



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

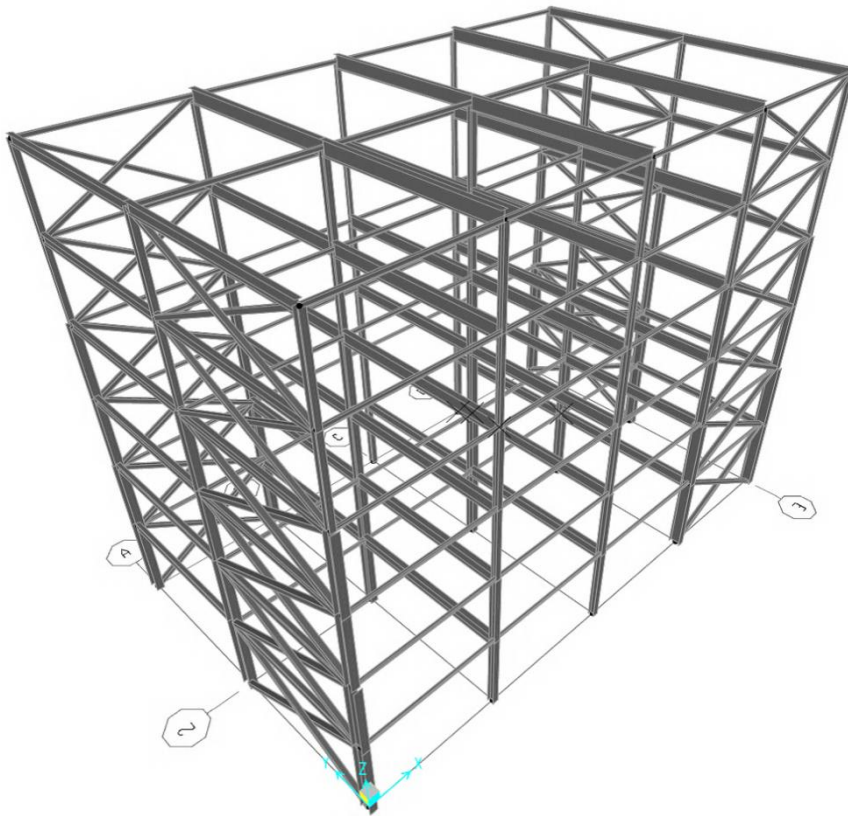
Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

Δομοστατικός σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία



Επιβλέπων Καθηγητής: Ι. Βάγιας

Λιώρης Βασίλης

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετούνται τα πλεονεκτήματα της χρήσης της σεισμικής μόνωσης σε τυπικό μεταλλικό κτίριο. Μελετούνται δύο διαφορετικοί τύποι παθητικής σεισμικής μόνωσης (ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης) και αντιπαραβάλλονται τα πλεονεκτήματα της χρήσης τους στον σχεδιασμό, στην σεισμική απόκριση, την ασφάλεια του έργου, αλλά και στην οικονομικότητα που αφορά στον σχεδιασμό της κατασκευής και στην επισκευή της μετά από μία ισχυρή σεισμική διέγερση. Κατόπιν, τα αποτελέσματα που προκύπτουν, συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την περίπτωση σχεδιασμού του κτιρίου χωρίς την παρουσία σεισμικής μόνωσης. Για τον σκοπό αυτό πραγματοποιούνται ισοδύναμη γραμμική ανάλυση, φασματική δυναμική ανάλυση και μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Μελετάται συγκριτικά η σεισμική απόκριση των κατασκευών, μονωμένων και μη, για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου με την μη γραμμική μέθοδο δυναμικής ανάλυσης. Στη συνέχεια με την βοήθεια της χρήσης συντελεστών κλίμακας συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν για την δυναμική φασματική ανάλυση και την μη γραμμική δυναμική ανάλυση και εξάγονται τα αντίστοιχα συμπεράσματα για το επίπεδο ακρίβειας της κάθε μεθόδου στην ανάλυση των σεισμικά μονωμένων κτιρίων. Για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρησιμοποιείται το λογισμικό SAP2000 και παρουσιάζεται ο τρόπος μοντελοποίησης που ακολουθήθηκε. Κατά την διάρκεια της εργασίας παρουσιάζεται πλήρως ο τρόπος διαστασιολόγησης των εφεδράνων με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς και υπολογίζεται η ρεαλιστική δυσκαμψία και απόσβεση που προκύπτουν από την εφαρμογή των παραμέτρων που απαιτούν οι σύγχρονοι κανονισμοί.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια μικρή ιστορική αναδρομή όσον αφορά στην χρήση σεισμικής μόνωσης στις κατασκευές, αναφέρονται οι κατηγορίες σεισμικής μόνωσης, περιγράφεται η φιλοσοφία του σχεδιασμού των κατασκευών έναντι σεισμικών διεγέρσεων σύμφωνα με τους κανονισμούς και αντιπαρατίθεται η φιλοσοφία σχεδιασμού χρησιμοποιώντας σεισμική μόνωση. Τέλος, γίνεται αναφορά στους γενικότερους στόχους που τίθενται με τη χρήση της σεισμικής μόνωσης και της απόσβεσης ενέργειας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται τα βασικά χαρακτηριστικά των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και εξηγείται περιληπτικά ο τρόπος δράσης τους.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται οι συνήθεις τύποι σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται στα τεχνικά έργα. Αυτοί είναι: συστήματα με ελαστομερή εφέδρανα και συστήματα μόνωσης με εφέδρανα τριβής ή ολίσθησης. Στη συνέχεια περιγράφονται τα βασικά χαρακτηριστικά, οι αρχές λειτουργίας και οι ιδιότητες αυτών των συστημάτων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια παραδείγματα εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα και στο εξωτερικό.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφονται οι μέθοδοι διαστασιολόγησης και ανάλυσης των σεισμικά μονωμένων κτιρίων σύμφωνα με τους κανονισμούς. Αυτές είναι: Η μέθοδος του Ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, η μέθοδος φασματικής απόκρισης και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Τέλος, γίνεται αναφορά στους απαιτούμενους έλεγχους των συστημάτων σεισμικής μόνωσης σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Στο έκτο κεφάλαιο περιγράφονται οι κατασκευαστικές απαιτήσεις που σχετίζονται με την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Παρουσιάζονται κατασκευαστικές λεπτομέρειες με βάση αρχιτεκτονικά και λειτουργικά κριτήρια που πρέπει να ικανοποιούνται για τα κτίρια που μονώνονται σεισμικά.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται και περιγράφονται τα κτίρια που προσομοιώθηκαν με σκοπό την ανάλυση και το σχεδιασμό τους, με ή χωρίς την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης. Επίσης, γίνεται ο καθορισμός των παραμέτρων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων και επεξηγείται η διαδικασία ανάλυσης των κτιρίων με διάφορες μεθόδους.

Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος διαστασιολόγησης και η μοντελοποίηση των τριών κτιρίων (σεισμικά μονωμένα και μη) με την χρήση του SAP2000. Τα τρία κτίρια που προκύπτουν συγκρίνονται σε επίπεδο οικονομικότητας. Επίσης, παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των εφεδράνων με την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος και εφαρμόζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τον κάθε τύπο εφεδράνου (ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης). Παρουσιάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος και της εφαρμογής φασματικής ανάλυσης με την χρήση του λογισμικού SAP2000 για τις απαιτήσεις του EC8. Στη συνέχεια εφαρμόζεται μη γραμμική δυναμική ανάλυση για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου στα τρία κτίρια (μονωμένα και μη) και συγκρίνονται τα αποτελέσματα σε επίπεδο κινηματικών και εντατικών μεγεθών αλλά και βλαβών στα μέλη τους. Μελετάται ακροθιγώς η σεισμική απόκριση των κτιρίων και των εφεδράνων για την σεισμική διέγερση. Τέλος, με την χρήση συντελεστών κλίμακας γίνεται απευθείας σύγκριση των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν στα μέλη και στα εφέδρανα των δύο σεισμικά μονωμένων κτιρίων, για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με σκοπό να εξαχθούν συμπεράσματα για την ακρίβεια των δύο μεθόδων όσον αφορά στην μελέτη κτιρίων με σεισμική μόνωση.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Abstract

The advantages of using seismic isolation at the base level of a conventional steel building are examined in the present study. Two different types (elastomeric lead rubber and friction spherical bearings) have been used in order to accomplish the passive seismic isolation and their performances have been compared regarding the analysis results, seismic response and safety of the buildings, as well as the economic benefits with respect to design of the structure and rehabilitation of the damages caused by a strong earthquake. In addition to these, the results are compared with the corresponding ones derived from the analysis of the conventionally supported steel building. In order to achieve all the above mentioned, the analysis procedures performed are the equivalent linear analysis, the response spectrum analysis and the time-history analysis. Moreover, the seismic response of the buildings, with or without base isolation, has been examined for the seismic analysis spectrum of the Aigion's earthquake with the aim of the nonlinear time-history analysis. Results of response spectrum and time-history analysis are compared employing magnitude scaling factors in order to derive conclusion remarks with respect to the accuracy of these methods for the analysis of the seismic isolated buildings. The computational software SAP2000 is employed in order to implement the response spectrum and time-history analysis and the building models are presented. The design procedure, according to modern codes, of the bearing systems used to accomplish base isolation of the steel buildings has been described in the present study, along with the evaluation of stiffness and damping real values employing the parameter values given by the codes.

In the first chapter, a brief history of seismic isolation in structures is provided and the different types of seismic isolation have been mentioned. The design philosophy of structures in order to resist seismic loads according to various codes is described and compared to the design regarding seismic isolation. Finally, the main targets set for seismic isolation and energy dissipation have been reported.

In the second chapter, the main features of seismic isolation technique are described while the way of its action is shortly explained.

In the third chapter, different types of seismic isolation used in structures have been described. These are: systems of elastomer bearings and systems of friction bearings. Finally, the most important features and the operating principles of these systems have been mentioned.

In the fourth chapter, some applications of seismic isolation worldwide, along with the types of the devices used, have been reported.

Thereafter, in the fifth chapter, the analysis procedures of isolated buildings according to codes are presented. Particularly, equivalent linear, response spectrum and time-history analyses are described. Finally, safety verifications for ultimate limit state have been reported.

In the next chapter, the structural details regarding the installation of seismic isolation systems are presented. Architectural and serviceability criteria have been taken into account for isolated buildings.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

In the following chapter, the models of buildings used for the analysis and design either with or without seismic isolation are described. Additionally, the earthquake design parameters are defined and it is explained how the analysis procedures have been applied for the design of the different building models.

Finally, in the last chapter, the simulation and design procedure of the three buildings, with (LRB and FPS bearings) or without seismic isolation, are presented with the aid of the computational software SAP2000. Economic aspects have been considered in order to compare the aforementioned buildings. In addition to this, the equivalent linear analysis method is employed in order to design and specify the dimensions of the bearings used. Additionally, all the strength and safety verifications are presented for each type of bearing system (elastomeric lead rubber and friction spherical bearings). The results derived from the employment of the equivalent linear and response spectrum analyses with the aid of the software and according to Eurocode 8 are presented and compared. Then, time-history analysis is performed using the response spectrum of Aigion's Earthquake for the buildings (with or without seismic isolation) and the findings regarding displacements and member forces are compared, along with the damages caused. The seismic response of the buildings and the isolation systems is briefly studied. Finally, displacements and member forces of both the isolated buildings, which have been analyzed employing response spectrum and time-history analysis, are directly compared with the aid of magnitude scaling factors in order to draw conclusions for the accuracy of the methods used.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Πίνακας Περιεχομένων

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
2	ΤΡΟΠΟΣ ΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	11
3	ΤΥΠΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	13
3.1	ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ	13
3.2	ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΟΛΙΣΘΗΣΕΩΣ	16
3.3	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	19
3.4	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	25
4	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	28
5	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	30
5.1	ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	30
5.2	ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	36
5.3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	38
5.4	ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	39
6	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	44
7	ΠΕΡΙΦΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ- ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ	50
7.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	50
7.2	ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	50
7.3	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	55
8	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ	62
8.1	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΚΤΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	63
8.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ ΜΟΛΥΒΔΟΥ ΚΑΙ ΣΦΑΙΡΙΚΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΤΡΙΒΗΣ.....	64
8.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000	72
8.4	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	78
8.5	ΦΑΣΜΑΤΑ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	79
8.6	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SAP2000	82
8.7	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SAP2000	83
8.8	ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΝΟΜΙΑ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	90
8.9	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	101
8.9.1	<i>Χαρακτηριστικά του επιταχυνσιογραφήματος της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου</i>	<i>101</i>
8.9.2	<i>Προσδιορισμός τιμών συντελεστή τριβής που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό SAP2000</i>	<i>106</i>
8.9.3	<i>Συγκριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης για τα κτίρια.....</i>	<i>108</i>
8.9.3.1	<i>Συγκριτική παρουσίαση κινηματικών μεγεθών στην στάθμη της βάσης και της κορυφής των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου.....</i>	<i>108</i>
8.9.3.2	<i>Συγκριτική παρουσίαση εντατικών μεγεθών μελών κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου</i>	<i>124</i>

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.9.3.3.	Συγκριτική παρουσίαση της τέμνουσας βάσης και των drifts των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου	170
8.9.3.4.	Συγκριτική παρουσίαση των πλαστικοποιήσεων των μελών των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου	178
8.9.3.5.	Παρουσίαση των υστερητικών βρόγχων που αναπτύσσουν τα εφέδρανα κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.....	190
9	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	210
10	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	219
11	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	221

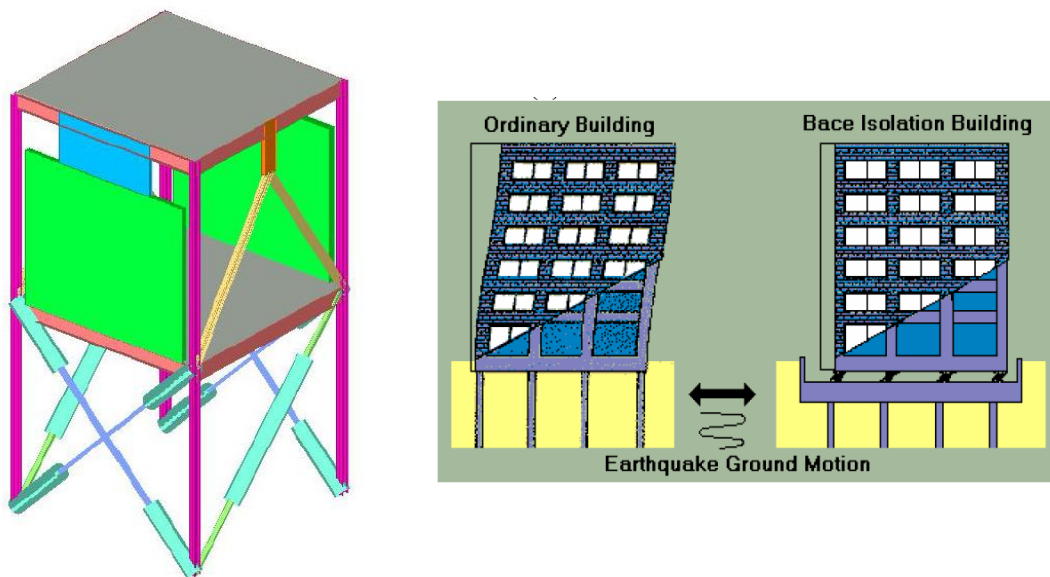
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σεισμική μόνωση είναι μια εναλλακτική τεχνολογία αντισεισμικής άμυνας των κατασκευών, η οποία σκοπεύει στην ελαχιστοποίηση ή αποφυγή ζημιών σε κτίρια, γέφυρες και βιομηχανικές εγκαταστάσεις εξαιτίας σεισμικής καταπόνησης. Η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης (ελαστομεταλλικά εφέδρανα, εφέδρανα ολίσθησης, παθητικοί αποσβεστήρες ενέργειας και υβριδικά συστήματα που συνδυάζουν τα ανωτέρω) σε κτίρια και γέφυρες, έχει γίνει ευρέως αποδεκτή σε αρκετές σεισμογενείς χώρες, όπως στην Ιαπωνία, ΗΠΑ, Ιταλία και Νέα Ζηλανδία.

