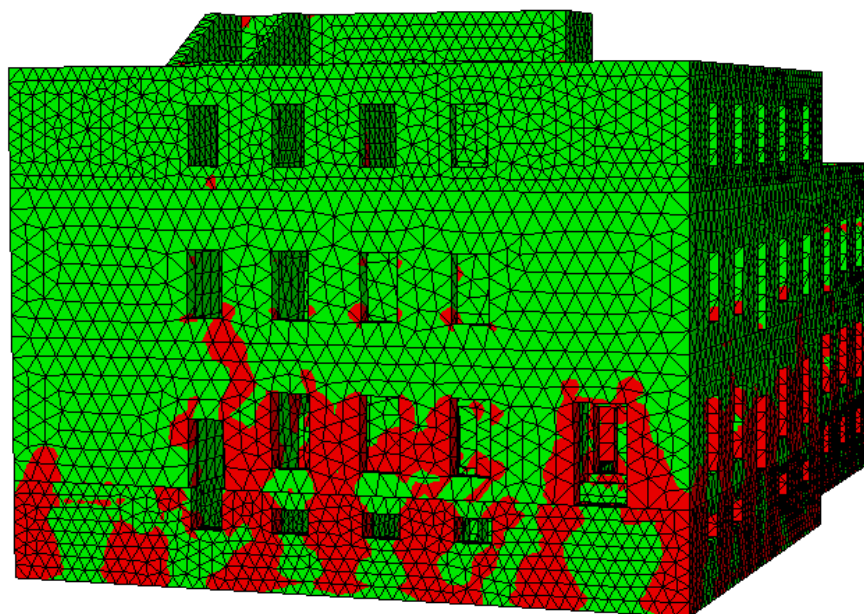


Νότια όψη

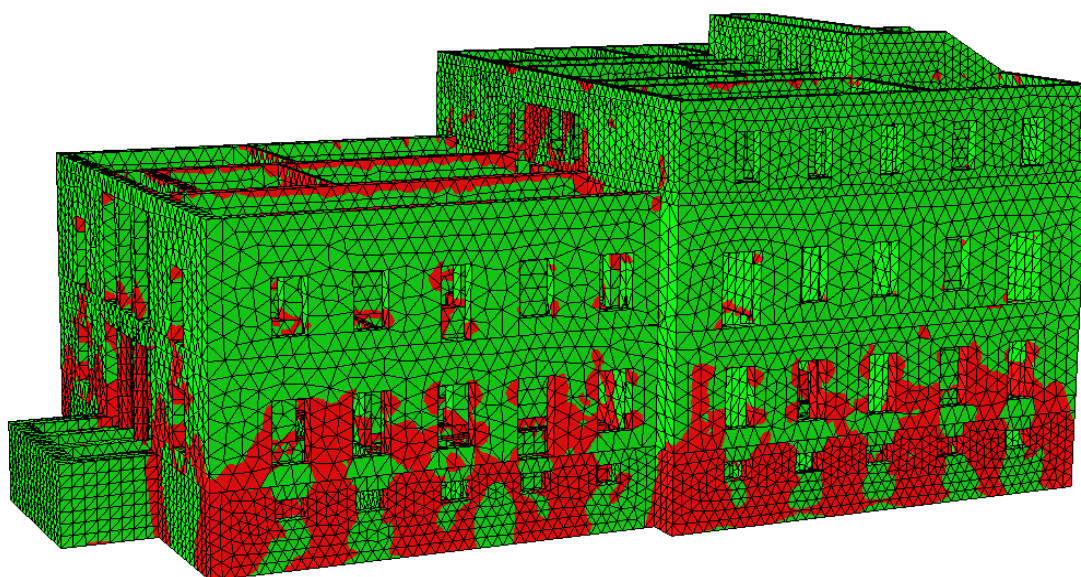


Δυτική όψη

Εικόνα 6.2: Περιοχές αστοχίας ($R < 0$ – κόκκινο χρώμα) της υφιστάμενης κατασκευής με σεισμική μόνωση κατά τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού (συνεχίζεται).

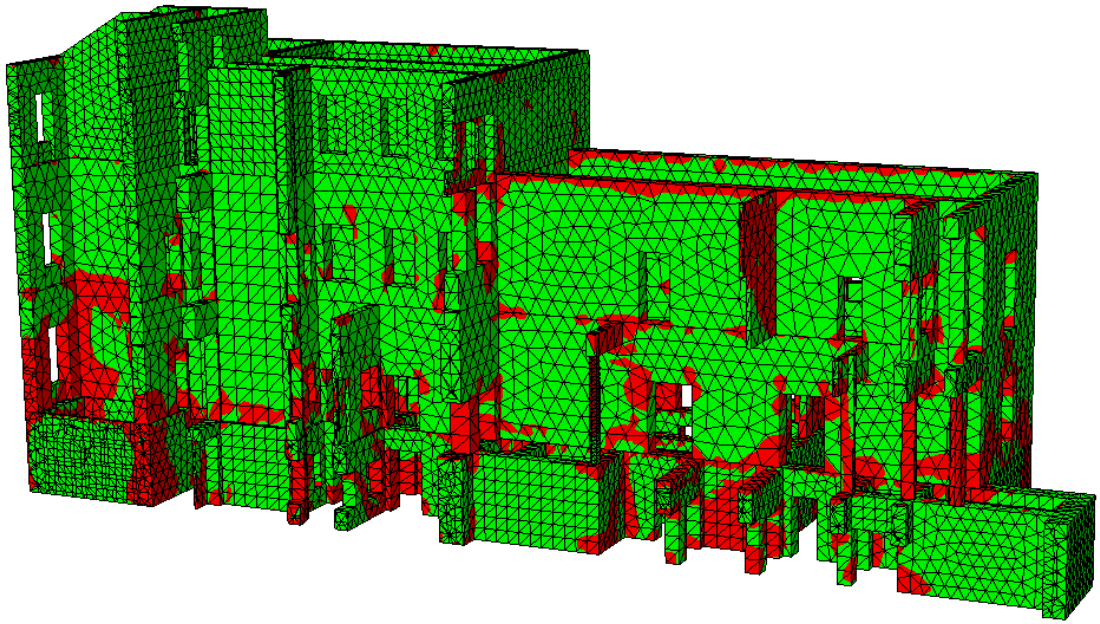


Βόρεια όψη

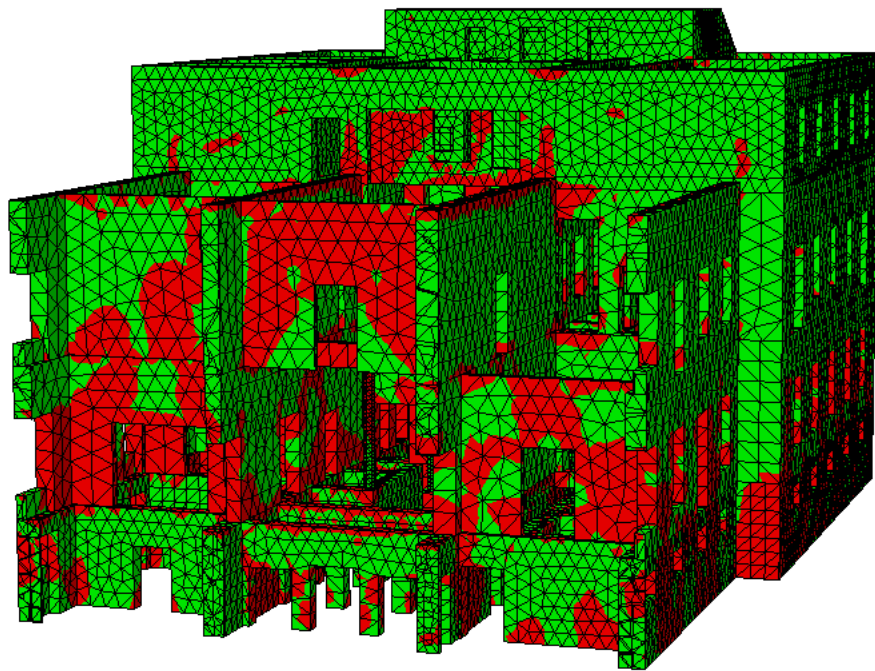


Ανατολική όψη

Εικόνα 6.2: (συνέχεια).

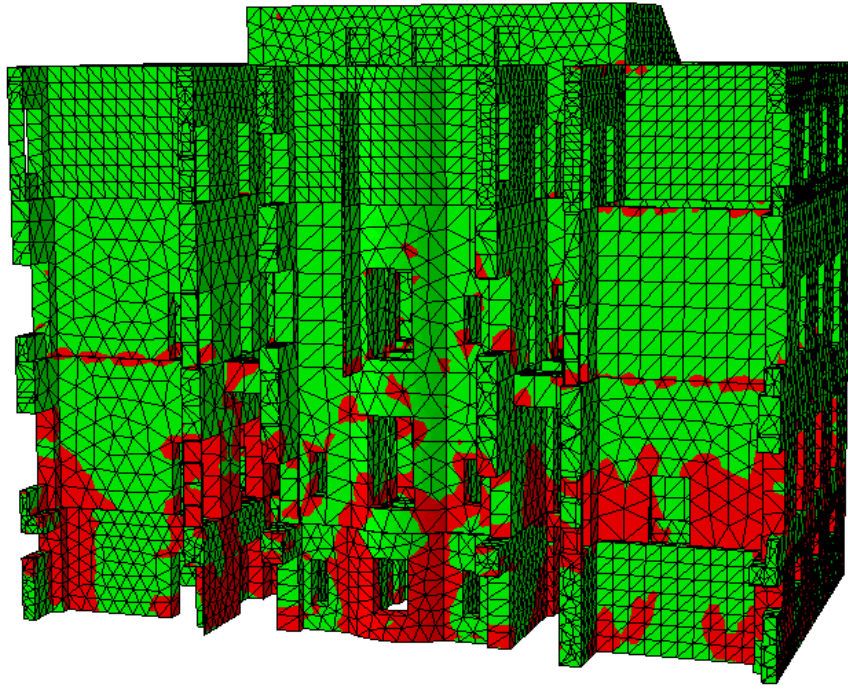


Τομή 1

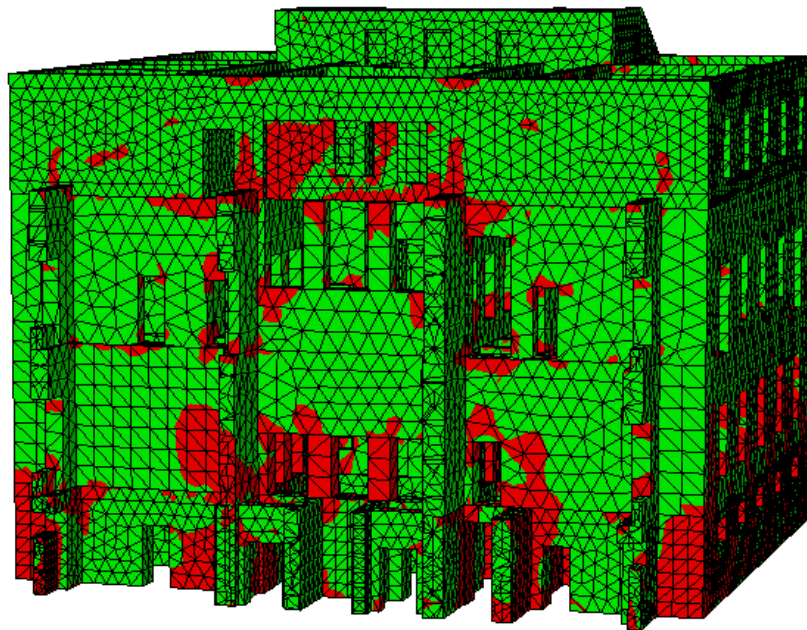


Τομή 2

Εικόνα 6.2: (συνέχεια).