Τα τελευταία χρόνια, ειδικά μετά το 1990, η σεισμική μόνωση βάσης (base seismic isolation) είναι μία ευρέως εφαρμοζόμενη τεχνική σχεδιασμού και ενίσχυσης για κτίρια και για γέφυρες σε σεισμογόνες περιοχές της Ελλάδας. Σήμερα πολλές κατασκευές έχουν ολοκληρωθεί ενώ ακόμα περισσότερες είναι στη φάση σχεδιασμού ή υπό κατασκευή. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης συνίσταται στην αποδέσμευση της ανωδομής ενός κτιρίου από την θεμελίωση του, με σκοπό την μείωση της ποσότητας της ενέργειας που εισάγεται σε αυτό κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η αποδέσμευση γίνεται με τοποθέτηση ενός αριθμού κατασκευαστικών στοιχείων, εφεδράνων, στα υποστυλώματα του κτιρίου. Στην ουσία πρόκειται για μερική αποδέσμευση δεδομένου ότι το κτίριο πρέπει να αναλάβει και τα φορτία βαρύτητας τα οποία μεταφέρονται απευθείας στο έδαφος. Χαρακτηριστικό σε κτίρια με σεισμική μόνωση βάσης είναι η ύπαρξη σεισμικού αρμού, μιάς περιοχής ουσιαστικά γύρω από τη βάση τους που παρέχει στο κτίριο επαρκή χώρο για να κινηθεί όταν αυτό διεγερθεί από σεισμική φόρτιση.

Η σεισμική μόνωση βάσης εμπίπτει στη γενική κατηγορία συστημάτων παθητικής απορρόφησης ενέργειας (passive energy dissipation). Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει επίσης τα συστήματα αποσβεστήρων που τοποθετούνται εντός της κατασκευής και δεν επιτρέπουν μετακινήσεις της βάσης (In-structure damping), όπως φαίνεται στην εικόνα 1.1.



(α) (β)
Εικόνα 1.1. Συστήματα παθητικής απορρόφησης ενέργειας. (α) Συστήματα αποσβεστήρων εντός της κατασκευής και (β) Σεισμική μόνωση βάσης.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Η άλλη κατηγορία σεισμικής μόνωσης είναι γνωστή ως συτήματα ενεργού ελέγχου όπου συσκευές μόνωσης ή απορρόφησης ενέργειας τίθενται σε λειτουργία με σκοπό τη βέλτιστη απόδοση.

Η εξέλιξη της προσέγγισης του προβλήματος του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών βασίζεται στην ικανοποίηση της θεμελιώδους ανίσωσης ασφαλείας, ότι η αντοχή του φορέα πρέπει να είναι μεγαλύτερη της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, δηλαδή της σεισμικής απαίτησης:

ΑΝΤΟΧΗ > ΑΠΑΙΤΗΣΗ

Ο σεισμός προκαλεί αδρανειακές δυνάμεις ανάλογες με τη μάζα του κτιρίου και την επιτάχυνση του εδάφους κατά το σεισμό. Καθώς η επιτάχυνση του εδάφους αυξάνεται, η αντοχή της κατασκευής πρέπει να αυξηθεί για να αποφευχθούν αστοχίες σε αυτή. Ωστόσο, στο πλαίσιο του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού, κυρίως για λόγους οικονομίας των κατασκευών, δεν κρίθηκε σκόπιμο να αυξάνεται η αντοχή του φορέα όσο αυξάνεται η ένταση του σεισμού. Σε ζώνες υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, οι δυνάμεις που προκαλούνται στην κατασκευή λόγω σεισμικής επιτάχυνσης μπορεί να ξεπεράσουν μία ή και δύο φορές την επιτάχυνση της βαρύτητας (g). Ο σχεδιασμός για αντοχές σε τέτοια επίπεδα φόρτισης δεν είναι ούτε εύκολος, ούτε οικονομικός. Έτσι οι περισσότεροι κανονισμοί σχεδιασμού των κατασκευών επιτρέπουν στους μηχανικούς την αξιοποίηση της πλαστιμότητας στο σχεδιασμό. Με τον όρο πλαστιμότητα εννοούμε την ικανότητα των δομικών στοιχείων να παραμορφώνονται πέρα από το όριο ελαστικότητάς τους με ελεγχόμενο τρόπο. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή μελετάται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να μπορεί να υποστεί μετελαστικές παραμορφώσεις οι οποίες έχουν πλάστικη μορφή (πλαστικές αρθρώσεις, ζώνες) χωρίς να χάσει μεγάλο ποσοστό της αντοχής της. Για παράδειγμα, στον ευρωκώδικα 8 προβλέπονται 2 κατηγορίες πλαστιμότητας για την Ελλάδα: η μέση και η υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας. Αυτές οι δύο κατηγορίες έχουν γενικώς διαφορετικές απαιτήσεις σε γεωμετρικούς περιορισμούς και υλικά, εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας και κανόνες διαμόρφωσης λεπτομερειών. Έτσι σύμφωνα με τα παραπάνω, οι κανονισμοί μπορεί να ορίζουν ως οριζόντια σεισμικά φορτία σχεδιασμού της κατασκευής, φορτία τα οποία είναι πολύ μικρότερα -κατά 2 έως 4 φορές ανάλογα με τη στάθμη πλαστιμότητας της κατασκευής- από εκείνα για τα οποία θα έπρεπε να σχεδιασθεί η κατασκευή υπό ελαστικές συνθήκες απόκρισης.

Όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα, πέρα από το όριο ελαστικότητας τα δομικά στοιχεία γίνονται πιο «εύκαμπτα» (για παράδειγμα στο σκυρόδεμα μειώνεται η δυσκαμψία λόγω ρηγματώσεων) και οι παραμορφώσεις αυξάνονται με μικρή αύξηση των δυνάμεων. Το όριο ελαστικότητας είναι εκείνο το σημείο φόρτισης μέχρι το οποίο τα αποτελέσματα της φόρτισης δεν είναι μόνιμα. Αυτό σημαίνει ότι όταν το φορτίο αναιρεθεί, το υλικό επιστρέφει στην αρχική του κατάσταση. Όταν γίνει υπέρβαση αυτού του ορίου αρχίζουν να συμβαίνουν αλλαγές μόνιμες και μη αντιστρεψίμες μετά την απομάκρυνση του φορτίου. Για τα περισσότερα υλικά κατασκευής (ειδικά το σκυρόδεμα και το χάλυβα) η πλαστιμότητα ισοδυναμεί με εμφανείς κατασκευαστικές αστοχίες. Η ικανότητα της κατασκευής να ανθίσταται στα φορτία θα απομειωθεί.

Η σχεδιαστική φιλοσοφία που βασίζεται στην αντοχή της κατασκευής οδηγεί στις παρακάτω δύο επιλογές:

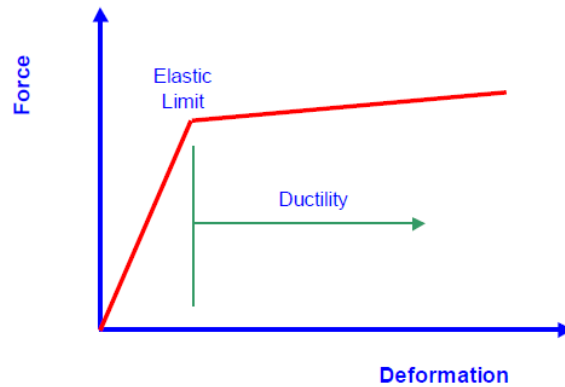
1) Αύξηση της αντοχής του φορέα με στόχο την αποτροπή της μετελαστικής απόκρισής του. Αυτή είναι ακριβή λύση κατασκευαστικά και οδηγεί σε μεγαλύτερες επιταχύνσεις των ορόφων που μπορεί να προκαλέσουν μεγαλύτερες ζημιές.

2) Περιορισμός της ελαστικής αντοχής του φορέα, διασφάλιση πλάστικης μετελαστικής απόκρισης της κατασκευής, και εξασφάλιση αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Επιτρέπονται ζημιές στα κατασκευαστικά στοιχεία που μπορεί και να μην είναι επισκευάσιμες.

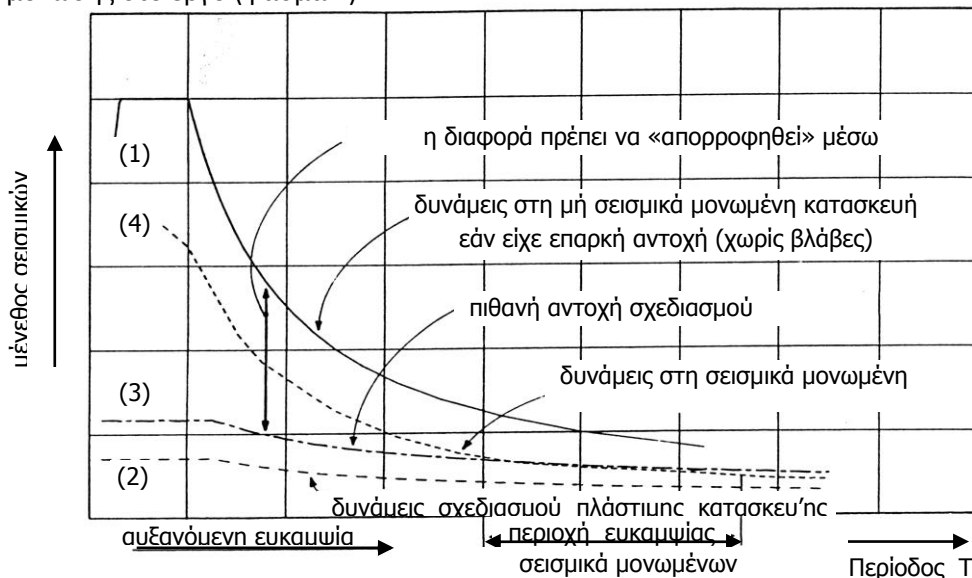
Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιεί την αντίθετη προσέγγιση: Προσπαθεί να μειώσει την απαίτηση στην παραπάνω ανισότητα και όχι να αυξήσει την αντοχή. Δηλαδή, στόχος της



Εικόνα 1.2. Διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης. Όριο ελαστικότητας και Πλαστιμότητα.

σεισμικής μόνωσης είναι η κατά κύριο λόγο η ελαστική απόκριση της κατασκευής, μέσω ελάττωσης της σεισμικής απαίτησης αντί της αύξησης της αντοχής του φορέα. Ο σεισμός δεν μπορεί να ελεγχθεί όσον αφορά την εντασή του, αλλά κατά το σχεδιασμό μπορούμε να υπεισέλθουμε στην απίτηση που δημιουργεί στην κατασκευή εμποδίζοντας τη μεταβίβαση των κινήσεων από τη θεμελίωση στην κατασκευή.

Στην εικόνα 1.3 απεικονίζεται: α) η σεισμική απαίτηση σχεδιασμού της κατασκευής για ελαστική απόκριση (ελαστικό φάσμα σχεδιασμού: φάσμα 1), β) η σεισμική δράση σχεδιασμού με την παραδοχή κάποιου δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής « α » (φάσμα σχεδιασμού με παραδοχή πλαστικής συμπεριφοράς: φάσμα 2), γ) η πιθανή πραγματική αντοχή της κατασκευής για την περίπτωση της πλαστικής μεταελαστικής απόκρισης (φάσμα 3), και δ) η σεισμική δράση σχεδιασμού για την περίπτωση της εφαρμογής σεισμικής μόνωσης στο έργο (φάσμα 4).



Εικόνα 1.3. Φάσματα σχεδιασμού

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Επομένως, ο βασικός λόγος που χρησιμοποιείται σεισμική μόνωση είναι η μείωση των συνεπειών λόγω σεισμού. Ωστόσο, όπως είναι φυσικό, το κόστος που σχετίζεται με τη μόνωση έχει νόημα μόνο όταν τα πλεονεκτήματα από αυτή το ξεπερνούν. Συγκεκριμένα, η υψηλότερων προδιαγραφών σεισμική συμπεριφορά του έργου λόγω της σεισμικής μόνωσης ή των αποσβεστήρων, μεταφραζόμενη σε οικονομικά στοιχεία, πρακτικά σημαίνει μείωση του κόστους κύκλου ζωής της κατασκευής (δηλαδή μείωση του κόστους συντήρησης της κατασκευής), προστασία του περιεχομένου της (πχ. εκθέματα σε μουσεία, ευπαθή μηχανήματα π.χ. σε αίθουσες χειρουργείων, κλπ) και διαφύλαξη της συνεχούς χρήσης του έργου (με ότι αυτό συνεπάγεται για κάθε έργο, πχ. για νοσοκομεία, σχολεία, κτίρια πυροσβεστικής υπηρεσίας, αστυνομίας, κλπ), αφ' ετέρου δε σε επίπεδο ποιότητας ζωής των χρηστών του έργου, διασφάλιση υψηλότερου αισθήματος ασφάλειας και καλύτερη ψυχολογική κατάσταση. Όσο αφορά την σεισμική μόνωση, οι παραπάνω στόχοι καθίστανται εφικτοί διότι το σύστημα μόνωσης επιφέρει σοβαρότατη απομείωση της σεισμικής δράσης η οποία καταπονεί την κατασκευή. Όσο αφορά την χρήση συσκευών απόσβεσης ενέργειας, οι παραπάνω στόχοι επιτυγχάνονται διότι οι αποσβεστήρες, απορροφώντας μεγάλο ποσοστό της σεισμικής ενέργειας του έργου, ελαχιστοποιούν τις ταλαντώσεις και τις σχετικές μετακινήσεις των φερόντων στοιχείων της κατασκευής. Οι στόχοι της σεισμικής μόνωσης και της απόσβεσης ενέργειας είναι οι εξής:

1. Προστασία της ζωής, δηλαδή αποφυγή κατάρρευσης του δομήματος.
2. Προστασία του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, δηλαδή αποφυγή μετελαστικών παραμορφώσεων (βλαβών) στα φέροντα δομικά στοιχεία του έργου. Κατ' αυτόν τον τρόπο ελαχιστοποιούνται ή και αποφεύγονται δύσκολες, υψηλού κόστους και αμφιβόλου αποτελεσματικότητας επισκευές του φέροντα οργανισμού του έργου.
3. Προστασία των μη-φερόντων στοιχείων της κατασκευής (π.χ. τοιχοποιίες πλήρωσης, υαλοπίνακες). Τα μη φέροντα στοιχεία ενός κτιρίου αντιπροσωπεύουν περίπου το 65% έως 75% του συνολικού κόστους κατασκευής του έργου. Η προστασία τους ισοδυναμεί με σημαντική μείωση τυχόν δαπάνης για την επισκευή της κατασκευής.
4. Προστασία της μετασεισμικής ασφάλειας της κατασκευής. Η αντοχή και η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής δεν επηρεάζονται ακόμα μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Η κατασκευή είναι ικανή να αντισταθεί με ασφάλεια επάλληλες μετασεισμικές δονήσεις.
5. Προστασία της θεμελίωσης. Ελαττώνεται σημαντικά η δυναμική καταπόνηση του εδάφους θεμελίωσης, (ελαχιστοποίηση ή και αποφυγή καθιζήσεων).
6. Προστασία του περιεχομένου της κατασκευής (πχ ευπαθών μηχανημάτων, αντικειμένων μεγάλης αξίας, έργων τέχνης)
7. Προστασία της λειτουργίας του έργου (αποφυγή διακοπής χρήσης της κατασκευής).
8. Οικονομία του έργου. Η προστασία των φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων της κατασκευής της θεμελίωσής της, του περιεχομένου της και η προστασία της λειτουργίας της έχουν ως αποτέλεσμα ότι το κόστος κύκλου ζωής της κατασκευής με σεισμική μόνωση ή αποσβεστήρες ενέργειας, είναι πολύ χαμηλότερο του κόστους συντήρησης της αντίστοιχης συμβατικής κατασκευής.
9. Υψηλό επίπεδο ποιότητας ζωής των χρηστών του έργου με την δημιουργία αισθήματος ασφάλειας και καλής ψυχολογικής κατάστασης.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

2 ΤΡΟΠΟΣ ΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Κεντρική ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι ότι η κατασκευή μπορεί να αποδεσμευτεί σε σημαντικό βαθμό από την εδαφική (σεισμική) διέγερση με στόχο την δραστική μείωση του επιπέδου απόκρισης της κατασκευής (δηλ. των αναπτυσσομένων σεισμικών φορτίων της ανωδομής). Η αποδέσμευση της κατασκευής από τις ταλαντώσεις του εδάφους επιτυγχάνεται με την κατάργηση της μονολιθικότητας της κατασκευής και την έδρασή της σε ειδικούς σεισμικούς μονωτήρες

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν τα εξής βασικά χαρακτηριστικά:

1. Υψηλή αρχική δυσκαμψία (ελαστική δυσκαμψία), ώστε για χαμηλές οριζόντιες φορτίσεις λειτουργικότητας (π.χ. φόρτιση λόγω ανέμου), το σύστημα μόνωσης πρακτικά να μην παραμορφώνεται (να παραμορφώνεται ελάχιστα).
2. Χαμηλή μετελαστική δυσκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο για την αύξηση της περιόδου της θεμελιώδους ιδιομορφής (ανά κατεύθυνση στο οριζόντιο επίπεδο).
3. Υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφο κατεύθυνση.
4. Επαρκή ικανότητα απόσβεσης ενέργειας, για περιορισμό των μετακινήσεων του συστήματος μόνωσης εντός πρακτικών ορίων.
5. Ευστάθεια και ασφάλεια για την οριζόντια μετακίνηση (παραμόρφωση) σχεδιασμού.
6. Ως επί το πλείστον σταθερές ιδιότητες υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, δηλαδή ιδιότητες οι οποίες μεταβάλλονται μόνον εντός προκαθορισμένων ορίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και
7. Αυξάνουσα αντίσταση (δύναμη επαναφοράς) υπό αυξάνουσα οριζόντια παραμόρφωση.

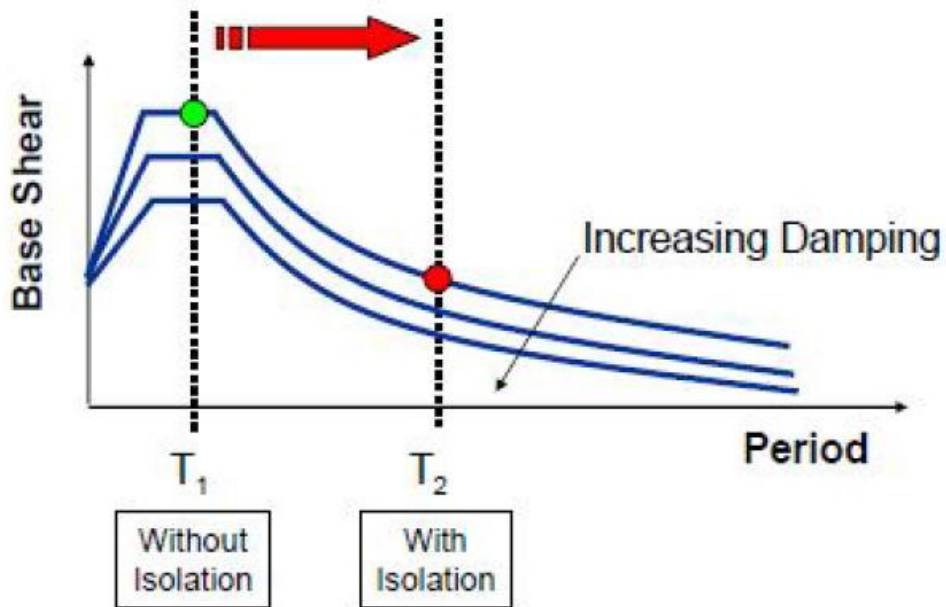
Ο τρόπος δράσης της Σεισμικής Μόνωσης σε μια κατασκευή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- 1) Αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της ανωδομής (ανά κατεύθυνση στο οριζόντιο επίπεδο) μακριά από τις δεσπόζουσες περιόδους των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων.
- 2) Διαχωρισμός των κατακόρυφων και οριζόντιων φερόντων στοιχείων της κατασκευής (υποστυλώματα, τοιχία, δοκοί) από τον μηχανισμό απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας
- 3) Σημαντική αύξηση της ικανότητας απόσβεσης σεισμικής ενέργειας της κατασκευής (10% έως 40% της κρίσιμης απόσβεσης) σε σύγκριση με το 5% της συμβατικής κατασκευής

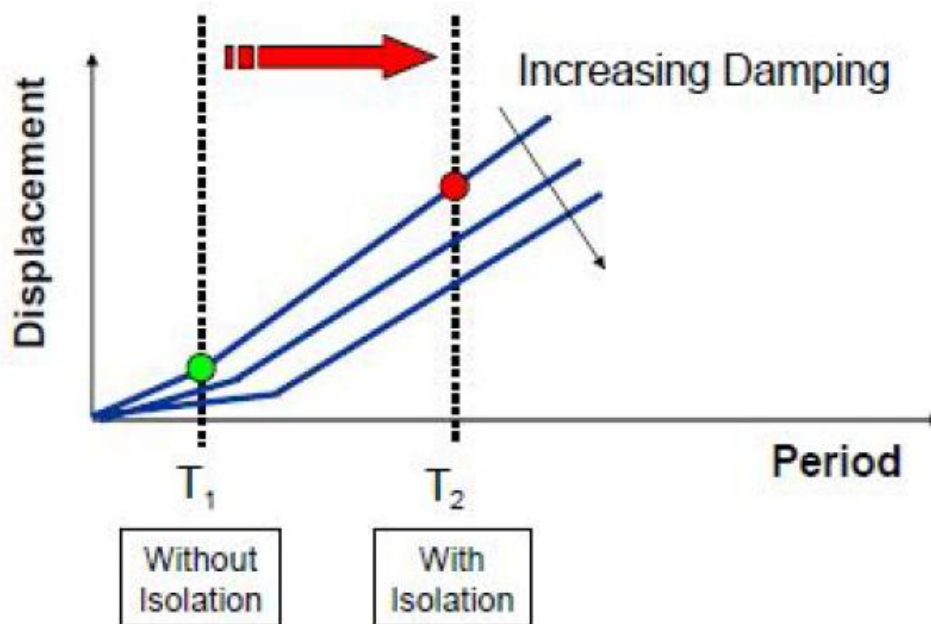
Οι εικόνες 2.1 και 2.2 το αποτέλεσμα από την αύξηση της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης (παρόμοια επίδραση και στις επιταχύνσεις) και στις μετατοπίσεις. Οι καμπύλες δείχνουν ότι η αύξηση της ιδιοπεριόδου είναι πιο αποτελεσματική στην περίπτωση που μονώνονται σεισμικά κτίρια με χαμηλές ιδιοπεριόδους ($T_1 < 1$ sec). Επίσης, στα διαγράμματα αυτά φαίνεται και η επίδραση του λόγου απόσβεσης. Παρόλο που η αύξηση της ιδιοπεριόδου προκαλεί μείωση της τέμνουσας βάσης (και των επιταχύνσεων) και άμξηση των μετατοπίσεων, η αύξηση του λόγου απόσβεσης προκαλεί πάντα μείωση και της τέμνουσας βάσης και των μετατοπίσεων. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο αυξημένος λόγος απόσβεσης μειώνει τις επιταχύνσεις και κατά συνέπεια την τέμνουσα βάσης, η οποία οφείλεται κυρίως στην απόκριση της πρώτης ιδιομορφής. Ωστόσο, υψηλός λόγος απόσβεσης ίσως προκαλέσει αύξηση των επιταχύνσεων σε ανώτερες ιδιομορφές της κατασκευής. Για πολυώροφα κτίρια πιθανότατα να μην ισχύει ότι αύξηση του λόγου απόσβεσης προκαλεί εκτόνωση της απόκρισης. Στους κανονισμούς χρησιμοποιείται ο συντελεστής B ώστε να ληφθεί υπόψη η αύξηση του λόγου απόσβεσης στα φάσματα επιταχύνσεων και μετακινήσεων. Ωστόσο, λόγω γενικώς της απρόβλεπτης συμπεριφοράς

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

του κτιρίου σε περίπτωση σεισμού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι αυτός ο συντελεστής δίνει απλά μια προσέγγιση και ότι μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση ή υποεκτίμηση των μεγεθών. Για παράδειγμα, ο συντελεστής B μπορεί να είναι συντηρητικός στην εκτίμηση των μετακινήσεων και μη συντηρητικός στην εκτίμηση των επιταχύνσεων σε σχέση με τις μέσες τιμές για ένα λόγο απόσβεσης της τάξης του 30%.



Εικόνα 2.1. Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων).

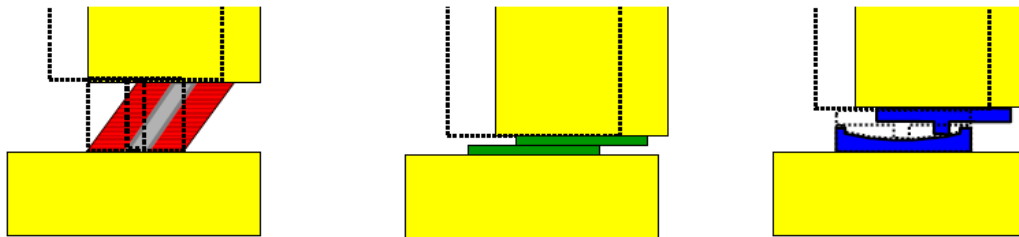


Εικόνα 2.2. Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

3 ΤΥΠΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται κυρίως στα τεχνικά έργα είναι δύο: τα ελαστομερή και τα ολισθαίνοντα ή αλλιώς τριβής. Στα ελαστομερή συστήματα περιλαμβάνονται: τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings- LDRB), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings- HDRB) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings- LRB). Τα συστήματα τριβής περιλαμβάνουν: μηχανισμούς με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems- FPS) και μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης ((Friction Sliding Systems- FSS).



Εικόνα 3.1. Τύποι φεδράνων σεισμικής μόνωσης (αριστερά: LRB, μέση: FSS, δεξιά: FPS)

3.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται από επάλληλους εναλλασσόμενους δίσκους σπλισμού από χάλυβα, και στρώσεις ελαστομερούς υλικού. Για την αγκύρωση του εφεδράνου στην ανωδομή και υποδομή, το εφέδρανο φέρει επάνω και κάτω, μια βάση στήριξης από χάλυβα, ενώ περιμετρικά ο μονωτήρας περιβάλλεται από ένα προστατευτικό μανδύα από ελαστομερές υλικό. Συνήθως, λόγω της απαίτησης ότι το σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να έχει τα ίδια χαρακτηριστικά προς κάθε οριζόντια κατεύθυνση, οι μονωτήρες έχουν κυλινδρική μορφή.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τα οποία χρησιμοποιούνται για την σεισμική μόνωση είναι τριών τύπων: Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης, ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης και εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.

Στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης προσδίδεται η υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που απαιτείται για την σεισμική μόνωση του έργου με κατάλληλη χημική σύνθεση του ελαστομερούς μείγματος. Η τιμή της απόσβεσης τους κυμαίνεται συνήθως από 10 έως 20% για ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση 100%.

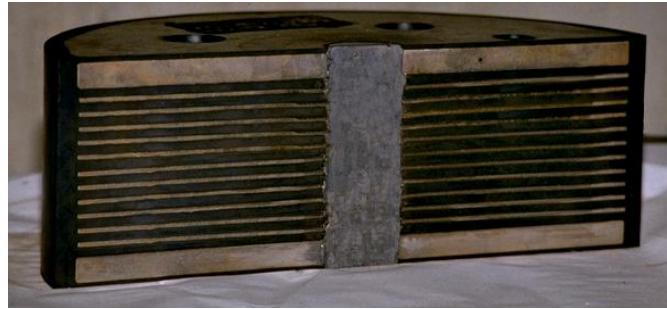
Για την κατασκευή ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης, ως ελαστομερές υλικό χρησιμοποιείται φυσικό ή συνθετικό ελαστικό. Τα εφέδρανα αυτού του τύπου διαθέτουν χαμηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και συνεπώς, για τον περιορισμό της μετακίνησης σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης εντός πρακτικών ορίων, τα εφέδρανα αυτά συνδυάζονται με κάποιον τύπο αποσβεστήρα ενέργειας.