Τομή 4



Τομή 8

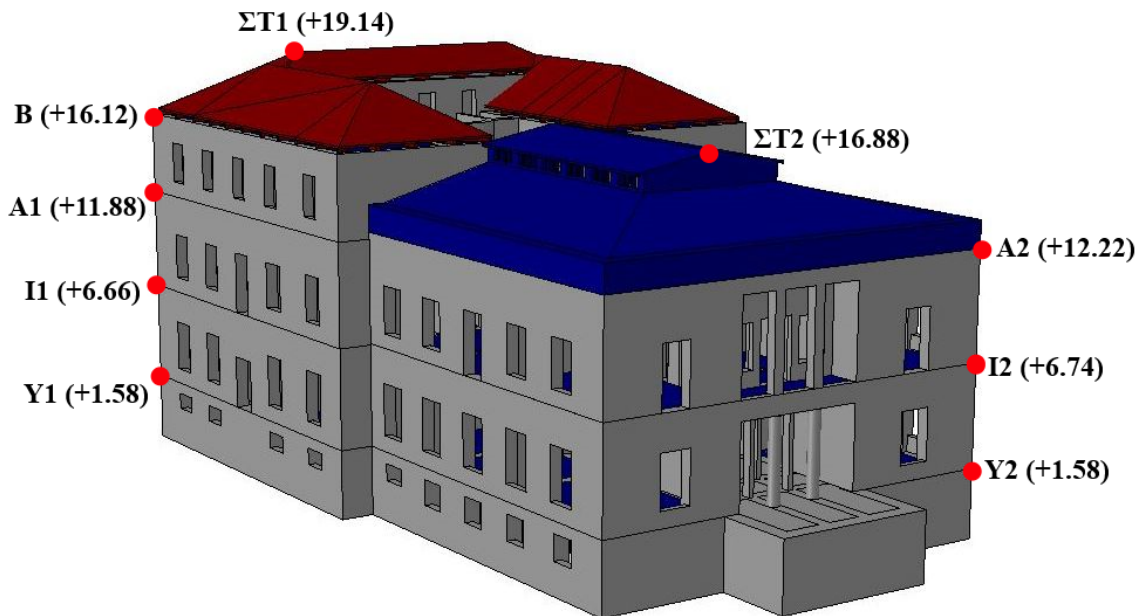
Εικόνα 6.2: (συνέχεια).

6.4 Συγκριτικά διαγράμματα

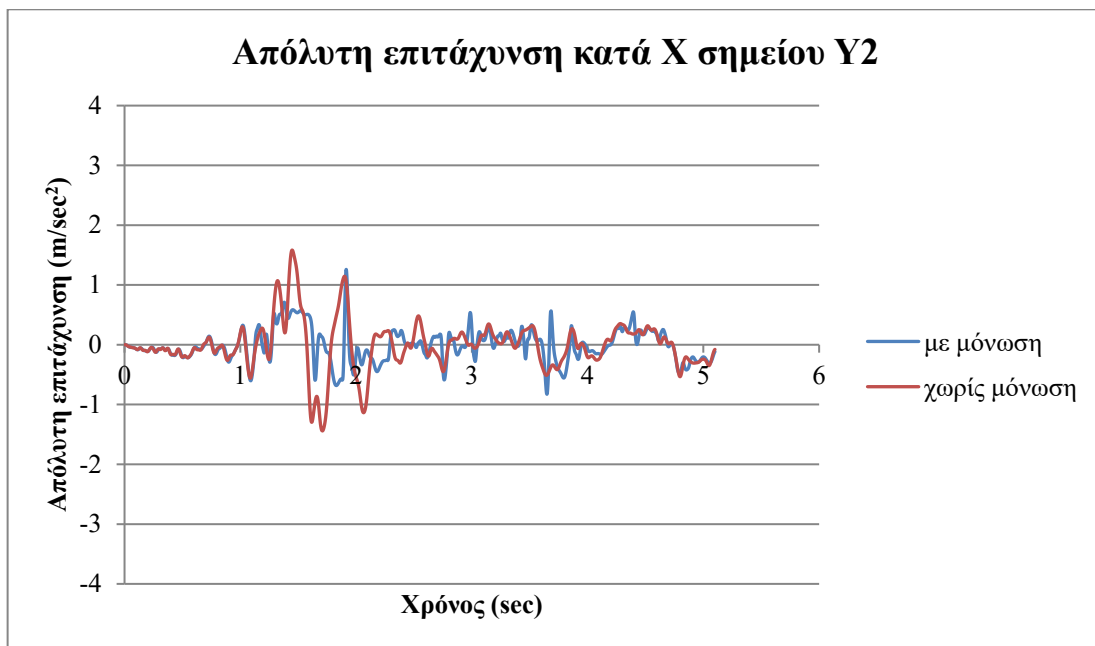
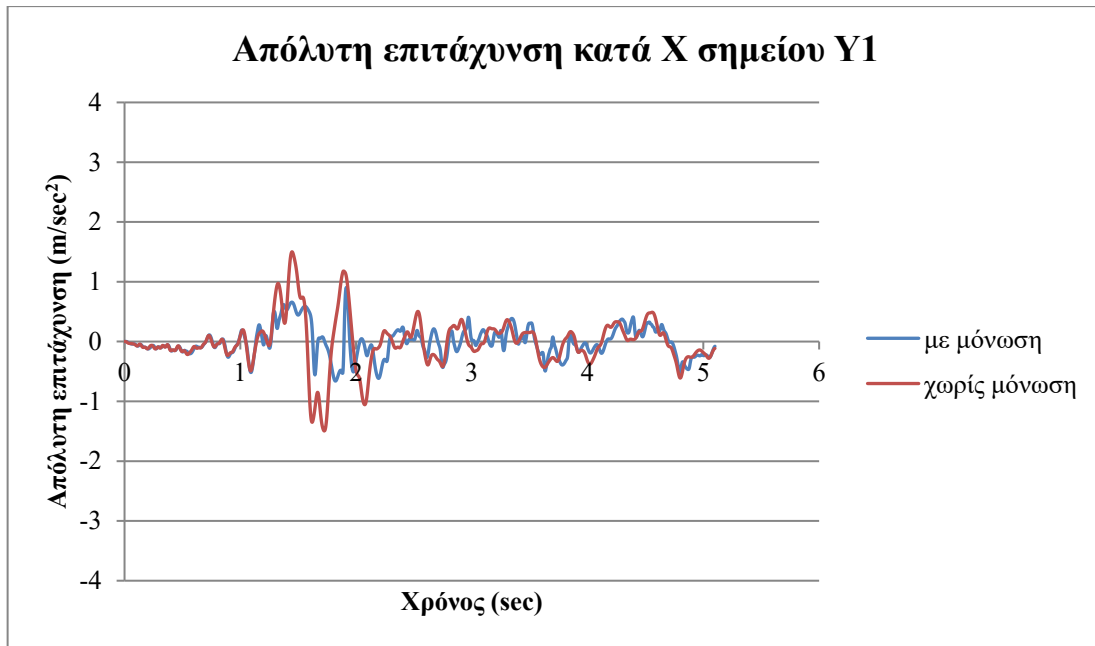
6.4.1 Απόλυτες επιταχύνσεις ορόφων

Στα διαγράμματα χρονοϊστοριών που παρουσιάζονται παρακάτω (Εικόνα 6.4 έως Εικόνα 6.13) φαίνονται οι απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων του κτιρίου κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y, για την υφιστάμενη και τη σεισμικά μονωμένη κατασκευή. Για την καταγραφή των απόλυτων επιταχύνσεων επιλεχθήκαν δύο χαρακτηριστικά σημεία σε κάθε όροφο, ένα στο κτίριο Τσίλλερ και ένα στο κτίριο Μεταξά. Τα εν λόγω σημεία φαίνονται στην Εικόνα 6.3. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι μέγιστες – κατ' απόλυτη τιμή – απόλυτες επιταχύνσεις σε κάθε ένα από τα εξεταζόμενα σημεία του κτιρίου (Πίνακας 6.1).

Παρατηρούμε ότι η απόκριση για την περίπτωση έδρασης του κτιρίου επί των εφεδράνων ολίσθησης, είναι εμφανώς μικρότερη του υφιστάμενου, σε όλες τις στάθμες του κτιρίου.



Εικόνα 6.3: Σημεία του κτιρίου στα οποία καταγράφηκαν οι απόλυτες επιταχύνσεις από τη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 6.4: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά X, σημείων Y1 και Y2 της οροφής του υπογείου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.5: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά X, σημείων I1 και I2 της οροφής του ισογείου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



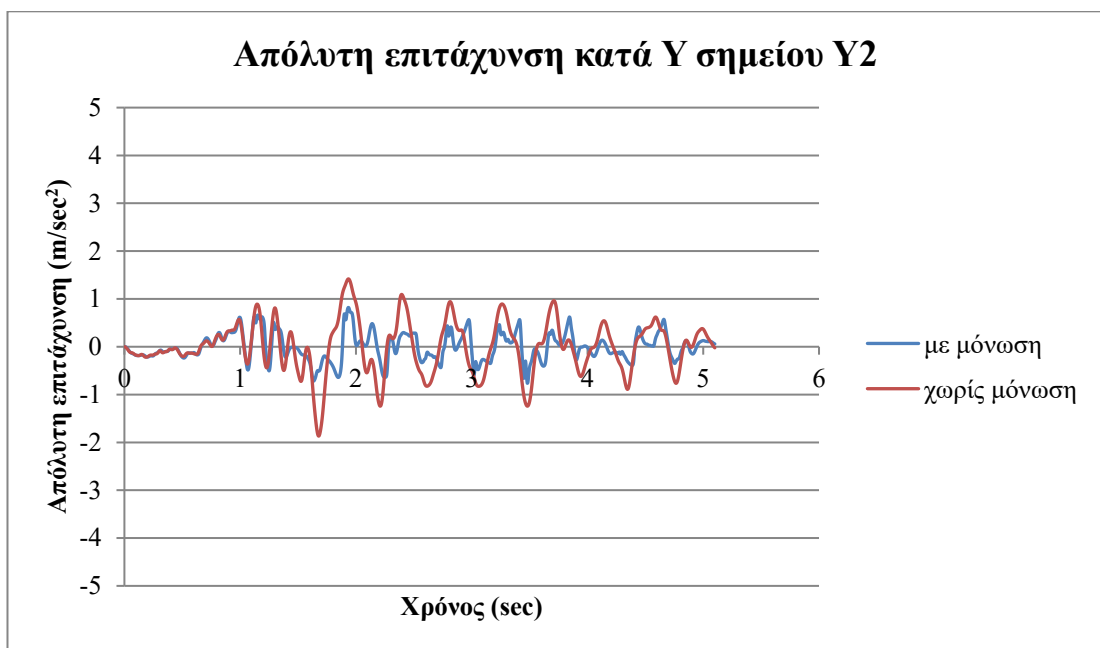
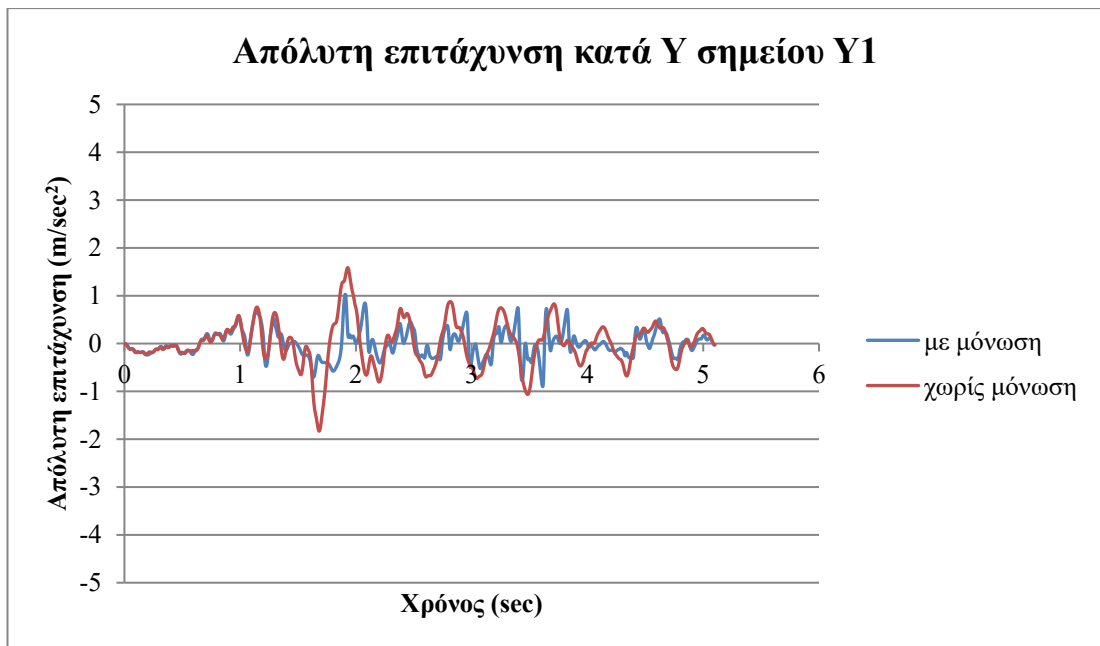
Εικόνα 6.6: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά X, σημείων A1 και A2 της οροφής του 1^{ου} ορόφου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