Για την κατασκευή ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου, ως ελαστομερές υλικό χρησιμοποιείται φυσικό καουτσούκ. Την υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας όπως και την υψηλή ελαστική (αρχική) δυσκαμψία, την προσδίδει στο εφέδρανο ο πυρήνας μολύβδου ο οποίος τοποθετείται στο κέντρο του. Όταν στο εφέδρανο ασκείται οριζόντιο φορτίο οι μεταλλικές πλάκες του εφεδράνου μετακινούνται οριζόντια και υποβάλλουν τον πυρήνα του μολύβδου σε διάτμηση. Η τάση διαρροής του μολύβδου σε διάτμηση είναι χαμηλή (περίπου 10 MPa) με αποτέλεσμα η συμπεριφορά του εφεδράνου σε οριζόντια

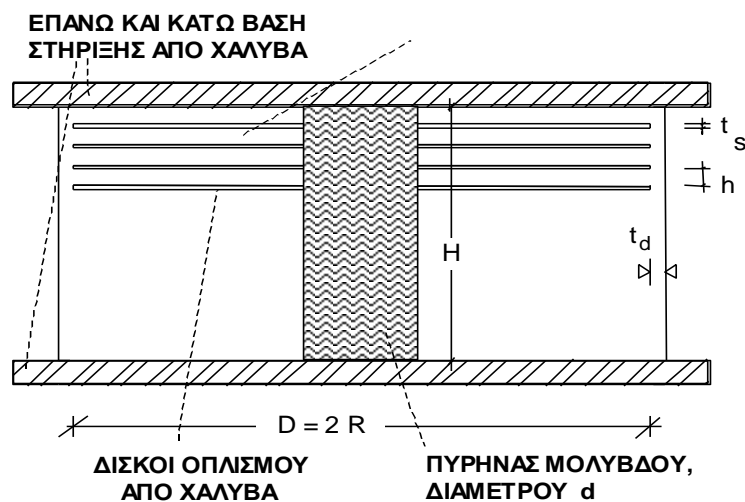
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

φορτία να είναι κυρίως ελαστο-πλαστική με μετελαστική δυσμησία και χωρίς προβλήματα κόπωσης.

Στην Εικόνα 3.1.1. παρουσιάζεται φωτογραφία της τομής ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου, ενώ στο Σχήμα 3.1.1. δίδεται σχηματική αναπαράσταση της τομής αυτής και γίνεται αναφορά στα στοιχεία που συνθέτουν το εφέδρανο. Στο Σχήμα 3.1.2. παρουσιάζεται ένα ιδεατό διάγραμμα (μαθηματικό μοντέλο) της σχέσης «Οριζόντια δύναμη-Παραμόρφωση» ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου.

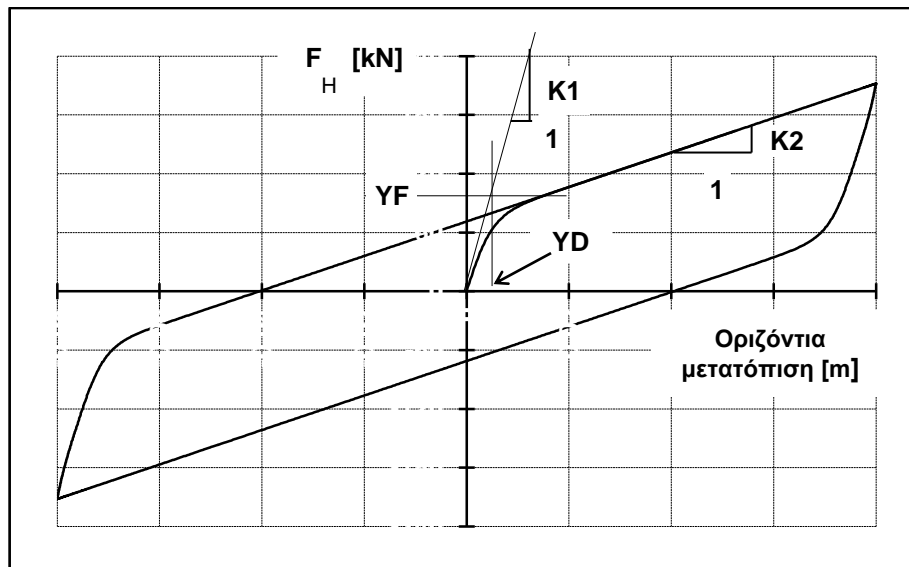


Εικόνα 3.1.1. Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου.

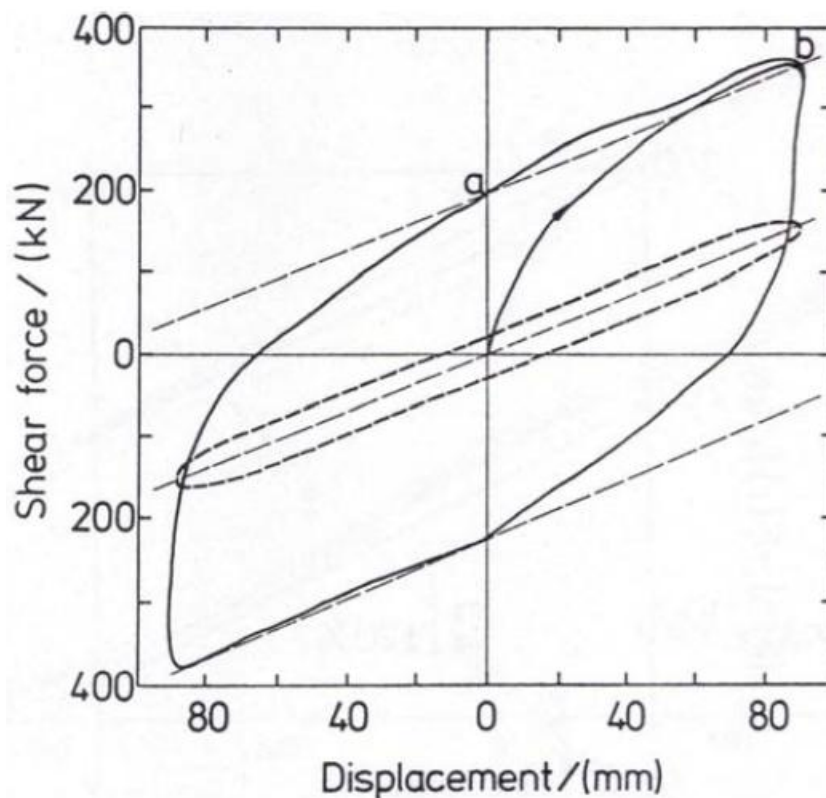


Σχήμα 3.1.1. Στοιχεία που συνθέτουν το εφέδρανο.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 3.1.2. Ιδεατό διάγραμμα οριζόντιας δύναμης-μετατόπισης για LRB.



Σχήμα 3.1.3. Βρόχοι υστέρησης ελαστομεταλλικού εφεδράνου χωρίς (διακεκομμένη γραμμή) και με (συνεχής γραμμή) πυρήνα μολύβδου.

Στο σχήμα 3.1.2. απεικονίζεται με διακεκομμένη γραμμή ο βρόχος υστέρησης ενός ελαστομερούς εφεδράνου χωρίς μόλυβδο (κυκλικό με διάμετρο 650 mm και μέτρο ελαστικότητας $1,75 \text{ MNm}^{-2}$). Στο ίδιο σχήμα φαίνεται ο βρόχος για το ίδιο εφέδρανο, αλλά με την ύπαρξη πυρήνα μολύβδου (διαμέτρου 170 mm). Ενδιαφέρον παρουσιάζει αύξηση κατά 235 kN στη διατμητική δύναμη του εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Η οριζόντια δύναμη που απαιτείται για την οριζόντια διάτμηση του εφεδράνου προσεγγίζεται θεωρώντας δύο δυνάμεις που δρουν εν παραλλήλω, η πρώτη οφειλόμενη στο ελαστομερές και η δεύτερη στο μόλυβδο. Η ελαστικότητα του ελαστομερούς δίδει μια δύναμη ανάλογη της παραμόρφωσης, ενώ η πλαστιμότητα του μολύβδου μια δύναμη που είναι ανεξάρτητη της παραμόρφωσης (μετά το σημείο διαρροής). Έτσι μια καλή προσέγγιση είναι:

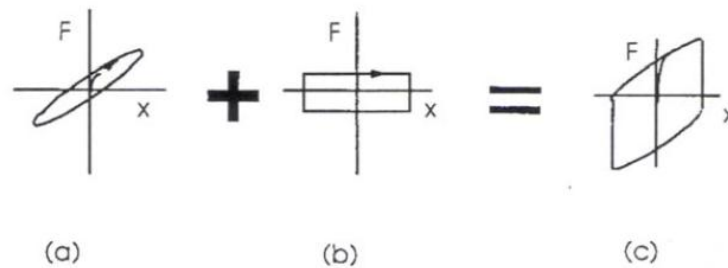
$$F = \tau(Pb)A(Pb) + K_b(r)X$$

Όπου $\tau(Pb)$: η διατμητική τάση διαρροής του μολύβδου ($\tau(Pb) \approx 10.8 \text{ MPa}$)

$A(Pb)$: το εμβαδό της διατομής του πυρήνα μολύβδου

$K_b(r)$: η δυσκαμψία του ελαστικού στο οριζόντιο επίπεδο

X : η μετατόπιση στην κορυφή του εφεδράνου σε σχέση με τη βάση του.



Σχήμα 3.1.4. Ελαστομερές (α) + Μόλυβδος (β) = LRB (γ)

Η βασική παράμετρος σχεδιασμού των ελαστομεταλλικών εφεδράνων που αποτελούν στοιχεία συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι η ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση του ελαστομερούς.

Στην ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση του ελαστομερούς συμβάλλουν οι εξής συνιστώσες: ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση γ_c από θλιπτικό φορτίο N , ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση $\gamma_{s,s}$ από μή σεισμικές οριζόντιες μετακινήσεις, ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση $\gamma_{s,E}$ από σεισμικές οριζόντιες μετακινήσεις και ανηγμένη γωνιακή παραμόρφωση γ_ϕ λόγω στροφής ϕ της άνω ως προς την κάτω εξωτερική επιφάνεια του εφεδράνου.

Κριτήριο σχεδιασμού των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι η τιμή της ανηγμένη γωνιακής παραμόρφωσης η οποία θα πρέπει να είναι μικρότερη από τα όρια τα οποία δίνονται παρακάτω για τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων:

$$\gamma_c \leq 2.5, \gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_\phi \leq 5.0 \text{ και } \gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_{s,E} + 0.5 \gamma_\phi \leq 5.5.$$

3.2 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΟΛΙΣΘΗΣΕΩΣ

Τα συστήματα ολίσθησης βασίζονται στην αρχή ότι ένα σώμα ολισθαίνει στη βάση του, όταν η επιβαλλόμενη δύναμη υπερβεί τη δύναμη τριβής. Τα εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από μια επιφάνεια ολίσθησης και ένα αρθρωτό στοιχείο που απαιτείται ώστε να διατηρείται η πλήρης επαφή στη διεπιφάνεια επαφής.

Το αρθρωτό στοιχείο μπορεί να έχει διάφορες μορφές, όπως εφέδρανο σημειακής στήριξης (rot bearing), το σφαιρικό εφέδρανο, το εφέδρανο με δίσκο, το σφαιρικό εφέδρανο τριβής (Friction Pendulum System- FPS).

Τα εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιούνται για την σεισμική μόνωση κατασκευών είναι δύο ειδών: επίπεδα και σφαιρικά. Υπάρχουν και τα κωνικά αλλά δεν χρησιμοποιούνται στην πράξη.

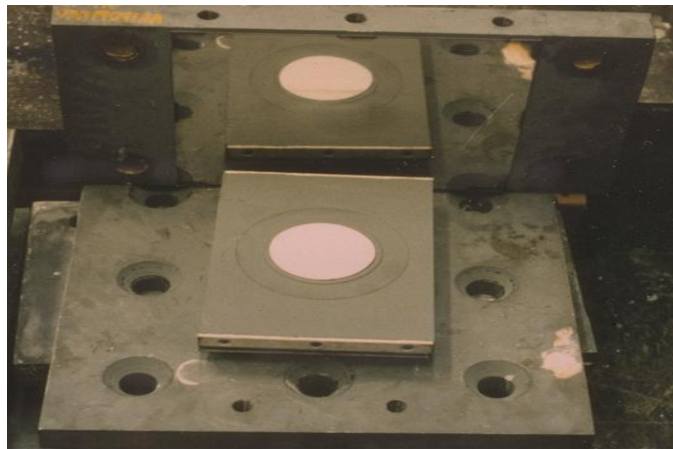
Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης δεν διαθέτουν δυνάμεις επαναφοράς. Κατά συνέπεια για την σεισμική μόνωση ενός έργου συνδυάζονται με κάποιο τύπο μονωτήρα ο οποίος

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

διαθέτει την απαιτούμενη ικανότητα να επαναφέρει την ανωδομή στην πριν από το σεισμό θέση της.

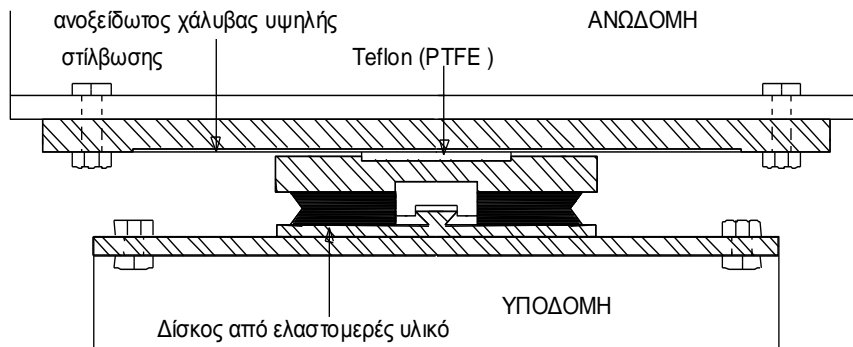
Οι σφαιρικοί μονωτήρες ολίσθησης (FPS) διαθέτουν δυνάμεις επαναφοράς, κατασκευάζονται εξ' ολοκλήρου από χάλυβα, και αποτελούνται από τρία τμήματα: από τον «κοίλο δίσκο έδρασης», από τον «δίσκο έδρασης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης», και από το «ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης». Το ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης κατασκευάζεται από ανοξείδωτο χάλυβα, και οι κυρτές επιφάνειες ολίσθησης φέρουν επένδυση ενός συνθετικού υλικού, του οποίου κύριο υλικό είναι το PTFE (Teflon). Η σφαιρική, κοίλη επιφάνεια ολίσθησης του μονωτήρα έχει καμπυλότητα R, και είναι επενδυμένη με υψηλής στίλβωσης, ανοξείδωτο χάλυβα. Η υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που απαιτείται για την σεισμική μόνωση του έργου, επιτυγχάνεται με την τριβή ολίσθησης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης επί του κοίλου δίσκου έδρασης.

Στην Εικόνα 3.2.1. απεικονίζεται φωτογραφία της τομής ενός επίπεδου σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης, ανοιγμένου προς επίδειξη, και στο Σχήμα 3.2.1. δίδεται σχηματική αναπαράσταση της τομής του εφεδράνου και γίνεται αναφορά στα στοιχεία που το συνθέτουν. Στο Σχήμα 3.2.2. παρουσιάζεται ένα ιδεατό διάγραμμα (μαθηματικό μοντέλο) της σχέσης «Οριζόντια δύναμη-Μετατόπιση» ενός επίπεδου σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης. Στην Εικόνα 3.2.2. παρουσιάζεται φωτογραφία ενός σφαιρικού σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης (FPS), ανοιγμένου προς επίδειξη, και στο Σχήμα 3.2.3. δίδεται σχηματική αναπαράσταση της τομής του εφεδράνου και γίνεται αναφορά στα στοιχεία που το συνθέτουν. Στο Σχήμα 3.2.4. παρουσιάζεται ένα ιδεατό διάγραμμα (μαθηματικό μοντέλο) της σχέσης «Οριζόντια δύναμη-Μετατόπιση» ενός σφαιρικού σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης (FPS).

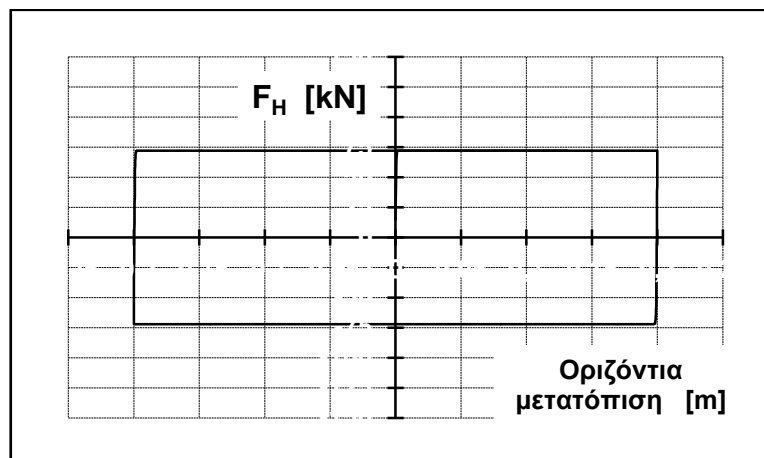


Εικόνα 3.2.1.: Φωτογραφία επίπεδου σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης, ανοιγμένου προς επίδειξη. Στο άνω μέρος της φωτογραφίας διακρίνεται η πλάκα ολίσθησης ανοξείδωτου χάλυβα υψηλής στίλβωσης (μέσα στον οποίο καθρεπτίζεται το κάτω τμήμα του εφεδράνου).

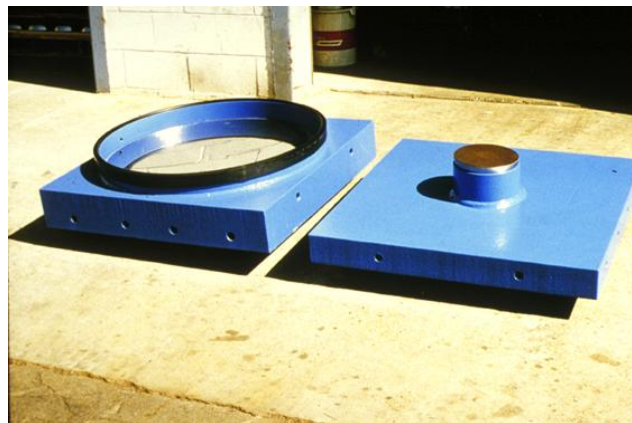
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 3.2.1.: Τομή επίπεδου σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης με ελαστομερή βάση.



Σχήμα 3.2.2.: Ιδεατό διάγραμμα της σχέσης «Οριζόντια δύναμη -Μετατόπιση» ενός επίπεδου σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης.

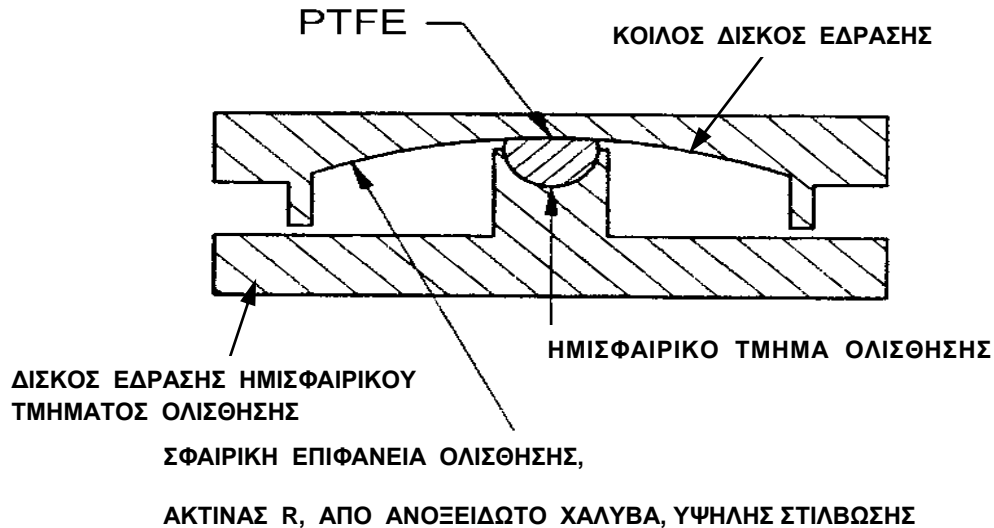


Εικόνα 3.2.2.: Φωτογραφία σφαιρικού σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης (FPS), ανοιγμένου προς επίδειξη.

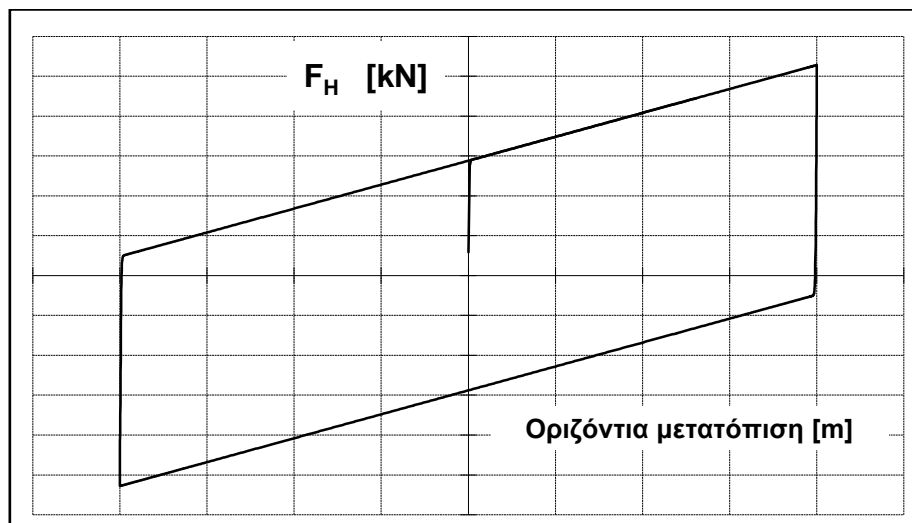
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ΑΝΩ ΚΥΡΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ

ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΕΠΕΝΔΥΣΗ ΡΤΦΕ



Σχήμα 3.2.3.: Τομή σφαιρικού σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης (FPS)



Σχήμα 3.2.4: Ιδεατό διάγραμμα της σχέσης «Οριζόντια δύναμη -Μετατόπιση» ενός σφαιρικού σεισμικού μονωτήρα ολίσθησης (FPS).

3.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

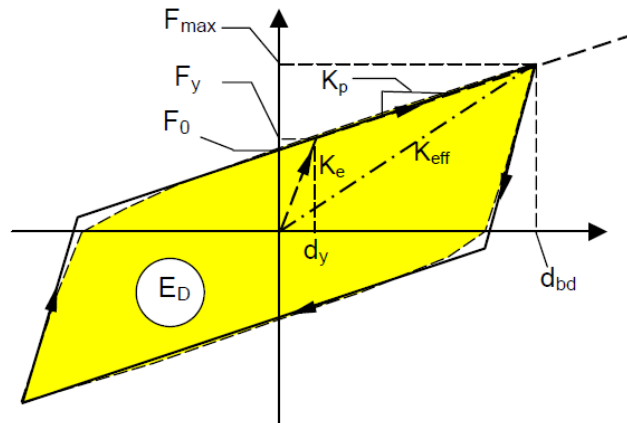
Οι μονωτήρες που αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση. Αυτή η απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται, όταν η οριζόντια μετακίνηση του κέντρου της μάζας της ανωδομής, που οφείλεται στην ευκαμψία των μονωτήρων στην κατακόρυφη διεύθυνση, είναι μικρότερη από το 5% της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} (δίνεται παρακάτω). Ο έλεγχος αυτής της συνθήκης δεν

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

απαιτείται, αν στη διεπιφάνεια μόνωσης το κατακόρυφο φορτίο αναλαμβάνουν εφέδρανα ολίσθησης ή συνήθη ελαστομεταλλικά εφέδρανα ή ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, όπως στην προκειμένη περίπτωση μελέτης.

Ιδιότητες σε οριζόντιες διευθύνσεις- Υστερητική συμπεριφορά

Η σχέση δύναμης-μετακίνησης των μονωτήρων με πυρήνα μολύβδου μπορεί για την ανάλυση να προσεγγιστεί από μια δι-γραμμική σχέση, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα για τον μονωτήρα.



Σχήμα 3.3.1. Διγραμμική προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς μονωτήρα.

Όπου:

d_{bd} η μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} του συστήματος σεισμικής μόνωσης

d_y η μετακίνηση διαρροής του μονωτήρα

F_y η δύναμη διαρροής υπό μονοτονική φόρτιση

F_{max} η μέγιστη δύναμη, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd}

F_0 η δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό νακυκλιζόμενη φόρτιση= $F_y - K_p d_y$

K_e η ελαστική συσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση= F_y/d_y (δυσκαμψία αποφόρτισης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση)

K_p η μετελαστική (εφαπτομενική) δυσκαμψία του μονωτήρα

$$K_p = (F_{max} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$$

E_D η αποσβενύμενη ενέργεια ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα d_{bd} , ίση προς το εμβαδό του υστερητικού βρόχου

$$E_D = 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$$

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ξώδους απόσβεσης ξ μικρότερο του 0,06. Η ανακυκλική συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων είναι παρόμοια με την υστερητική με λεπτούς βρόχους. Η συμπεριφορά τους μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

δυσκαμψία $G \cdot A_r / t_r$, όπου G είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_r είναι η ενεργός επιφάνεια (απομειωμένη επιφάνεια) και t_r το συνολικό πάχος του ελαστομερούς. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης εμφανίζουν ουσιαστικούς υστερητικούς βρόχους, που αντιστοιχούν σε ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης μεταξύ 0,10 και 0,20. Η συμπεριφορά τους θα πρέπει να θεωρηθεί ως μη γραμμική υστερητική.

Όσον αφορά τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) αποτελούνται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης που διαθέτουν κυλινδρικό (συνήθως) μολύβδινο πυρήνα. Η διαρροή του μολύβδινου πυρήνα προσφέρει στα εφέδρανα αυτά υστερητική συμπεριφορά, η οποία αποδίδεται από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης του Σχήματος 3.3.1, με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: (1) Ελαστική δυσκαμψία $K_e = K_L + K_R$, όπου K_L είναι η δυσκαμψία του μολύβδινου πυρήνα και K_R η δυσκαμψία του ελαστομεταλλικού τμήματος του εφεδράνου, (2) Μετελαστική δυσκαμψία $K_p = K_R$ και (3) Δύναμη διαρροής $F_y = F_{Ly} (1 + K_R / K_L)$, όπου F_{Ly} είναι η δύναμη διαρροής του μολύβδινου πυρήνα. Επισημαίνεται ότι, όταν είναι $K_R \ll K_L$, τότε: $K_e \approx K_L$ και $F_y \approx F_{Ly}$.

Στην περίπτωση συσκευών ολίσθησης με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης περιορίζεται η δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή σε:

$$F_{\max} = \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

Όπου:

μ_d είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής

N_{Sd} είναι η αξονική δύναμη που μεταφέρεται από την συσκευή, και

$\text{sign}(\dot{d}_b)$ είναι το πρόσημο του ανύσματος της ταχύτητας με d_b τη σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών ολίσθησης

Τέτοιες συσκευές μπορεί να εμφανίζουν ουσιαστικές παραμένουσες μετακινήσεις. Επομένως πρέπει να χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με στοιχεία που παρέχουν επαρκή δύναμη επαναφοράς.

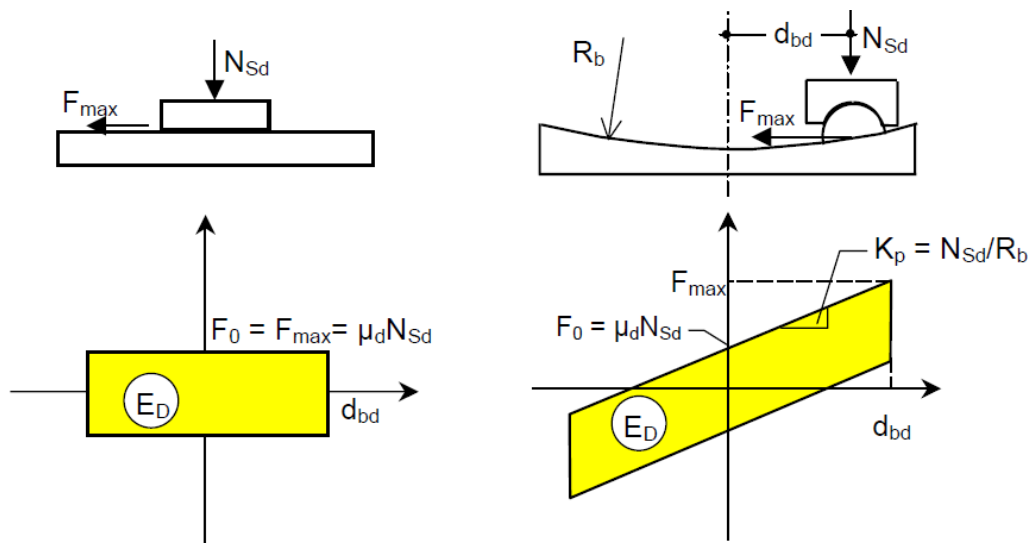
Συσκευές ολίσθησης με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης σταθερής ακτίνας καμπυλότητας R_b (π.χ. σφαιρικοί μονωτήρες ολίσθησης) παρέχουν μια γραμμική δύναμη επαναφοράς στην σχετική μετακίνηση του μονωτήρα d_d ίση με $N_{Sd} d_d / R_b$. Η σχέση δύναμης – μετακίνησης σε τέτοιο εφέδρανο είναι:

$$F_{\max} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_{bd})$$

Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις (επίπεδη και σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης), η ενέργεια E_D που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση d_d είναι ίση προς:

$$E_D = 4 \mu_d N_{Sd} d_{bd}$$

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 3.3.2. Συμπεριφορά εφεδράνων τριβής.

Αν η επιφάνεια ολίσθησης ήταν κωνική, η δύναμη επαναφοράς θα ήταν σταθερή και ο συντελεστής τριβής πολύ μικρός. Το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης επιτρέπει μεγάλες επιφάνειες επαφής που ανάλογα τα υλικά που χρησιμοποιούνται φορτίζονται με πιέσεις που είναι κατά μέσο όρο της τάξης των 7 με 70 MPa. Αυτό ισχύει για τις δύο περιπτώσεις που ανπτύχθηκαν παραπάνω.

Για εφέδρανα με μεγάλες επιφάνειες επαφής των υλικών, ο συντελεστής τριβής εξαρτάται κυρίως από:

- την σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης
 - τη χρήση ή μη λιπαντικού
 - την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης
 - την ταχύτητα ολίσθησης
- και πρέπει να προσδιορίζεται με κατάλληλες δοκιμές.