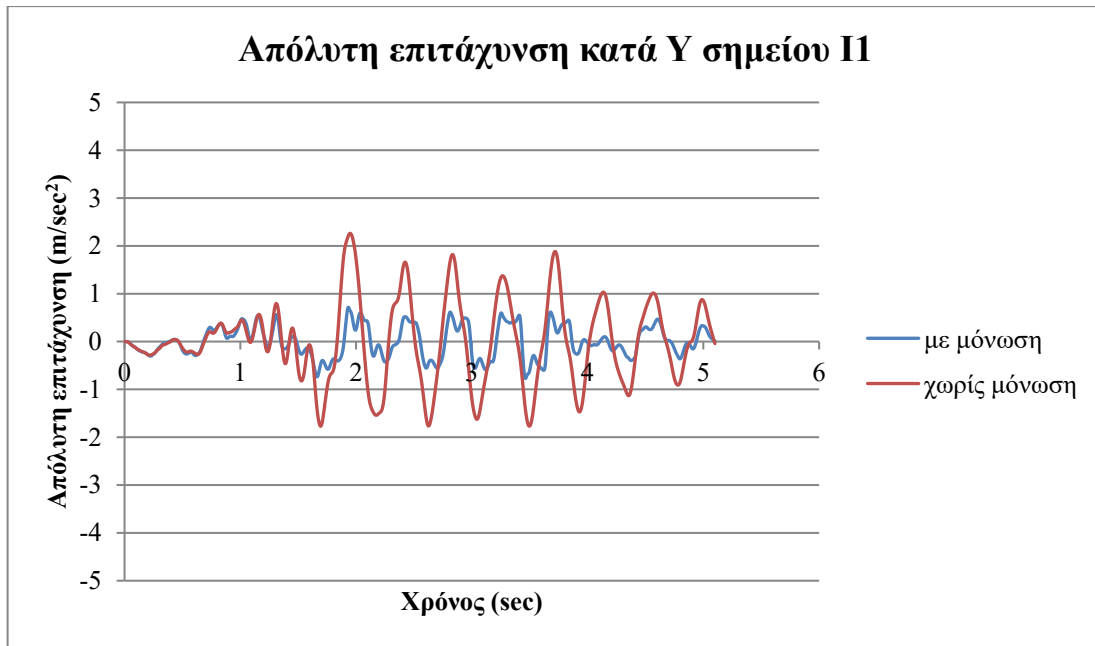
Εικόνα 6.7: Απόλυτη επιτάχυνση κατά X, σημείου B της οροφής του 2^{ου} ορόφου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.8: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά X, σημείων ΣΤ1 και ΣΤ2 της στέγης του κτιρίου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.9: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά Y, σημείων Y1 και Y2 της οροφής του υπογείου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.10: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά Y, σημείων I1 και I2 της οροφής του ισογείου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.11: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά Y, σημείων A1 και A2 της οροφής του 1^{ου} ορόφου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.12: Απόλυτη επιτάχυνση κατά Υ, σημείου Β της οροφής του 2^{ου} ορόφου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.13: Απόλυτες επιταχύνσεις κατά Y, σημείων ΣΤ1 και ΣΤ2 της στέγης του κτιρίου, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.

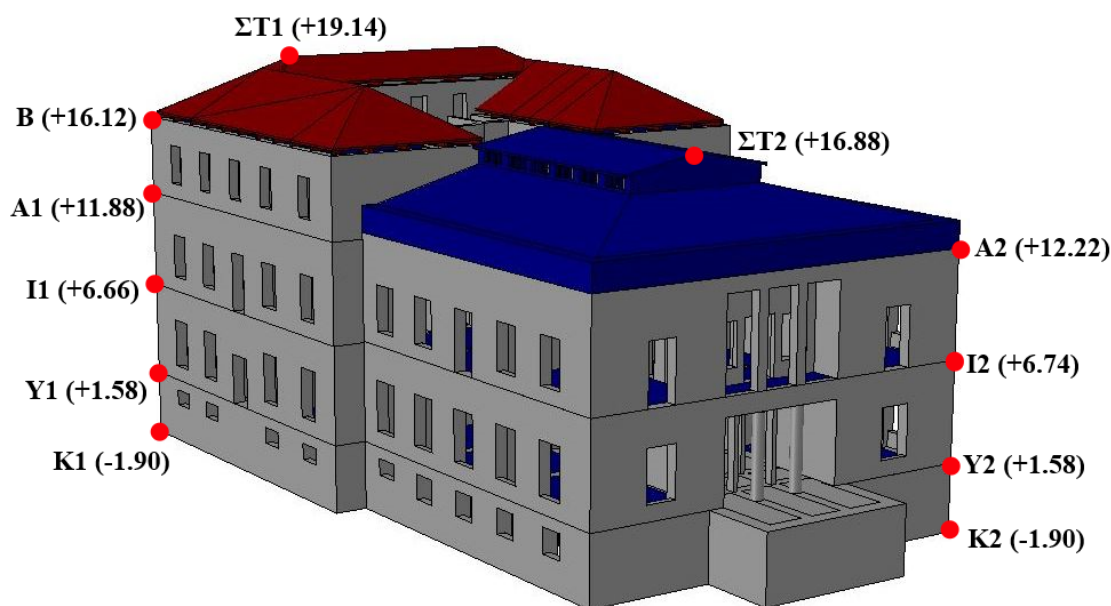
Πίνακας 6.1: Μέγιστες (κατ' απόλυτη τιμή) απόλυτες επιταχύνσεις κατά X και Y, όλων των εξεταζόμενων σημείων, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.

Εξεταζόμενα σημεία κτιρίου	Επιταχύνσεις κατά X (m/s ²)		Επιταχύνσεις κατά Y (m/s ²)	
	Υφιστάμενη κατασκευή	Μονωμένη κατασκευή	Υφιστάμενη κατασκευή	Μονωμένη κατασκευή
Y1	1,50	0,90	1,83	1,02
Y2	1,58	1,26	1,87	0,82
I1	2,38	0,66	2,26	0,77
I2	2,36	0,84	2,94	1,14
A1	2,86	0,97	2,83	0,94
A2	2,85	0,82	4,34	1,42
B	3,68	1,37	3,22	1,72
ΣΤ1	4,76	1,91	3,73	2,03
ΣΤ2	3,37	0,92	4,61	1,75

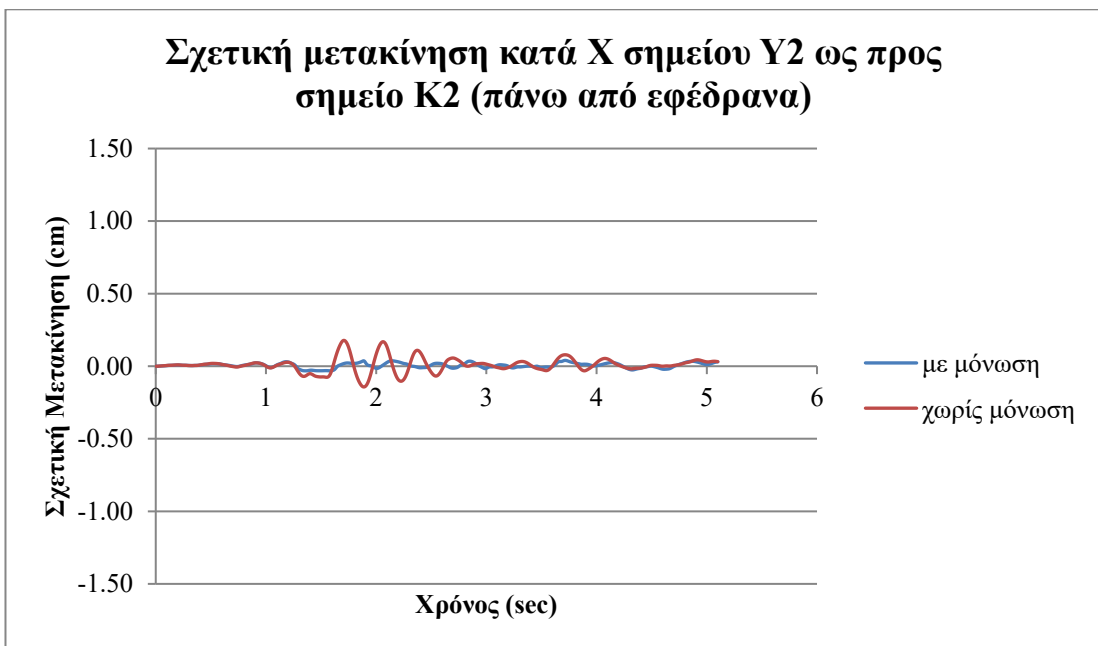
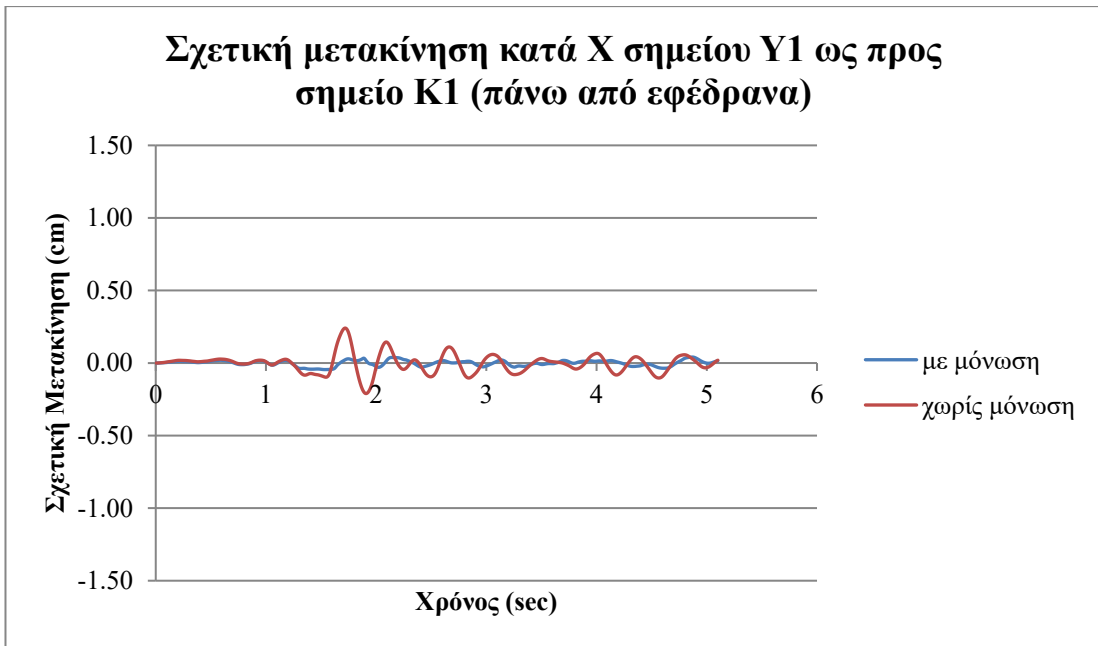
6.4.2 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Στα παρακάτω διαγράμματα (Εικόνα 6.15 έως Εικόνα 6.24) απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του κτιρίου ως προς τη στάθμη πάνω από τα εφέδρανα, κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y, για την υφιστάμενη και τη σεισμικά μονωμένη κατασκευή. Οι κόμβοι του κτιρίου στους οποίους καταγράφηκαν οι απόλυτες μετακινήσεις, οι οποίες στη συνέχεια αφαιρέθηκαν από τις απόλυτες μετακινήσεις της βάσης του κτιρίου (σημεία K1 και K2 πάνω από τα εφέδρανα) ώστε να προκύψει η σχετική μετακίνηση των ορόφων, δίνονται στην Εικόνα 6.14.

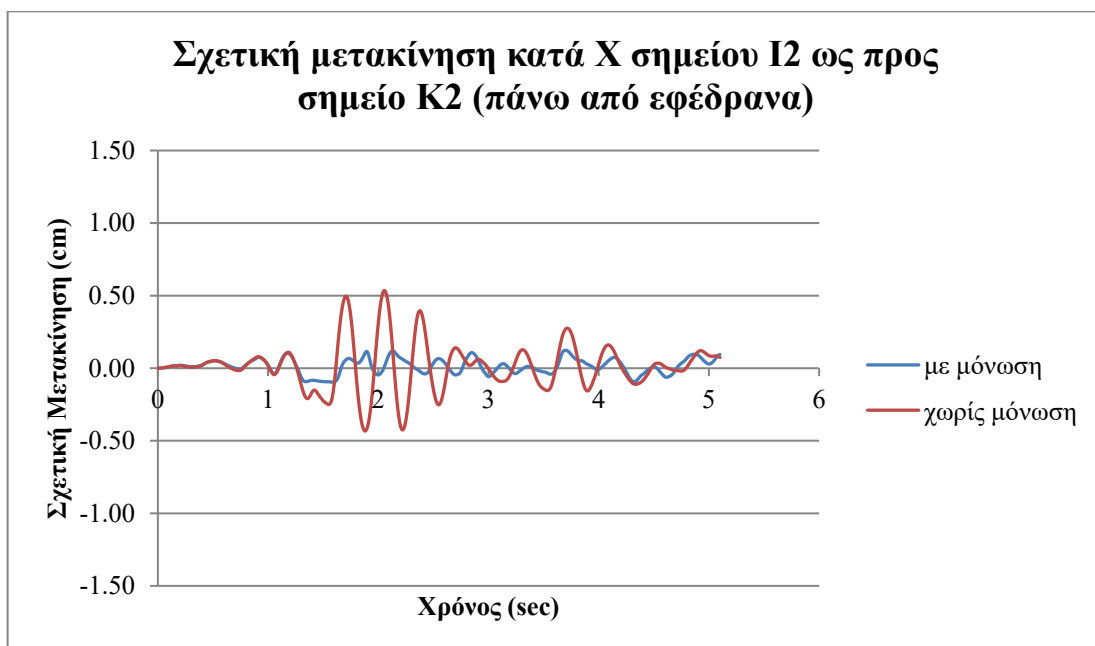
Παρατηρούμε ότι η απόκριση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου είναι κατά πολύ μικρότερη του υφιστάμενου, όπως φαίνεται και από τις μέγιστες – κατ' απόλυτη τιμή – σχετικές μετακινήσεις σε κάθε ένα από τα εξεταζόμενα σημεία του κτιρίου (Πίνακας 6.2).



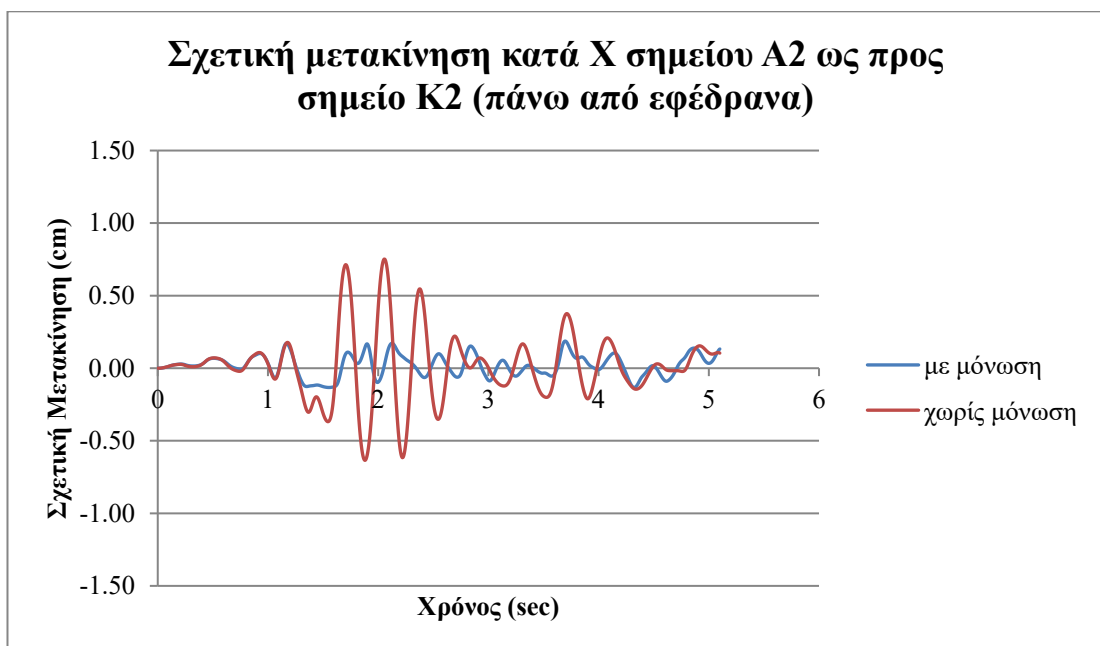
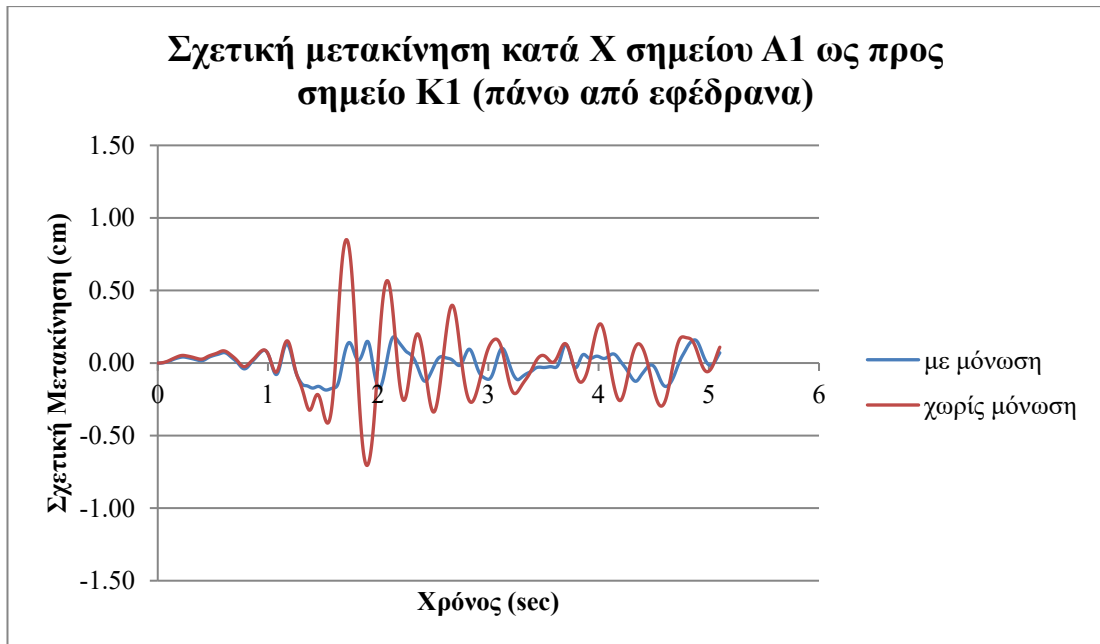
Εικόνα 6.14: Σημεία του κτιρίου στα οποία καταγράφηκαν οι απόλυτες μετακινήσεις από τη σεισμική διέγερση.



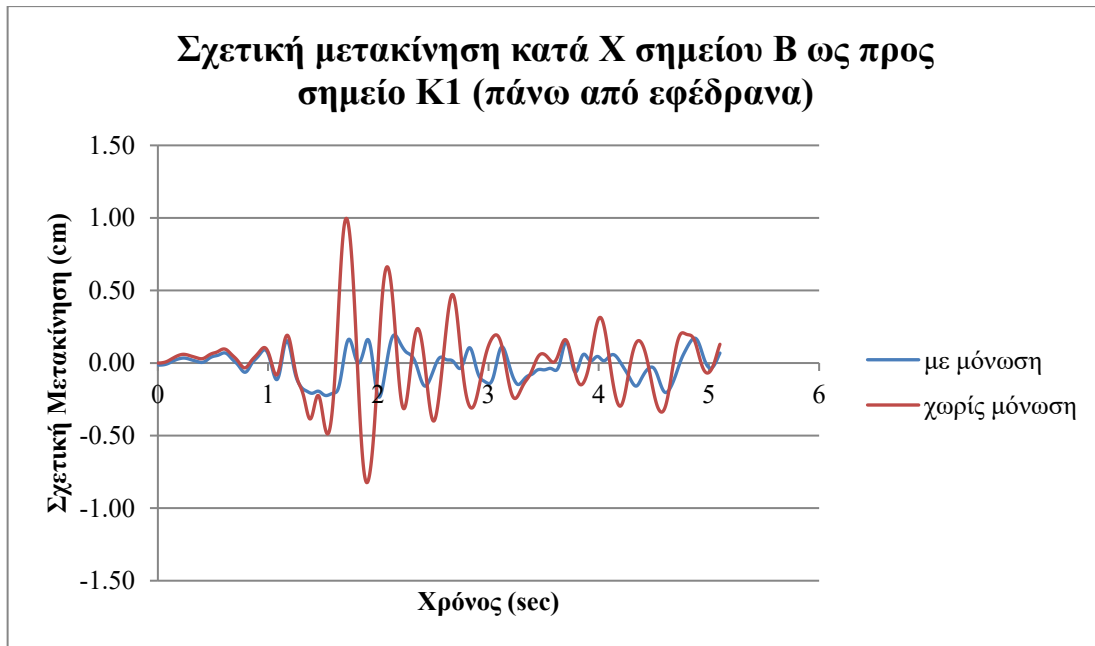
Εικόνα 6.15: Σχετικές μετακινήσεις κατά X, σημείων Y1 και Y2 της οροφής του υπογείου ως προς τα σημεία K1 και K2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