Στη περίπτωση που οι διεπιφάνειες του εφεδράνου τριβής αποτελούνται από ανοξείδωτο χάλυβα και PTFE, ο συντελεστής τριβής περιγράφεται από την παρακάτω σχέση.

$$\mu_s = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \exp(-a|\dot{U}|)$$

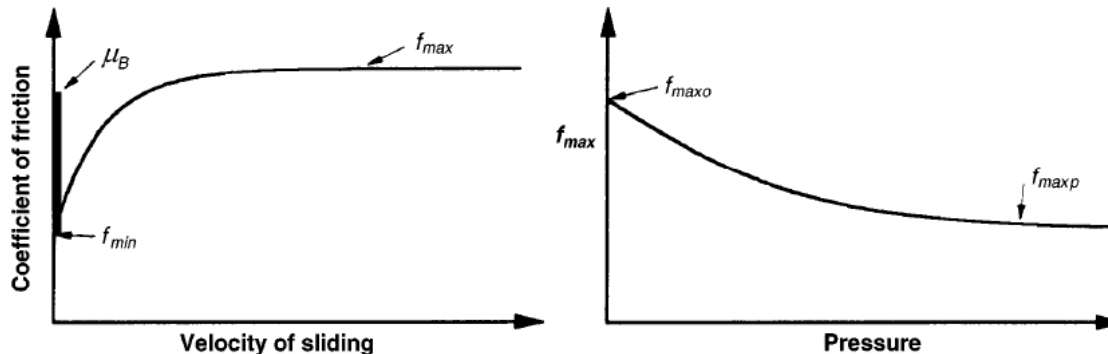
Όπου οι παράμετροι f_{max} και f_{min} αφορούν τους συντελεστές τριβής για χαμηλές και υψηλές ταχύτητες ολίσθησης, αντίστοιχα, και υπό σταθερή πίεση, όπως παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 3.3.3). Οι παράμετροι f_{max} , f_{min} και a εξαρτώνται από την πίεση που ασκείται στο εφέδρανο. Πρακτική σημασία όμως έχει μόνο η εξάρτηση του f_{max} , που λέγεται δυναμικός συντελεστής τριβής, από την πίεση. Μία καλή προσέγγιση των πειραματικών δεδομένων δίνεται από την σχέση (Constantinou et al., 1993b)

$$f_{max} = f_{maxo} - (f_{maxo} - f_{maxp}) \tanh \epsilon p$$

Όπου η φυσική σημασία των παραμέτρων f_{maxo} και f_{maxp} φαίνεται στο Σχήμα 3.3.3. Ο όρος p εκφράζει την ακαριαία πίεση που ασκείται στο εφέδρανο, η οποία είναι ίση με το αξονικό φορτίο διαιρεμένο με το εμβαδό της επιφάνειας επαφής. Επίσης ο όρος ϵ είναι μια παράμετρος ελέγχου της μεταβολής του f_{max} με την πίεση. Ένα χαρακτηριστικό των

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

εφεδράνων τριβής που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα είναι ότι στην αρχή της κίνησης ο συντελεστής τριβής παρουσιάζει μια ακραία-στατική τιμή μ_B , η οποία είναι συνήθως υψηλότερη από αυτή του f_{min} .



Σχήμα 3.3.3. Παράμετροι του μοντέλου τριβής που εφαρμόζεται σε εφέδρανα τριβής.

Στο σχήμα 3.3.4 φαίνεται η σχέση μεταξύ της πίεσης του εφεδράνου και των συντελεστών τριβής f_{max} , f_{min} και μ_B του συνθετικού υλικού με βάση το PTFE σε επαφή με ανοξείδωτο χάλυβα σε συνήθεις θερμοκρασίες. Τα δεδομένα αυτά συγκεντρώθηκαν από δοκιμές εφεδράνων με τέσσερα διαφορετικά δοκιμαστικά προγράμματα (Soong and Constantinou, 1994).

Στο σχήμα 3.3.5 απεικονίζεται σε διάγραμμα η σχέση του συντελεστή τριβής με την ταχύτητα ολίσθησης και την πίεση που ασκείται στο εφέδρανο για καθαρές χωρίς λίπανση επιφάνειες σε συνήθεις θερμοκρασίες. Η τιμή του συντελεστή τριβής χαρακτηρίζεται από την ελάχιστη τιμή f_{min} που βαθμιαία αυξάνεται με την ταχύτητα λαμβάνοντας την σταθερή τιμή f_{max} για υψηλές τιμές ταχύτητας. Η αύξηση αυτή είναι 5-6 φορές την τιμή του f_{min} για τις τιμές ταχύτητας που συναντώνται σε συνήθεις σεισμικές διεγέρσεις (πάνω από 0,5 m/s). Υπό αυτές τις συνθήκες εμφανίζεται θερμότητα στη διεπιφάνεια που μπορεί να προκαλέσει τοπικά ακόμα και λιώσιμο του PTFE δημιουργώντας μείωση του συντελεστή τριβής.

Γενικά, για σταθερή τιμή της πίεσης, ο συντελεστής τριβής περιγράφεται σε μια άλλη διατύπωση από αυτή που αναφέρθηκε προηγουμένως ως (Mokha et al., 1988, Constantinou et al., 1990 and 1993)

$$\frac{\mu}{f_{max}} = 1 - \left(1 - \frac{f_{min}}{f_{max}} \right) \exp(-av)$$

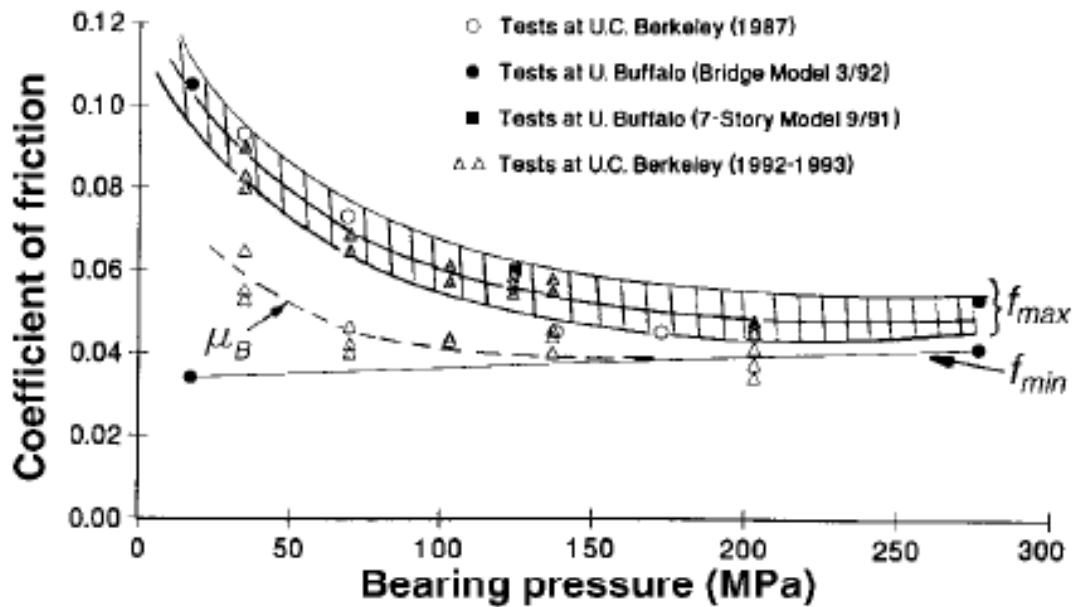
Όπου $a=20-30$ s/m για PTFE και $a>100$ s/m για συνθετικό PTFE. Η προηγούμενη σχέση διατυπώνεται σε γράφημα στο σχήμα 3.3.6.

Πρέπει να επισημανθεί ότι σε περίπτωση ολίσθησης λείων επιφανειών ανοξείδωτου χάλυβα πάνω σε παρθένο καθαρό PTFE με λιπαντικό, στην περιοχή ταχυτήτων που αντιστοιχεί σε σεισμικές κινήσεις και στην συνήθη περιοχή πιέσεων στην επιφάνεια ολίσθησης, ο συντελεστής δυναμικής τριβής μπορεί να είναι εξαιρετικά χαμηλός ($\leq 0,01$). Τέτοια εφέδρανα δεν προσφέρουν απόδοση ενέργειας ($E_d \cong 0$).

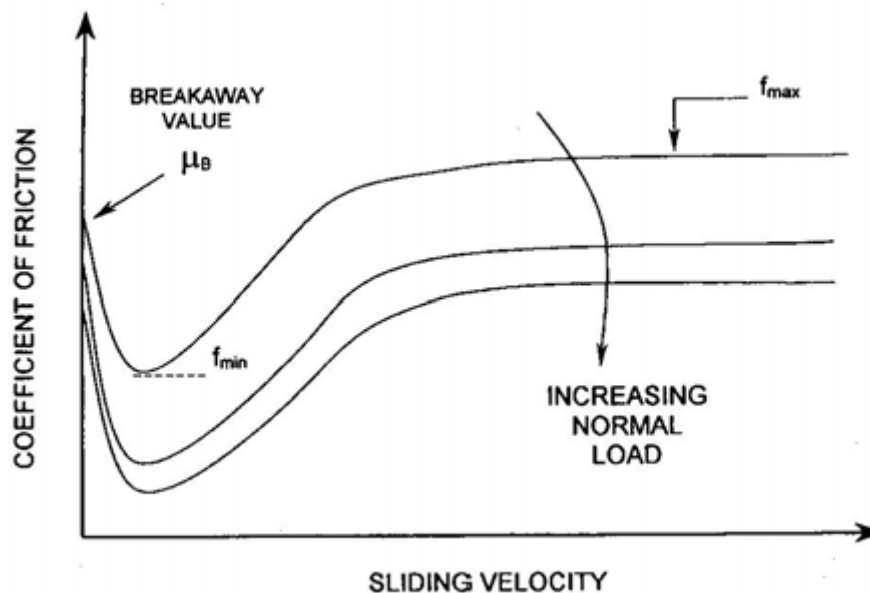
Επίπεδα εφέδρανα που επιτρέπουν ολίσθηση σε 2 διευθύνσεις, και ελαστομεταλλικά εφέδρανα με στρώση PTFE και πλάκα ολίσθησης που επιτρέπουν ολίσθηση στην μία οριζόντια διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση συμπεριφέρονται ως συνήθη ελαστομεταλλικά εφέδρανα, όταν συμμετέχουν στο σύστημα σεισμικής μόνωσης, απαλλάσσονται από την υποχρέωση Δοκιμών Προτύπων, εφόσον δεν λαμβάνεται υπόψη

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

στην μελέτη οποιαδήποτε συμμετοχή τους στην απόσβεση σεισμικής ενέργειας του συνολικού συστήματος.

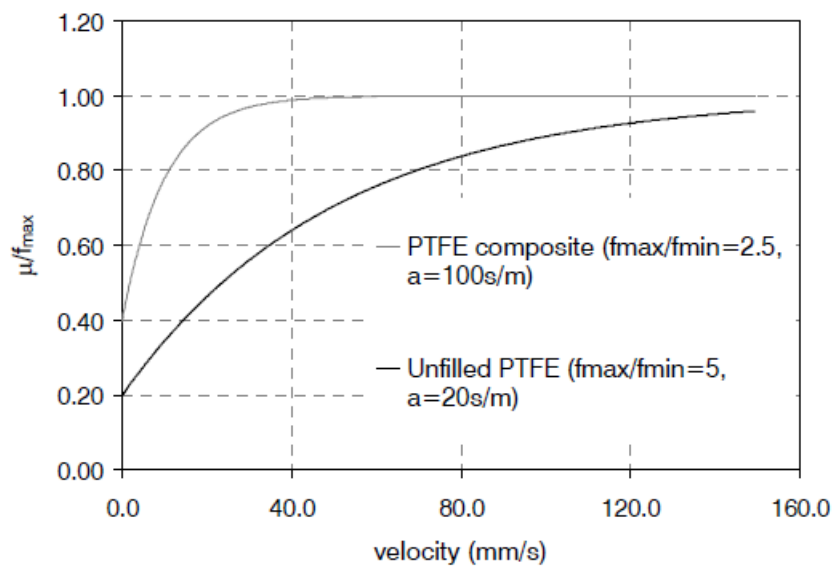


Σχήμα 3.3.4. Συντελεστής τριβής συνθετικού υλικού με βάση το PTFE σε επαφή με ανοξείδωτο χάλυβα σε συνήθεις θερμοκρασίες.



Σχήμα 3.3.5. Τιμές συντελεστή τριβής της διεπιφάνειας μεταξύ PTFE και ανοξείδωτου χάλυβα με τη μεταβολή της ταχύτητας και των συνήθων φορτίων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 3.3.6. Επιρροή της παραμέτρου a και του λόγου f_{max}/f_{min} στο συντελεστή τριβής.

3.4 ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Ένα διγραμμικό μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην πράξη για όλα τα συστήματα μόνωσης. Το διγραμμικό υστερητικό μοντέλο μπορεί να παραστήσει με ακρίβεια τη συμπεριφορά και τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά ενός εφεδράνου τριβής. Γενικά, με σκοπό την προσομοίωση της μη γραμμικής σχέσης δύναμης-παραμόρφωσης μέσω του διγραμμικού υστερητικού βρόγχου, τρεις παράμετροι είναι απαραίτητοι: 1) ελαστική δυσκαμψία, K_1 , 2) μετελαστική δυσκαμψία K_2 και 3) χαρακτηριστική αντοχή Q (βλ. Σχήμα 3.4.1). Η χαρακτηριστική αντοχή Q σχετίζεται με το συντελεστή τριβής του εφεδράνου τριβής (Matsagar and Jangid, 2004).

Η ελαστική δυσκαμψία K_1 εκτιμάται ως ένα πολλαπλάσιο της μετελαστικής δυσκαμψίας K_2 για εφέδρανα τριβής. Η δεύτερη εκτιμάται πολλαπλασιάζοντας το συντελεστή τριβής του εφεδράνου με το αξονικό φορτίο. Η μετελαστική δυσκαμψία μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια για εφέδρανα τριβής (Naeim and Kelly, 1999).