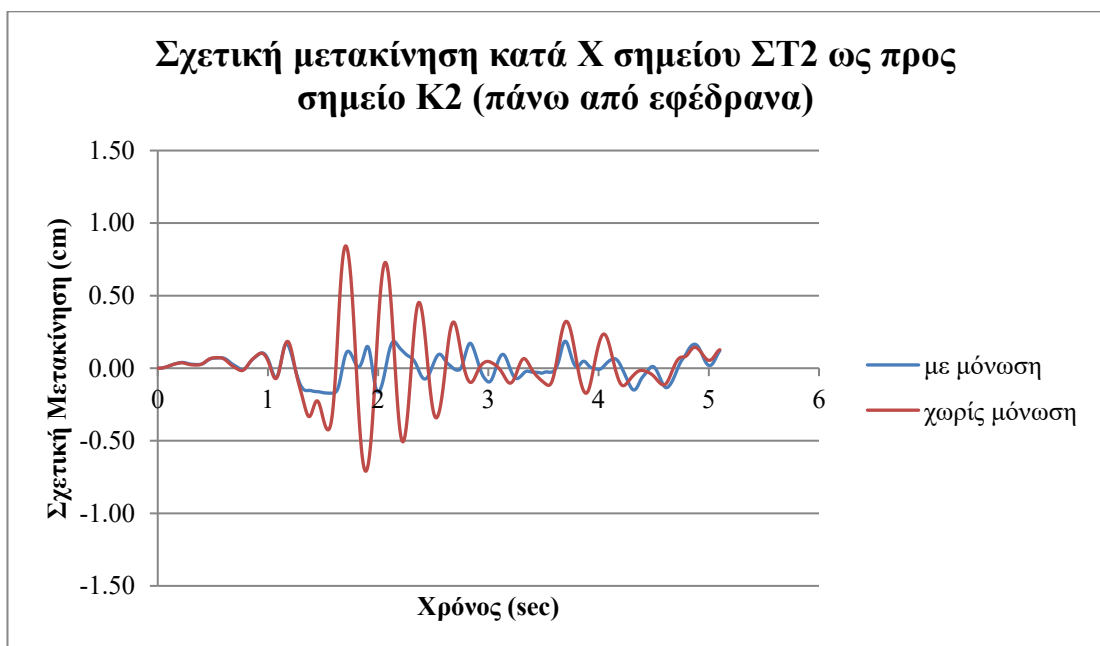
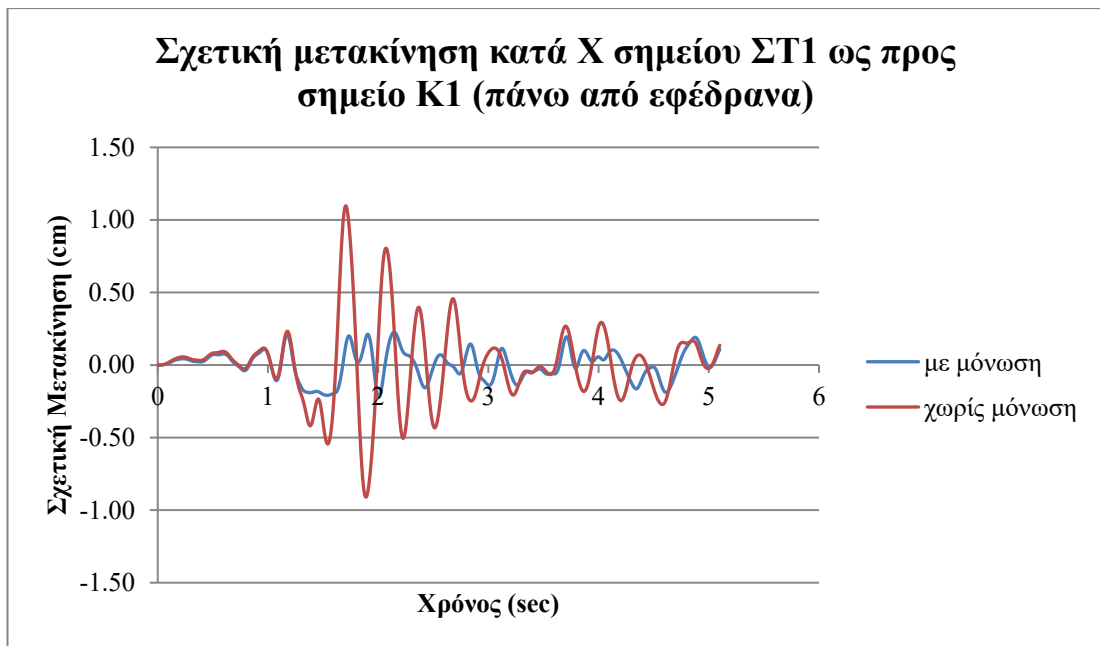
Εικόνα 6.16: Σχετικές μετακινήσεις κατά X, σημείων I1 και I2 της οροφής του ισογείου ως προς τα σημεία K1 και K2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



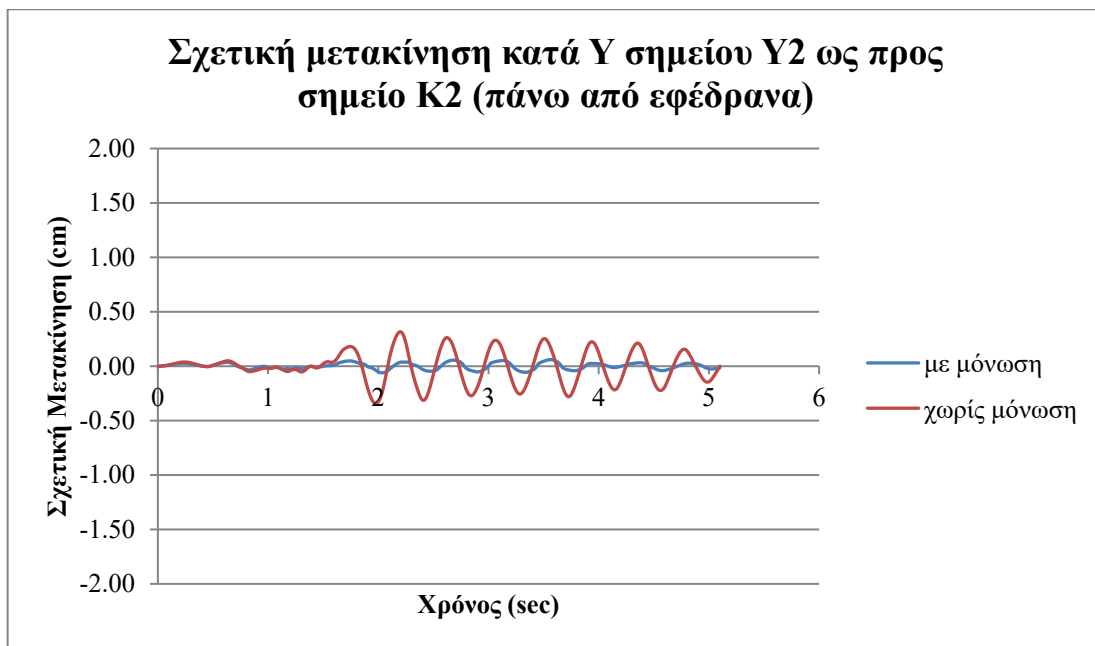
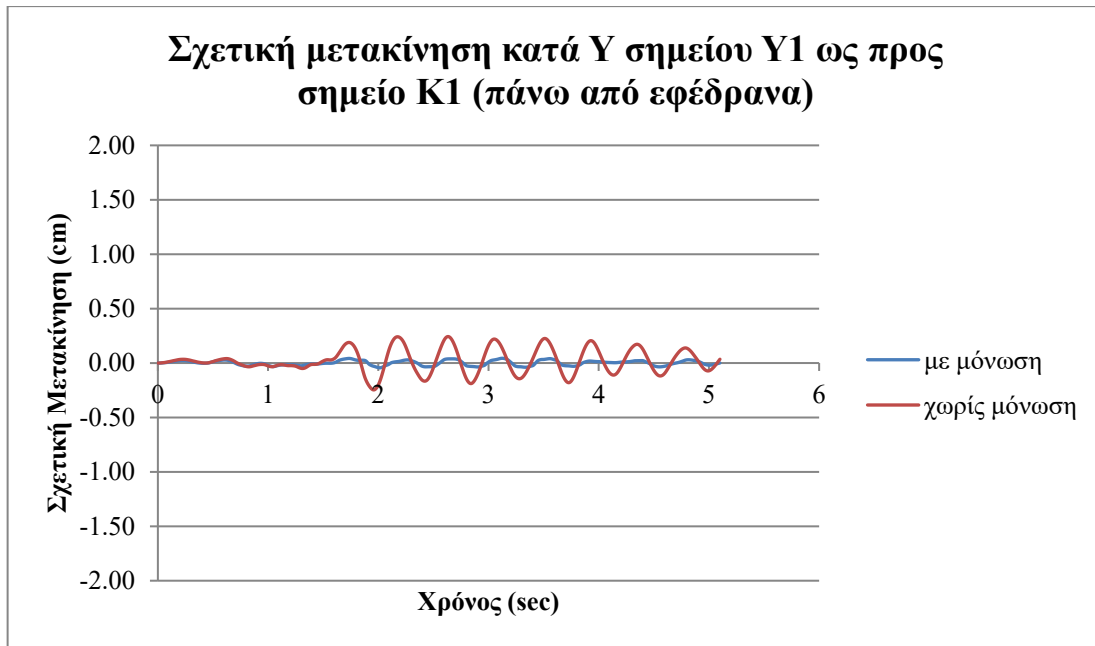
Εικόνα 6.17: Σχετικές μετακινήσεις κατά X, σημείων A1 και A2 της οροφής του 1^{ου} ορόφου ως προς τα σημεία K1 και K2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