Η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} , ορίζεται ως η κλίση της διατέμνουσας γραμμής του υστερητικού βρόγχου (γραμμή που ενώνει τις ακραίες τιμές) και δίνεται από τη σχέση:

$$k_{eff} = K_2 + \left(\frac{Q}{D}\right) \quad D > D_y$$

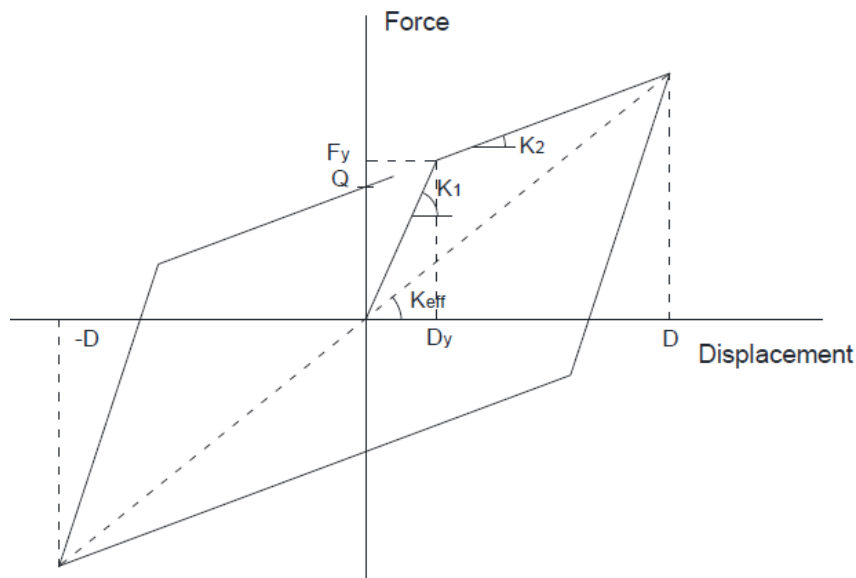
Όπου D_y είναι η μετατόπιση διαρροής και δίνεται συναρτήσει των κυρίων παραμέτρων ως εξής

$$D_y = \frac{Q}{(K_1 - K_2)}$$

Το εμβαδό του υστερητικού βρόγχου, δηλαδή η ενέργεια που διαχέεται ανά κύκλο, W_d δίνεται από τη σχέση

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$W_d = 4Q(D - D_y)$$



Σχήμα 3.4.1. Διγραμμικό μοντέλο σχέσης Δύναμης-Μετατόπισης.

Η ισοδύναμη απόσβεση β_{eff} ή ξ_{eff} δίνεται από τη σχέση

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{(2\pi k_{eff} D^2)}$$

Και παίρνει τιμές μεταξύ 10 έως 30%. Για να δημιουργηθεί το διγραμμικό μοντέλο ενός αποσβεστήρα, η περίοδος, η απόσβεση, η μετατόπιση και το φορτίο βαρύτητας που φέρει το εφέδρανο πρέπει να υπολογιστούν. Με δεδομένη την ιδιοπερίοδο η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται από τη σχέση

$$k_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Έτσι, η ολική ενέργεια που διαχέεται ανά κύκλο φόρτισης, υπολογίζεται ως

$$W_d = 2\pi k_{eff} D^2 \beta_{eff}$$

Η μετατόπιση διαρροής D_y στο διγραμμικό μοντέλο προσομοίωσης για εφέδρανο τριβής FPS πρέπει να υποτεθεί πολύ μικρή. Αυτό το εφέδρανο είναι παρόμοιο με το PTFE εφέδρανο (Το Teflon είναι είναι η εμπορική ονομασία μίας κατηγορίας PTFE). Τα FPS εφέδρανα στην

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ουσία προσομοιώνονται ως άκαμπτα στοιχεία με $K_1=\infty$ και $K_2>0$. Τα FPS εφέδρανα είναι άκαμπτα μέχρι να αναπτυχθεί η δύναμη ολίσθησης ενώ μετά από αυτή την τιμή η ακαμψία λαμβάνει θετικές τιμές.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

4 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Κτίρια που διαθέτουν σύστημα σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα είναι:

*Το δικαστικό μέγαρο Αθηνών (Εφέδρανα ολισθήσεως, 1974)

*Ο πύργος των Αθηνών

*Οι δεξαμενές υδροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα (Σφαιρικά εφέδρανα ολισθήσεως, 1996)

*Το στάδιο Ειρήνης και Φιλίας στην Αθήνα (Επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης και αποσβεστήρες ενέργειας, 2004)

*Το νέο μουσείο Ακρόπολης (Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης, 2006)

*Το αεροδρόμιο «Ελευθέριος Βενιζέλος».

*Η Ωνάσειος στέγη γραμμάτων και τεχνών στην Αθήνα(Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης, 2005).



Εικόνα 4.1. Ωνάσειος στέγη (σύστημα 46 εφεδράνων τριβής-ολίσθησης).

ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ :				
ΕΡΓΟ	ΠΕΡΙΟΧΗ/ ΧΩΡΑ	ΕΙΔΟΣ & ΑΡΙΘΜ. ΜΟΝΑΔΩΝ	ΧΡΟΝ. ΕΓΚΑΤ.	ΝΕΟ/ ΥΦΙΣΤ.
World Bank	Mumbai, Ινδία	LRB	1998	Νέο
Ataturk International Airport Terminal	Istanbul, Τουρκία	130 FPS	2000	Υφισταμ.
Emergency Water Tank	California	4 FPS	1988	Υφιστ.

Πίνακας 4.1. Κτίρια με σύστημα σεισμικής μόνωσης σε Τουρκία, Ινδία και Καλιφόρνια.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Εικόνα 4.2. Κτίριο γραφείων στην Ιταλία (46 HDR μονωτήρες).

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

Ως προς τη θέση της σεισμικής μόνωσης εξετάστηκαν δύο δυνατότητες:

1) τοποθέτησή της στη στάθμη θεμελίωσης (-27.70 m) και 2) τοποθέτησή της κάτω από την πλάκα δαπέδου του ισόγειου (στάθμη -1.59 m).

Οι λόγοι που οδήγησαν στην απόρριψη της πρώτης λύσης ήταν το σημαντικά μεγαλύτερο κόστος που προκύπτει λόγω των αυξημένων αξονικών φορτίων - περίπου διπλάσια - που θα έπρεπε να αναληφθούν από τα εφέδρανα στη στάθμη της θεμελίωσης και άρα από την απαίτηση για περισσότερα εφέδρανα. Επίσης, και άλλοι λόγοι συντέλεσαν σε αυτό.

Η επιλογή της δεύτερης λύσης βασίστηκε στο ότι η σεισμική επιβάρυνση του υπογείου δεν είναι σημαντική αφού λόγω οριζοντίων δεσμεύσεων, ουσιαστικά δεν επαυξάνεται η απόκριση και δεν παρουσιάζονται διαφορικές μετακινήσεις. Συνεπώς δεν υπάρχει ιδιαίτερη απαίτηση για σεισμική μόνωση. Επίσης, ρόλο έπαιξε και η παρουσία της ισχυρής πλάκας δαπέδου ισόγειου, πάχους 1.50 m που λειτουργεί ως θεμελίωση.

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης διαχωρίζει οριζόντια την ανωδομή από το υπόγειο. Τη μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο υπόγειο αναλαμβάνουν 46 εφέδρανα τριβής-ολίσθησης (FPS), πάνω από τα οποία βρίσκεται πλάκα πάχους 1.50m. Τα εφέδρανα τοποθετήθηκαν σε ανεστραμμένη διάταξη ώστε οι πρόσθετες ροπές που προκύπτουν από τη μετακίνηση του κτιρίου σε ενδεχόμενο σεισμό να μην καταπονούν τα υποστυλώματα στα οποία εδράζονται - που θα είχε ως συνέπεια τη σημαντική αύξηση των διαστάσεών τους - αλλά την υπερκείμενη πλάκα, όπως παρουσιάζεται αναλυτικότερα στη σχετική παράγραφο.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στην παρούσα εργασία η ανάλυση των σεισμικά μονωμένων κτιρίων υλοποιήθηκε σύμφωνα με τον Eurocode 8 και τις «οδηγίες για το σχεδιασμό κατασκευών (κτιρίων και γεφυρών) με σεισμική μόνωση», το οποίο συντάχθηκε στα πλαίσια ερευνητικού προγράμματος του ΟΑΣΠ.

Οι μέθοδοι που διατίθενται για την ανάλυση και το σχεδιασμό κτιρίων με σεισμική μόνωση είναι οι ακόλουθες:

- (1) Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος
- (2) Μέθοδος Φασματικής Απόκρισης
- (3) Μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Επισημαίνεται ότι ο EC8 στην παράγραφο 10 του prEN 1998-1:2003 αναφέρεται σε σεισμικά μονωμένα κτίρια θέτοντας κριτήρια συμμόρφωσης, γενικές διατάξεις που αφορούν τους μονωτήρες καθώς και το πεδίο εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων ανάλυσης. Στις «οδηγίες για το σχεδιασμό των κτιρίων με σεισμική μόνωση» έχουν ληφθεί υπόψη όλες οι αναφερόμενες διατάξεις της παραγράφου 10 του EC8.

5.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

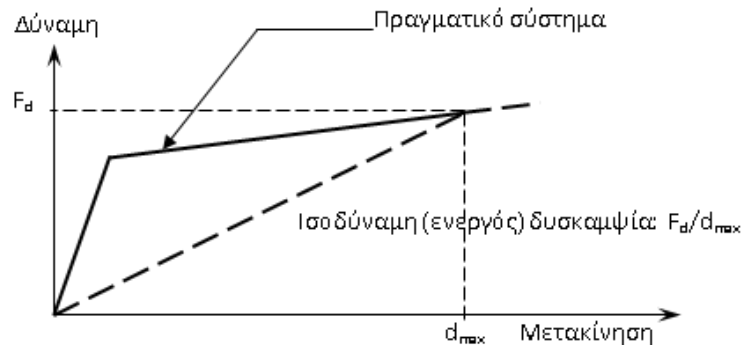
Η μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι μια απλοποιημένη διαδικασία ανάλυσης η οποία βασίζεται στη θεώρηση της ανωδομής ως στερεού σώματος και η οποία θεώρηση στηρίζεται στο γεγονός ότι οι μετακινήσεις είναι εντοπισμένες στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Έτσι είναι σκόπιμο, και επιβάλλεται από πολλούς σύγχρονους κανονισμούς, η μη γραμμική σεισμική απόκριση να περιορίζεται στο σύστημα σεισμικής μόνωσης. Δηλαδή, η υπόλοιπη κατασκευή να παραμένει ουσιαστικά ελαστική.

Δεδομένου των παραπάνω, η δυναμική απόκριση μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής μπορεί να προσεγγιστεί με ικανοποιητική ακρίβεια σε κάθε διεύθυνση, με ένα προσομοίωμα απλού ταλαντωτή (μονοβάθμιο σύστημα) αποτελούμενο από την συνολική μάζα της ανωδομής, που συνδέεται με το έδαφος μέσω του συστήματος της σεισμικής μόνωσης (και της υποδομής) μόνον. Η υποδομή λοιπόν, θεωρείται απαραμόρφωτη και η ανωδομή ένα στερεό σώμα που υπόκειται σε μεταφορική κίνηση σε κάθε διεύθυνση. Η σεισμική απόκριση αυτού του, έστω και έντονα μη-γραμμικού, συστήματος μπορεί να υπολογιστεί εύκολα αλλά προσεγγιστικά, με την βοήθεια της ισοδύναμης (γραμμικής) δυσκαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης και της ισοδύναμης (ιξώδους) απόσβεσης. Είναι φανερό ότι σε ένα μη-γραμμικό σύστημα τα δύο αυτά μεγέθη πρέπει να προσδιορίζονται με διαδοχικές προσεγγίσεις, που είναι σκόπιμο να βασίζονται σε διαδοχικές εκτιμήσεις της μέγιστης σεισμικής μετακίνησης d_{max} (βλέπε Σχήμα 5.1.1.).

Η παρακάτω εξίσωση καθορίζει την μετακίνηση σχεδιασμού, d_{cd} (μέγιστη οριζόντια μετακίνηση υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού), στο κέντρο μάζας της μονωμένης κατασκευής. Αυτή η εξίσωση βασίζεται στις θεωρήσεις ότι ο φέρων οργανισμός επάνω από το σύστημα μόνωσης είναι ουσιαστικά άκαμπτος και τα κέντρα μάζας και δυσκαμψίας της μονωμένης κατασκευής συμπίπτουν. Η τέμνουσα βάσης V_d που δίδεται παρακάτω μετατρέπεται σε μετακίνηση σχεδιασμού, d_{cd} , μέσω της απλής σχέσης μεταξύ ψευδοεπιτάχυνσης (εκφραζόμενη εδώ ως τέμνουσα βάσης διαιρεμένη με την δρώσα μάζα)

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

και φασματικής μετακίνησης (η οποία σε αυτή την περίπτωση ισούται με την μετακίνηση σχεδιασμού):



Σχήμα 5.1.1 Διγραμμικό προσομοίωμα της μη-γραμμικής συμπεριφοράς μονάδων σεισμικής μόνωσης και ισοδύναμη (ενεργός) δυσκαμψία.

$$V_d = W_d \frac{S_e}{g} = K_{\text{eff}} d_{\text{cd}}$$

$$d_{\text{cd}} = S_e \frac{T_{\text{eff}}^2}{2\pi} = 0.625 \frac{g}{\pi^2} n_{\text{eff}} \alpha_g T_2 T_{\text{eff}}$$

Όπου W_d είναι το βάρος της ανωδομής, g η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/sec}^2$), $T_B = T_1$, $T_C = T_2$ και $T_D = 2,5 \text{ sec}$ (οι τύποι εδαφών σύμφωνα με τον EC8 και ΕΑΚ2000, βλέπε και πίνακα 5.1.1.)

Ο συντελεστής εδάφους, ο συντελεστής ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας, και ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης συμπεριλαμβάνονται στην παραπάνω εξίσωση για το d_{cd} .

Η ανάλυση της ανωδομής και της υποδομής γίνεται σε κάθε κύρια διεύθυνση, με την μέθοδο της ισοδύναμης στατικής φόρτισης, με βάση την μέγιστη σεισμική τέμνουσα στην διεπιφάνεια μόνωσης, όπως προκύπτει από την παραπάνω σχέση. Σε κτίρια, η συνολική σεισμική τέμνουσα V_d στην διεπιφάνεια μόνωσης σε κάθε διεύθυνση, κατανέμεται στο ύψος της ανωδομής, όπως καθορίζεται από τον ισχύοντα κανονισμό για μη-μονωμένα κτίρια (συνήθως κατανομή ανεστραμμένου τριγώνου). Οι προκύπτουσες ροπές ανατροπής, λαμβάνονται υπόψη για τον έλεγχο τόσο της ανωδομής και υποδομής, όσο και των μονωτήρων.

Η Ενεργός δυσκαμψία (K_{eff}) του συστήματος σεισμικής μόνωσης σε μια κύρια διεύθυνση είναι ο λόγος της συνολικής οριζόντιας δύναμης που μεταφέρεται μέσω της διεπιφάνειας μόνωσης, την στιγμή που αναπτύσσεται η μετακίνηση σχεδιασμού, προς την απόλυτη τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού (επιβατική δυσκαμψία).