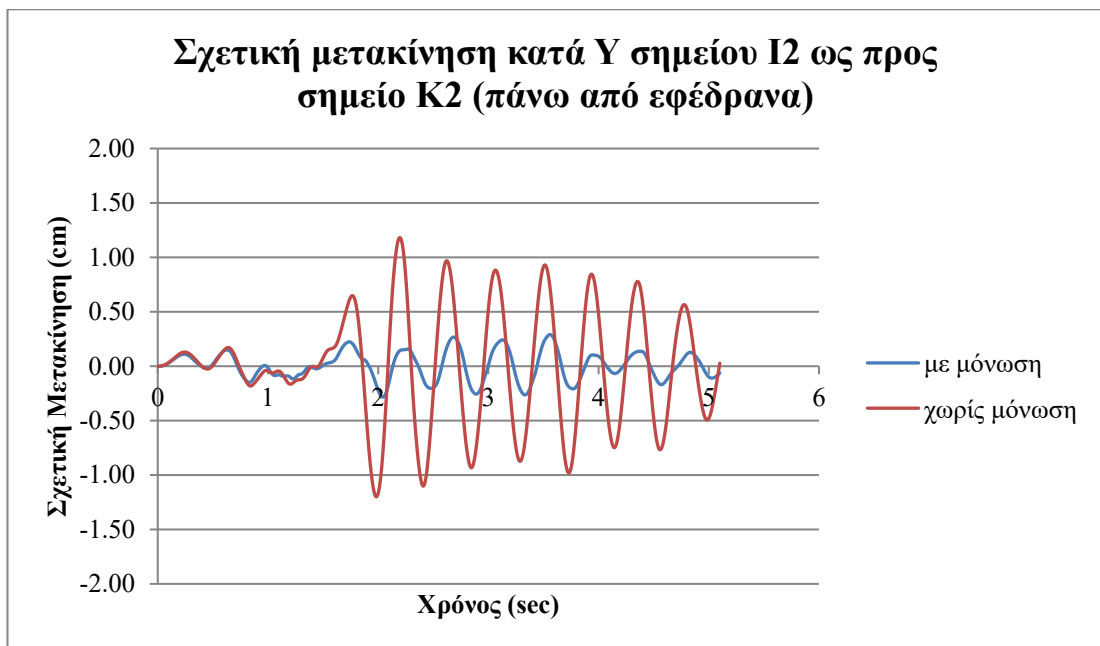
Εικόνα 6.18: Σχετική μετακίνηση κατά X, σημείου Β της οροφής του 2^{ου} ορόφου ως προς το σημείο Κ1 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



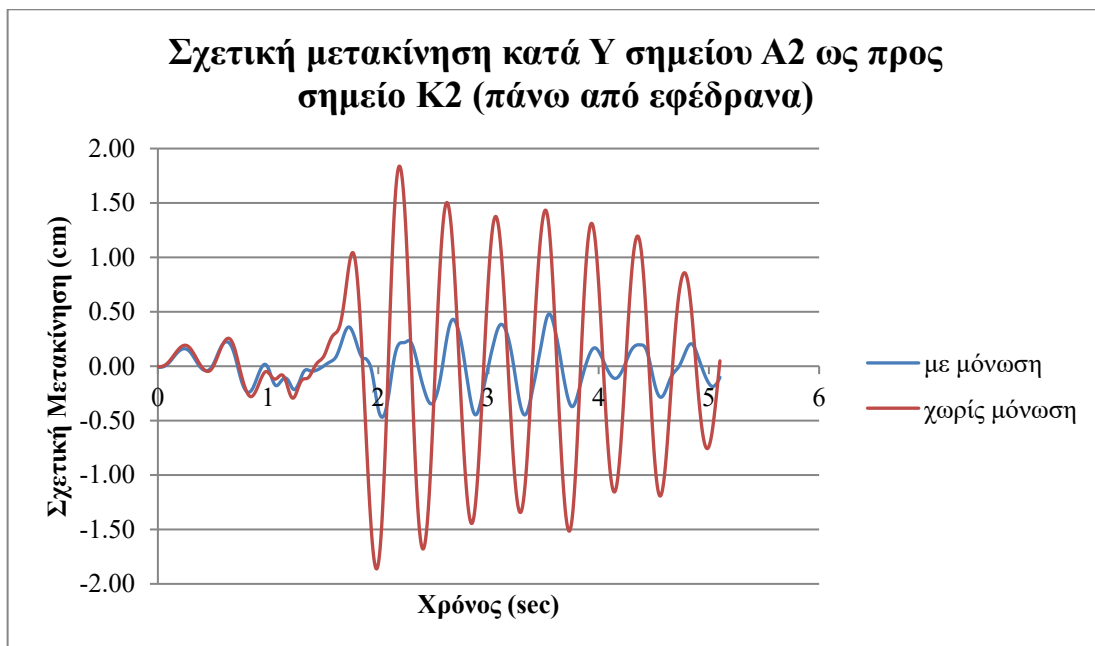
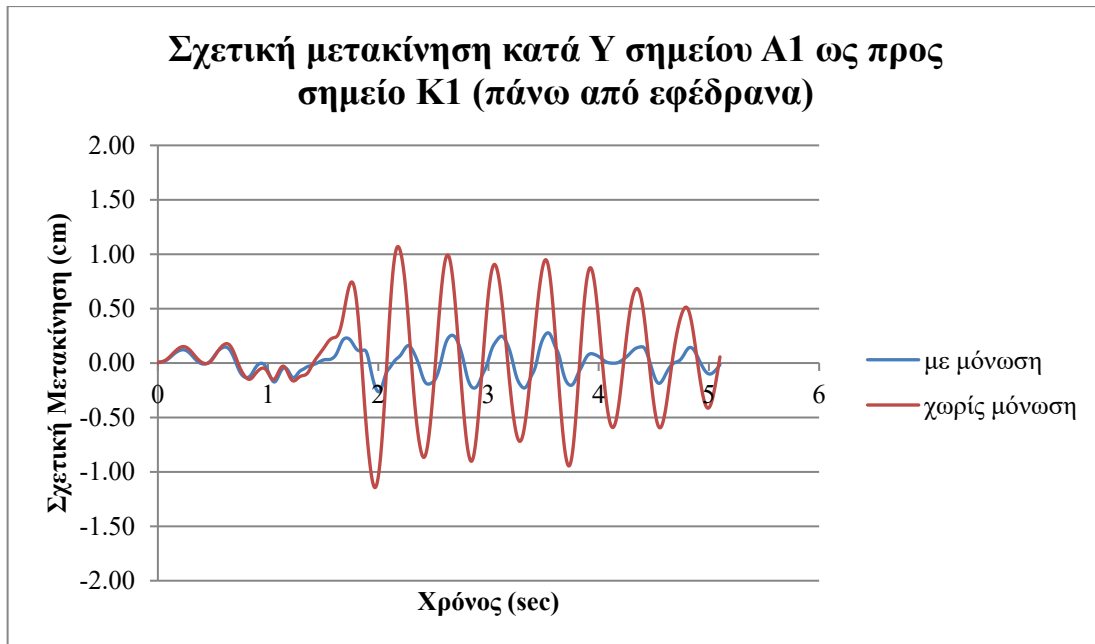
Εικόνα 6.19: Σχετικές μετακινήσεις κατά X, σημείων ΣΤ1 και ΣΤ2 της στέγης του κτιρίου ως προς τα σημεία Κ1 και Κ2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.20: Σχετικές μετακινήσεις κατά Υ, σημείων Υ1 και Υ2 της οροφής του υπογείου ως προς τα σημεία Κ1 και Κ2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



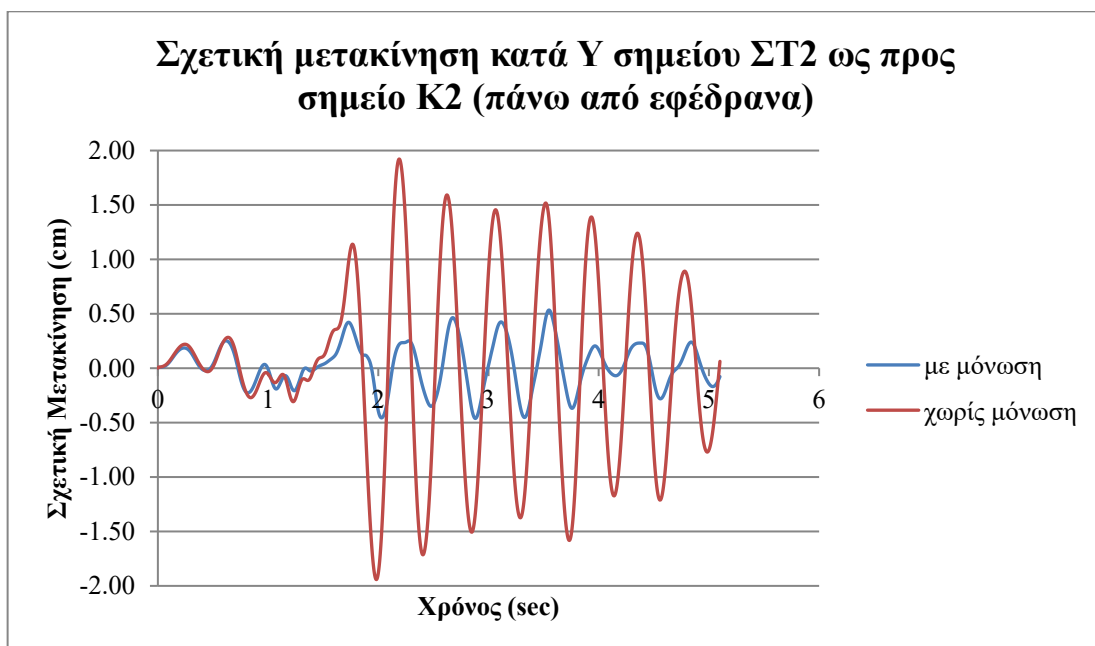
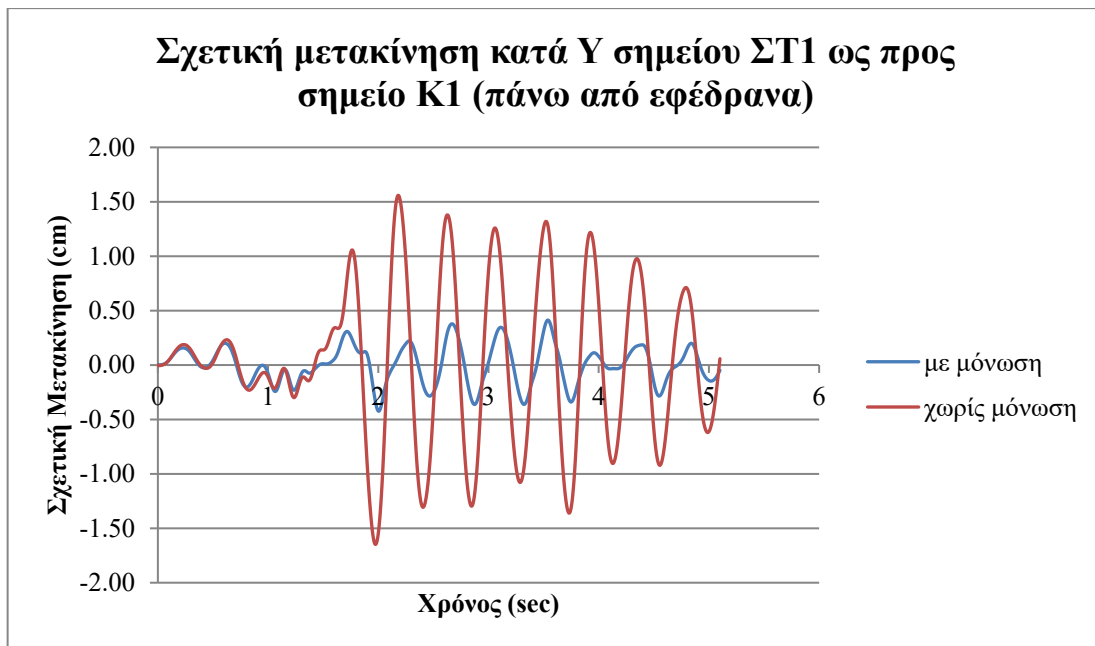
Εικόνα 6.21: Σχετικές μετακινήσεις κατά Y, σημείων I1 και I2 της οροφής του ισογείου ως προς τα σημεία K1 και K2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.22: Σχετικές μετακινήσεις κατά Υ, σημείων A1 και A2 της οροφής του 1^{ου} ορόφου ως προς τα σημεία K1 και K2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.23: Σχετική μετακίνηση κατά Υ, σημείου Β της οροφής του 2^{ου} ορόφου ως προς το σημείο Κ1 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.



Εικόνα 6.24: Σχετικές μετακινήσεις κατά Y, σημείων ΣΤ1 και ΣΤ2 της στέγης του κριρίου ως προς τα σημεία Κ1 και Κ2 της βάσης του κτιρίου (πάνω από τα εφέδρανα), για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.

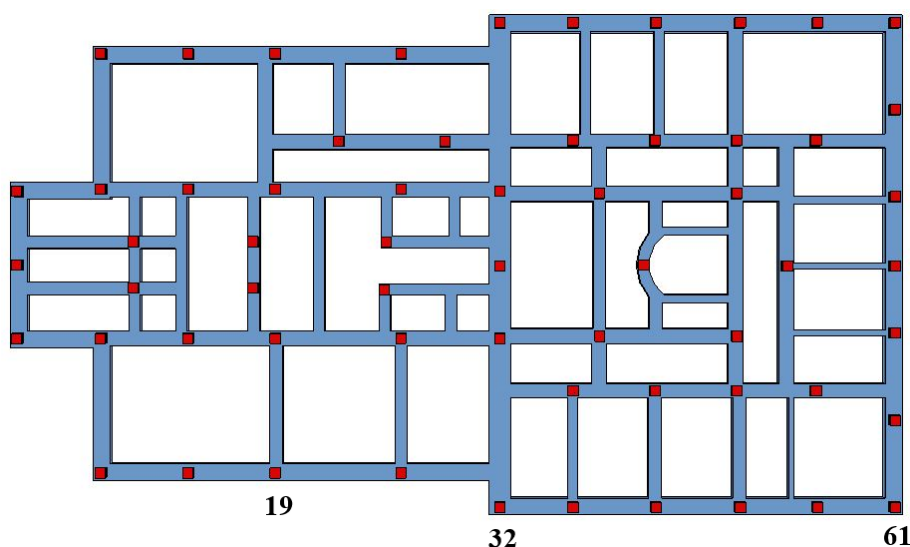
Πίνακας 6.2: Μέγιστες (κατ' απόλυτη τιμή) σχετικές μετακινήσεις κατά X και Y, όλων των εξεταζόμενων σημείων ως προς τη στάθμη πάνω από τα εφεδράνα, για το υφιστάμενο και το σεισμικά μονωμένο κτίριο.

Εξεταζόμενα σημεία κτιρίου	Μετακινήσεις κατά X (cm)		Μετακινήσεις κατά Y (cm)	
	Υφιστάμενη κατασκευή	Μονωμένη κατασκευή	Υφιστάμενη κατασκευή	Μονωμένη κατασκευή
Y1	0,24	0,05	0,25	0,04
Y2	0,18	0,04	0,34	0,06
I1	0,58	0,13	0,79	0,17
I2	0,53	0,12	1,20	0,29
A1	0,85	0,19	1,14	0,28
A2	0,75	0,19	1,86	0,48
B	1,00	0,24	1,39	0,35
ΣΤ1	1,10	0,23	1,65	0,42
ΣΤ2	0,84	0,19	1,94	0,53

6.5 Μετακινήσεις εφεδράνων

Για το σεισμικά μονωμένο κτίριο, υπολογίστηκαν οι μετακινήσεις των εφεδράνων κατά τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, υπολογίστηκε η απόλυτη μετακίνηση της πάνω και κάτω παρειάς κάθε εφεδράνου, και στη συνέχεια αυτές αφαιρέθηκαν ώστε να προκύψει η σχετική τους μετακίνηση για κάθε χρονική στιγμή t και για κάθε διεύθυνση [$\delta_x(t)$ και $\delta_y(t)$]. Κατόπιν, υπολογίστηκε η μετακίνηση που συμβαίνει σε κάποια πλάγια διεύθυνση, ως συνισταμένη των σχετικών μετακινήσεων κατά X και Y, για κάθε εφεδράνο και για κάθε χρονική στιγμή t $\{\delta(t) = [(\delta_x(t))^2 + (\delta_y(t))^2]^{1/2}\}$.

Στην επόμενη σελίδα (Πίνακας 6.3), παρουσιάζονται οι μέγιστες – κατ' απόλυτη τιμή – σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα 61 εφεδράνα του κτιρίου, κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y ($\delta_{x,max}$ και $\delta_{y,max}$), αλλά και η μέγιστη μετακίνηση κάθε εφεδράνου σε λοξή διεύθυνση (δ_{max}). Οι μέγιστες εξ' αυτών (τονίζονται με κόκκινο χρώμα) είναι: $\max\delta_{x,max} = 1.82$ cm (εφεδράνο 32), $\max\delta_{y,max} = 2.26$ cm (εφεδράνο 61) και $\max\delta_{max} = 2.32$ cm (εφεδράνο 19), ενώ οι θέσεις των εφεδράνων στα οποία αυτές εμφανίζονται, φαίνεται στην Εικόνα 6.25.



Εικόνα 6.25: Εφεδράνα στα οποία εμφανίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις.

Πίνακας 6.3: Μέγιστες (κατ' απόλυτη τιμή) σχετικές μετακινήσεις πάνω και κάτω παρειάς όλων των εφεδράνων του κτιρίου, κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (X και Y) και σε λοξή διεύθυνση.

α/α εφεδράνου	$\delta_{x,max}$ (cm)	$\delta_{y,max}$ (cm)	δ_{max} (cm)	α/α εφεδράνου	$\delta_{x,max}$ (cm)	$\delta_{y,max}$ (cm)	δ_{max} (cm)
1	1,74	2,07	2,13	32	1,82	2,14	2,22
2	1,79	2,16	2,24	33	1,70	2,24	2,30
3	1,73	2,18	2,24	34	1,73	2,18	2,25
4	1,73	2,24	2,31	35	1,67	2,21	2,27
5	1,81	2,13	2,20	36	1,71	2,21	2,27
6	1,78	2,13	2,20	37	1,69	2,20	2,25
7	1,80	2,09	2,17	38	1,68	2,15	2,20
8	1,78	2,11	2,18	39	1,68	2,15	2,20
9	1,77	2,14	2,21	40	1,71	2,16	2,21
10	1,76	2,12	2,20	41	1,73	2,16	2,22
11	1,81	2,16	2,25	42	1,81	2,17	2,25
12	1,76	2,13	2,20	43	1,75	2,15	2,22
13	1,78	2,20	2,27	44	1,75	2,16	2,23
14	1,77	2,17	2,23	45	1,75	2,15	2,22
15	1,71	2,09	2,15	46	1,70	2,12	2,18
16	1,69	2,13	2,19	47	1,74	2,15	2,21
17	1,75	2,16	2,23	48	1,76	2,17	2,24
18	1,74	2,18	2,24	49	1,77	2,14	2,21
19	1,77	2,24	2,32	50	1,78	2,11	2,19
20	1,76	2,18	2,25	51	1,75	2,21	2,27
21	1,73	2,17	2,24	52	1,76	2,13	2,20
22	1,72	2,19	2,25	53	1,79	2,14	2,21
23	1,71	2,19	2,24	54	1,79	2,12	2,19
24	1,66	2,17	2,22	55	1,79	2,15	2,23
25	1,69	2,22	2,27	56	1,81	2,13	2,21
26	1,67	2,22	2,27	57	1,75	2,21	2,28
27	1,68	2,22	2,27	58	1,77	2,18	2,25
28	1,71	2,21	2,27	59	1,78	2,11	2,19
29	1,75	2,25	2,32	60	1,73	2,11	2,17
30	1,73	2,22	2,29	61	1,71	2,26	2,32
31	1,77	2,08	2,16				

7 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία έγινε αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής από τοιχοποιία, υπό ημισυνθετική σεισμική διέγερση, μέσω δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Κατόπιν, εφαρμόστηκε σεισμική μόνωση στο επίπεδο θεμελίωσης της κατασκευής, και η κατασκευή εξετάστηκε εκ νέου στην ίδια ημισυνθετική σεισμική διέγερση, ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα για τη συγκεκριμένη μέθοδο σεισμικής ενίσχυσης.

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης βάσης, είναι μια όλο και συχνότερα χρησιμοποιούμενη μέθοδος ενίσχυσης ιστορικών κατασκευών τοιχοποιίας με μεγάλη αρχιτεκτονική και πολιτιστική αξία, καθώς είναι η λιγότερο επεμβατική – στην όψη και το φορέα του κτιρίου – μέθοδος, συγκριτικά με τις συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης. Αυτό είναι πολύ σημαντικό για τέτοιου είδους κατασκευές, οι οποίες δεν μπορούν να τροποποιηθούν σημαντικά ώστε να μην υποβαθμιστεί η ιστορική τους σημασία.

Η σεισμική μόνωση βάσης έχει ως στόχο τη βελτίωση της απόκρισης της ανωδομής σε περίπτωση σεισμικών δράσεων, διαχωρίζοντας την κίνησή της από την κίνηση του εδάφους. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω εφαρμογής συστημάτων μόνωσης (εφέδρανα) στη διεπιφάνεια θεμελίωσης και ανωδομής, κάτι το οποίο γίνεται ανά τμήματα της θεμελίωσης, και στα συστήματα αυτά συγκεντρώνεται το μεγαλύτερο μέρος των μετακινήσεων. Οι πιο συνήθεις κατηγορίες σεισμικών εφεδράνων είναι τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα και τα εφέδρανα ολίσθησης.

Το κτίριο το οποίο εξετάστηκε στη συγκεκριμένη εργασία, είναι το κτίριο της Ιταλικής Πρεσβείας, γνωστό και ως Μέγαρο Ψύχα, και βρίσκεται στην Αθήνα στη συμβολή των οδών Βασιλίσσης Σοφίας και Σέκερη. Πρόκειται για κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο κατασκευάστηκε σε δύο φάσεις κατά τα τέλη του 19ου αιώνα, αποτελούμενο από δύο διακριτά τμήματα. Το πρώτο τμήμα του κτιρίου (κτίριο Τσίλλερ), αποτελείται από υπόγειο, ισόγειο, πρώτο όροφο και στέγη, ενώ το δεύτερο και νεότερο τμήμα του κτιρίου (κτίριο Μεταξά) περιλαμβάνει υπόγειο, ισόγειο, πρώτο όροφο και δεύτερο όροφο. Και στα δύο τμήματα το υπόγειο είναι υπερυψωμένο από την επιφάνεια εδάφους του περιβάλλοντος χώρου περίπου 1.50 m. Τα δύο τμήματα θεωρείται ότι είναι μονολιθικά συνδεδεμένα.

Η προσομοίωση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Στις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκαν ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα που αντιστοιχούν στο ελαστικό φάσμα τύπου A του Ευρωκώδικα 8-1, τα οποία κατασκευάστηκαν με το λογισμικό SeismoMatch, προσαρμόζοντας την καταγραφή SYNTAGMA A του σεισμού της Αθήνας του 1999.

Για τη σεισμική μόνωση του κτιρίου, τοποθετήθηκαν στη βάση του 61 χαλύβδινα εφέδρανα τριβής με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum System – FPS). Η ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων ελήφθη ίση με 3.0 m και ο συντελεστής τριβής ίσος με 0.05. Η προσομοίωση των εφεδράνων έγινε με γεωμετρική ακρίβεια, και οι διαστάσεις και τα χαρακτηριστικά τους επιλέχθηκαν τα ίδια για όλα τα τοποθετούμενα εφέδρανα. Επισημαίνεται ότι, στην παρούσα εργασία δεν έγινε διερεύνηση για να καθοριστεί το βέλτιστο πλήθος των εφεδράνων ή τα χαρακτηριστικά τους (ακτίνα καμπυλότητας, μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση, κλπ).

Για την τοποθέτηση των εφεδράνων κάτω από τις τοιχοποιίες του κτιρίου, κατασκευάστηκε δοκός από Ο.Σ. κατά μήκος των τοίχων, σε επαφή δηλαδή με την κάτω παρειά των τοίχων του υπογείου. Η δοκός αυτή, πάχους 0.60 m και πλάτους ίσου με το πλάτος των τοίχων, λειτουργεί ως οριζόντιο διάφραγμα. Για όλα τα πλάτη της δοκού, υπολογίστηκε ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός, με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον κρίσιμο συνδυασμό 1.35G+1.5Q. Τα αποτελέσματα της όπλισης σε κάμψη και διάτμηση, έδειξαν επαρκές το ύψος που επιλέχθηκε για τη δοκό (0.60 m), και επομένως δεν χρειάζεται να αυξηθεί η διατομή της.

Για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας των τοιχοποιιών, αρχικά υπολογίστηκαν σε κάθε θέση και σε κάθε χρονικό βήμα της επίλυσης οι κύριες τάσεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Έπειτα, υπολογίστηκε, επίσης σε κάθε θέση και σε κάθε χρονικό βήμα της επίλυσης, η παράμετρος αντοχής R που βασίζεται στο κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, σύμφωνα με το οποίο αστοχία συμβαίνει όταν η τιμή της παραμέτρου R είναι αρνητική.

Για την υφιστάμενη κατασκευή, από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις περιοχές όπου η παράμετρος R γίνεται αρνητική, δηλαδή τις περιοχές αστοχίας των τοιχοποιιών, συμπεραίνεται ότι, η υφιστάμενη κατασκευή δε διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή για να επιβιώσει ενός ισχυρού σεισμού, αντίστοιχου του σεισμού σχεδιασμού του αντισεισμικού κανονισμού, με περιορισμένες και επισκευάσιμες βλάβες. Αντίθετα, σε περίπτωση ενός τέτοιου συμβάντος θα υποστεί εκτεταμένες και σημαντικές βλάβες.

Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση του μονωμένου κτιρίου, είναι εμφανές ότι, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στη βάση του οδηγεί σε δραστηκή μείωση των τάσεων που αναπτύσσονται στις τοιχοποιίες, ελαχιστοποιώντας τις περιοχές υπέρβασης της αντοχής τους, σε σημείο που, πρακτικά, δεν απαιτούνται άλλες ενισχύσεις, εκτός από τοπικής φύσεως επεμβάσεις, π.χ. οπλισμένα επιχρίσματα σε επιλεγμένες μόνο θέσεις, και επισκευή των υφιστάμενων βλαβών και φθορών.

Επισημαίνεται ότι, στο σεισμικά μονωμένο κτίριο, οι σχετικά μεγάλες κόκκινες περιοχές (περιοχές αστοχίας των τοιχοποιιών) που εμφανίζονται στους τοίχους του υπογείου, οφείλονται στις συγκεντρωμένες αντιδράσεις στις θέσεις των εφεδράνων. Πύκνωση των εφεδράνων αλλά και οριστική διαστασιολόγησή τους, εκτιμάται ότι θα μειώσουν σημαντικά τις τάσεις που αναπτύσσονται στους τοίχους του υπογείου.

Παρατηρείται επίσης, ότι οι απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων του κτιρίου μειώνονται σημαντικά με την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης, το οποίο συνεπάγεται μείωση της ανάγκης επεμβάσεων για αύξηση της αντοχής στην περίπτωση σεισμικών συμβάντων, αφού η ανωδομή συμπεριφέρεται πρακτικά ελαστικά. Ενδεικτικά, οι μέγιστες – κατ' απόλυτη τιμή – απόλυτες επιταχύνσεις που καταγράφονται στην υφιστάμενη κατασκευή είναι της τάξης των 4 m/sec², ενώ στη μονωμένη είναι της τάξης των 2 m/sec².

Επιπρόσθετα, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του σεισμικά μονωμένου κτιρίου, ως προς τη βάση του (στάθμη πάνω από τα εφείδρανα), είναι σημαντικά χαμηλότερες από αυτές της υφιστάμενης κατασκευής. Αξίζει να αναφερθεί πως η μέγιστη – κατ' απόλυτη τιμή – σχετική μετακίνηση του υφιστάμενου κτιρίου είναι 1.94 cm, ενώ η αντίστοιχη του μονωμένου είναι σχεδόν 4 φορές μικρότερη, ήτοι 0.53 cm.

Σύμφωνα με τις προκύπτουσες μέγιστες μετακινήσεις των εφεδράνων (σχετική μετακίνηση της πάνω παρειάς του εφεδράνου ως προς την κάτω), για τις διευθύνσεις X (1.82 cm), Y (2.26 cm), αλλά και για κάποια πλάγια διεύθυνση (2.32 cm), συμπεραίνεται ότι το ελάχιστο απαιτούμενο πλάτος αρμού, το οποίο πρέπει να κατασκευαστεί μεταξύ κτιρίου και περιβάλλοντος εδάφους, είναι 3 cm. Επιπλέον, η μικρή τάξη μεγέθους των μέγιστων αυτών μετακινήσεων στη στάθμη θεμελίωσης, επιτρέπει και τη διευθέτηση των συνδέσεων με τα δίκτυα, δηλαδή των τμημάτων των σωληνώσεων μεταξύ κτιρίου και

εδάφους. Τέλος, επισημαίνεται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις σε λοξή διεύθυνση που υπολογιστήκαν για τα εφέδρανα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο τους.

Γενικά, σημαντικό πλεονέκτημα των εφεδράνων τριβής ανεστραμμένου εκκρεμούς (FPS), όπως αυτών που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία (τα οποία είναι όλα ίδιας γεωμετρίας και ίδιων χαρακτηριστικών τριβής), έναντι άλλων παρόμοιων διατάξεων, είναι η μείωση των στρεπτικών ταλαντώσεων του κτιρίου για μεταφορικές σεισμικές διεγέρσεις.

Κλείνοντας, σε αντίθεση με τις συμβατικές λύσεις ενίσχυσης, για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης δεν απαιτούνται παρεμβάσεις στο φορέα πάνω από το επίπεδο σεισμικής μόνωσης. Αυτό σημαίνει ότι διατηρείται ο αρχιτεκτονικός χαρακτήρας του κτιρίου, αλλά και ότι η σεισμική αναβάθμιση γίνεται ταχύτερα και με πολύ μικρή όχληση για τους χρήστες.

8 Βιβλιογραφία

1. Δημούδης Β. (2011). «Διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στη συμπεριφορά διώροφης λίθινης κατασκευής έναντι σεισμών εγγύς πεδίου.» Μεταπτυχιακή Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα.
2. Καραντώνη Φ. (2012). «Κατασκευές από Τοιχοποιία: Σχεδιασμός και Επισκευές». Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
3. Κωμοδρόμος Πέτρος (2019). «Εισαγωγή στη Σεισμική Μόνωση».
4. Albert M., Cheng J., Elwi A. (1998). “Rehabilitation of Unreinforced Masonry Walls With Externally Applied Fiber Reinforced Polymers.” Structural Engineering Report No. 226, Department of Civil & Environmental Engineering, University of Alberta, Alberta, Canada.
5. Aras F., Altay G. (2015). “Seismic evaluation and structural control of the historical Beylerbeyi Palace.” Structural Control and Health Monitoring, 22(2), 347-364.
6. Bailey J., Allen E. (1988). “Seismic Isolation Retrofitting: Salt Lake City and County Building.” Seismic Construction, 20(2), 32-44.
7. Davis H.A., Robertson D.R. (2000). “Hearst Memorial Mining Building: Seismic Improvements.” Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
8. Drysdale R., Hamid A., Baker L. (1999). “Masonry Structures- Behavior and Design.” The Masonry Society, Boulder, Colorado, USA.
9. Ehsani M., Saadatmanesh H. (1996). “Seismic Retrofit of URM Walls with Fibre Composites.” The Masonry Society Journal, 14, 63-72.
10. Hamid A., Mahmoud A.D., Abo El-Magd S. (1994). “Strengthening and Repair of Unreinforced Masonry Structures: State-of-the-Art.” The 10th International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Canada.
11. Kilar V., Koren D. (2009). “Seismic behaviour of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators.” Engineering Structures, 31(4), 910-921.
12. Kingsley G.R. (1995). “Evaluation and Retrofit of Unreinforced Masonry Buildings.” Proceedings of the Third International Concrete and Masonry Engineering Conference, San Francisco, California, USA.
13. Korany Y., Drysdale R., Chidiac S. (2001). “Retrofit of Unreinforced Masonry Buildings: The State-of-the-Art.” 9th Canadian Masonry Symposium, Fredericton, Canada.
14. Lignola G.P., Di Sarno L., Di Ludovico M., Prota A. (2016). “The protection of artistic assets through the base - isolation of historical buildings: a novel uplifting technology.” Materials and Structures, 49, 4247–4263.
15. Martelli A., Forni M. (2010). “Seismic isolation and other antiseismic systems: Recent applications in Italy and worldwide.” Seismic Isolation and Protective Systems, 1(1), 75-123.
16. Matsagar V. A., Jangid R. S. (2008). “Base Isolation for Seismic Retrofitting of Structures.” Practice Periodical on Structural Design and Construction, 13(4), 175–185.
17. Melkumyan M. (2020). “The Behavior of Retrofitted Buildings During Earthquakes: New Technologies.” In book: Building Safer Cities - The Future of Disaster Risk, Publisher: The World Bank.

18. Mezzi M., Comodini F., Rossi L. (2011). "A Base Isolation Option for the Full Seismic Protection of an Existing Masonry School Building." In Proceedings of the Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Chania, Crete, Greece.
19. Mokha A., Amin N., Constantinou M., Zayas V. (1996). "Seismic isolation retrofit of large historic building." ASCE Journal of Structural Engineering, 122(3).
20. Naeim F., Kelly J. M. (1999). "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice". John Wiley & Sons, Inc, New York.
21. Petrovič S., Kilar V. (2017). "Seismic Retrofitting of Historic Masonry Structures with the Use of Base Isolation-Modeling and Analysis Aspects." International Journal of Architectural Heritage, 11(2), 229-246.
22. Poole R.A., Clendon J.E. (1992). "New Zealand Parliament Buildings: Seismic Protection by Base Isolation." Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 25(3), 147-60.
23. Simin Naaseh (2001). "Practical Solutions for Seismic Isolation: Lessons learned." Proceedings of the 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, Rome, Italy.
24. Smirnov V.I., Eisenberg J.M., Zhou F.L., Chung Y., Nikitin A.N. (2000). "Seismoisolation for Upgrading of an Existing Historical Building in Irkutsk-city, Siberia-Russia." XI WCEE, New Zealand.
25. Triantafillou T. (1998). "Strengthening of Masonry Structures Using Epoxy-Bonded FRP Laminates." Journal of composites for construction, 2(2), 96-104.
26. Yamamoto H., Tsuneki Y., Kohno T. (2005). "Examples of seismic retrofitting in Japan." The 2005 World Sustainable Building Conference, Tokyo, Japan.
27. <https://en.wikipedia.org/>