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελείται από i μονάδες, που κάθε μία έχει ενεργό δυσκαμψία $K_{\text{eff},i}$ στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Τότε η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος είναι

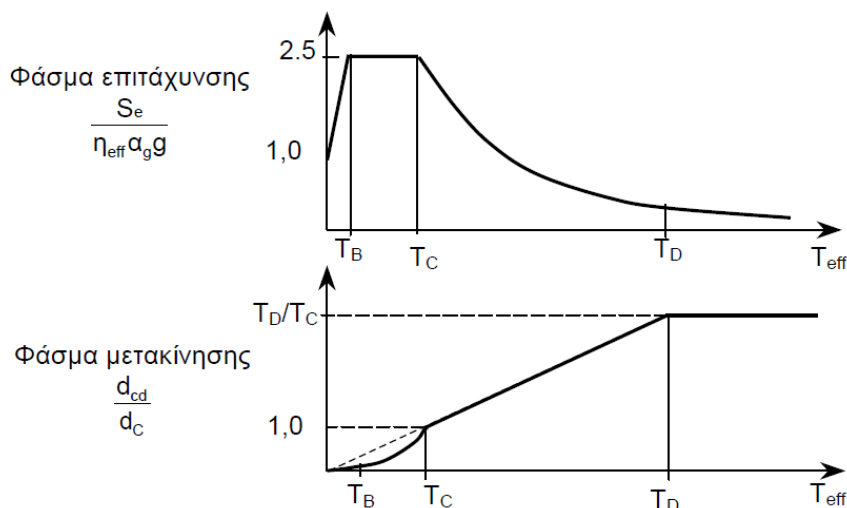
$$K_{\text{eff}} = \sum K_{\text{eff},i}$$

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% καθώς και των μετακινήσεων για ίδια απόσβεση του ΕΚ8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα 5.1.2. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ των περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, (όπως ακριβώς στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ των περιόδων T_1 και T_2) που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Όσον αφορά το φάσμα μετακινήσεων, παρατηρείται γενικώς γραμμική αύξηση της μετακίνησης με την περίοδο μέχρι την περίοδο T_D όπου η τιμή της μετακίνησης σταθεροποιείται. Η φασματική επιτάχυνση για απόσβεση 5% υπολογίζεται στην ενεργό περίοδο T_{eff} δευτερολέπτων ως $S_e = S_e(T_{eff})$ θεωρώντας ότι το 100% της μάζας της ανωδομής συμμετέχει στην πρώτη ιδιομορφή. Η **Ενεργός ιδιοπερίοδος (T_{eff})** είναι η θεμελιώδης περίοδος, στην υπό εξέταση διεύθυνση, ενός μονοβάθμιου συστήματος ταλάντωσης, το οποίο έχει την μάζα της ανωδομής και δυσκαμψία ίση με την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης. Για λόγο ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης ξ_{eff} διάφορο του 5%, η φασματική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή απόσβεσης η_{eff} , με σκοπό να συνεκτιμηθεί η ενεργός απόσβεση, ξ_{eff} , του συστήματος μόνωσης.

Πίνακας 5.1.1. Σχέσεις Φασματικής επιτάχυνσης S_e και μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd}

Ενεργός Ιδιοπερίοδος T_{eff}	Φασματική Επιτάχυνση $\frac{S_e}{g}$	Μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd}
$T_C \leq T_{eff} < T_D$	$2,5 \frac{T_C}{T_{eff}} \eta_{eff} \alpha_g$	$\frac{T_{eff}}{T_C} d_c$
$T_D \leq T_{eff}$	$2,5 \frac{T_C T_D}{T_{eff}^2} \eta_{eff} \alpha_g$	$\frac{T_D}{T_C} d_c$



Σχήμα 5.1.2. Φάσματα επιτάχυνσης και μετακίνησης.

Η **Ενεργός απόσβεση (ξ_{eff})** του συνολικού συστήματος είναι η τιμή της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, η οποία αντιστοιχεί στην ενέργεια που αποσβένεται κατά την διάρκεια

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ανακυκλιζόμενης φόρτισης στην μετακίνηση σχεδιασμού. Η ισοδύναμη απόσβεση μπορεί να υπολογιστεί από την έκφραση

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum \tilde{E}_{d,i}}{K_{\text{eff}} d_{\text{bd}}^2} \right]$$

όπου $\tilde{E}_{d,i}$ είναι ενέργεια που αποσβένεται από την μονάδα σεισμικής μόνωσης i , σε έναν πλήρη κύκλο παραμόρφωσης στην μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} (βλέπε Σχήμα 3.3.1.). Η ενέργεια αυτή ισούται με την επιφάνεια E_D που περικλείεται μέσα στον βρόχο του προαναφερθέντος πλήρους κύκλου παραμόρφωσης, και προκύπτει από τις κατάλληλες δοκιμές του μονωτήρα.

Ο συντελεστής η_{eff} είναι συνάρτηση της απόσβεσης που παρέχεται από το σύστημα μόνωσης, εκφραζόμενη σε όρους ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης ως ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης, ξ_{eff} . Οι τιμές του συντελεστή απόσβεσης η_{eff} βασίζονται στον μέσο όρο των συντελεστών φασματικής ενίσχυσης στη περιοχή ταχύτητας, όπως αναφέρεται στο Earthquake Spectra and Design [Newark and Hall, 1982]. Αν το σύστημα μόνωσης παρουσιάζει πραγματική ιξώδη απόσβεση, τιμές του ξ_{eff} που υπερβαίνουν το 20% της κρίσιμης απόσβεσης, πρέπει να χρησιμοποιηθούν με προσοχή. Σε αυτή τη περίπτωση, οι δυνάμεις της ιξώδους απόσβεσης πρέπει να υπολογιστούν και να προστεθούν κατάλληλα στις δυνάμεις της υστερητικής συμπεριφοράς του συστήματος μόνωσης.

Η ενεργός περίοδος T_{eff} της μονωμένης κατασκευής ορίζεται από την παρακάτω εξίσωση σε σχέση με την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης K_{eff} ως ακολούθως :

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{W_d}{gK_{\text{eff}}}}$$

Όπου W_d είναι το βάρος της ανωδομής και g η επιτάχυνση βαρύτητας (9,81 m/sec²).

Η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας βάσης καθ' ύψος της κατασκευής είναι παρόμοια με αυτή που χρησιμοποιείται για συμβατικά κτίρια (μη-σεισμικά μονωμένα κτίρια), δηλαδή, μια κατανομή που προσεγγίζει την πρώτη ιδιομορφή του συμβατικού κτιρίου. Αυτή η κατανομή είναι μια συντηρητική προσέγγιση της κατανομής των αδρανειακών δυνάμεων όπως υπολογίζονται από αναλύσεις με χρονιοστορίες.

Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_x = V_d \frac{m_x z_x}{\sum_{i=1}^n m_i z_i}$$

Όπου F_x το σεισμικό φορτίο της στάθμης x , V_d η τέμνουσα βάσης όπως είχε προσδιοριστεί σε προηγούμενη σχέση, n ο αριθμός σταθμών στις οποίες θεωρείται η μάζα της κατασκευής συγκεντρωμένη, z_i η απόσταση της στάθμης i στην κατακόρυφη διεύθυνση από την διεπιφάνεια σεισμικής μόνωσης, m_i η μάζα της στάθμης i , m_x η μάζα της στάθμης x και z_x η απόσταση της στάθμης x στην κατακόρυφη διεύθυνση από την διεπιφάνεια σεισμικής μόνωσης.

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται γενικά στην αρχή της διαδικασίας σχεδιασμού με σκοπό τον υπολογισμό τιμών αναφοράς για τις βασικές παραμέτρους της απόκρισης (μετακίνηση και τέμνουσα βάσης) και προδιαστασιολόγηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης, στοιχεία

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

τα οποία στη συνέχεια αποτιμούνται είτε με την Μέθοδος Φασματικής Απόκρισης είτε με την μη-γραμμική Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.

Επίσης, η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί όταν συνυπάρχουν όλες οι ακόλουθες συνθήκες :

α. Η απόσταση μεταξύ της θέσης του κτιρίου και του πλησιέστερου ενεργού σεισμογόνου ρήγματος να υπερβαίνει τα 15 χιλιόμετρα.

β. Οι εδαφικές συνθήκες στην θέση κατασκευής του κτιρίου να αντιστοιχούν σε μία από τις κατηγορίες εδάφους Α, Β, Γ ή Δ σύμφωνα με την κατηγοριοποίηση του ΕΑΚ 2000

γ. Όταν η ενεργός απόσβεση του συστήματος μόνωσης δεν υπερβαίνει το 0.30

δ. Η ανωδομή δεν υπερβαίνει τους 4 ορόφους ή 20 μέτρα ύψος (σύμφωνα με τον Κανονισμό SEAO)

ε. Η ανώτερη τιμή της ενεργού περιόδου του συστήματος μόνωσης, σε κάθε κύρια διεύθυνση, δεν υπερβαίνει τα 3.0 δευτερόλεπτα (σύμφωνα με τον Κανονισμό SEAO)

ζ. Η ελάχιστη τιμή της ενεργού περιόδου της σεισμικώς μονωμένης κατασκευής είναι τουλάχιστον τριπλάσια της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της μη μονωμένης ανωδομής (σύμφωνα με τον Κανονισμό SEAO). Για κατασκευές από σπλισμένο σκυρόδεμα, στον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου αυτής, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της ρηγμάτωσης.

η. Η ανωδομή να είναι κανονική σε κάτοψη και καθ' ύψος, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000. (καθώς και τον SEAO)

θ. Η μεγαλύτερη διάσταση του κτιρίου να μην υπερβαίνει τα 50m, σύμφωνα με τον EC8.

Συνοπτικά τα βήματα αυτής της μεθόδου είναι τα εξής:

1. Γίνεται υπόθεση κάποιας τιμής της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} .

2. Υπολογίζονται συναρτήσεις της d_{cd} οι ποσότητες $K_{eff,i}$ και $\tilde{E}_{d,i}$ (αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο) όλων των μονωτήρων με βάση τα χαρακτηριστικά των μονωτήρων.

3. Υπολογίζονται η ενεργός περίοδος T_{eff} και η ενεργός απόσβεση ξ_{eff} του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, σύμφωνα με τις σχέσεις που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους.

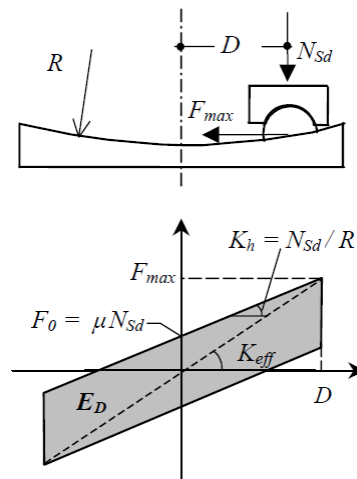
4. Υπολογίζεται η διορθωμένη τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} με βάση το φάσμα σχεδιασμού των μετακινήσεων, που απεικονίζεται στο σχήμα 5.1.2. και αναλύεται στον Πίνακα 5.1.1., για τις παραπάνω τιμές των T_{eff} και ξ_{eff}

5. Εάν έχει επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια υπολογισμού της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} τότε η διαδικασία τερματίζεται, αλλιώς επιστροφή στο βήμα 2.

Η διαδικασία συγκλίνει ταχύτατα και συνήθως απαιτείται μικρός αριθμός επαναλήψεων για να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια.

Στην περίπτωση που η σεισμική μόνωση υλοποιείται με εφέδρανα ολίσθησης (FPS), τα βασικά χαρακτηριστικά του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 5.1.3. Διγραμμικό μοντέλο εφεδράνου ολίσθησης (FPS).

Ως προς την οριζόντια διεύθυνση, επειδή η ενεργός ακαμψία κάθε εφεδράνου, K_i , είναι ανάλογη του κατακόρυφου φορτίου που φέρει, N_i , η ολική ενεργός δυσκαμψία κατανέμεται ως εξής:

$$K_i = \frac{N_i}{\sum_{j=1}^n N_j} K_{\text{eff}}$$

Στη σχέση της ενεργού απόσβεσης που έχει δοθεί παραπάνω για το μέγιστο αναμενόμενο σεισμό η αποσβενόμενη ενέργεια σε κάθε πλήρη κύκλο(επιφάνεια υστέρησης E_D του διγραμμικού μοντέλου του σχήματος 5.1.3) ισούται με

$$\tilde{E}_{d,i} = 4\mu N_{sd} D$$

Έτσι προκύπτει η ισοδύναμη απόσβεση ως εξής

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu}$$

Για τον υπολογισμό του συντελεστή απομείωσης φάσματος χρησιμοποιείται μετά η σχέση του ευρωκώδικα 8

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{\text{eff}}}}$$

Ο ίδιος συντελεστής υπολογιζόμενος σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό NEHRP (πίνακας 13.3.3.1), δίνει συντηρητικότερες τιμές.

Το κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί με μονοβάθμιο σύστημα μάζας m , που εδράζεται σε εφέδρανο ολίσθησης. Τα βασικά χαρακτηριστικά του εφεδράνου είναι η ακτίνα καμπυλότητας, R , της κοίλης επιφάνειας ολίσθησης και ο συντελεστής τριβής, μ . Η συμπεριφορά του συστήματος μπορεί να προσομοιωθεί μέσω του διγραμμικού μοντέλου του Σχήματος 1. Η ενεργός ακαμψία του, K_{eff} , δίνεται από τη σχέση:

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$K_{\text{eff}} = \frac{N_{sd}}{R} + \frac{\mu N_{sd}}{D}$$

όπου D είναι η οριζόντια μετακίνηση του συστήματος και N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο στο εφέδρανο όπου:

$$N_{sd} = mg$$

Με βάση τη σχέση για την ενεργό ιδιοπερίοδο που δόθηκε παραπάνω και με αντικατάσταση της ενεργού δυσκαμψίας που δόθηκε παραπάνω

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{RD}{gD + \mu gR}}$$

Δηλαδή η ιδιοπερίοδος εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας, την τριβή στο εφέδρανο και την οριζόντια μετακίνηση του συστήματος. Πρέπει να σημειωθεί ότι όσο πιο άκαμπτο είναι το κτίριο τόσο πιο καλά προσεγγίζεται η σεισμική συμπεριφορά του από το μονοβάθμιο σύστημα.

5.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Με την μέθοδο αυτή μπορεί να επιδιωχθεί βελτίωση των αποτελεσμάτων της προαναφερθείσας μεθόδου, σε περιπτώσεις όπου εκτιμάται ότι υπάρχει σημαντική συμβολή υψηλότερων ιδιομορφών, στην σεισμική απόκριση.

Για την επίτευξη αυτού του στόχου πρέπει να γίνεται με επαρκή ακρίβεια η προσομοίωση:

- 1) Της χωρικής κατανομής των μονωτήρων και της επίδρασης των αξονικών δυνάμεων από ροπή ανατροπής
- 2) Των μεταφορικών κινήσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις και της στροφής της ανωδομής περί κατακόρυφο άξονα.

Οι κατευθυντήριες οδηγίες που δίνονται στο προηγούμενο άρθρο είναι κατάλληλες για την ανάλυση ενός σεισμικώς μονωμένου έργου με την Μέθοδο Φασματικής Απόκρισης, με τις ακόλουθες τροποποιήσεις:

(α) Τα στοιχεία του συστήματος μόνωσης προσομοιώνονται με χρήση της ενεργού δυσκαμψίας η οποία υπολογίζεται κατά την μετακίνηση σχεδιασμού d_i .

(β) Το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων τροποποιείται ώστε να συνεκτιμηθεί η ενεργός απόσβεση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων που απαιτείται για την ανάλυση θα πρέπει να τροποποιείται ώστε να συνεκτιμάται η ικανότητα απόσβεσης του συστήματος μόνωσης. Το τροποποιημένο αυτό τμήμα του φάσματος απόκρισης θα πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο για τις ιδιομορφές του έργου που αφορούν τη σεισμική μόνωση.

Το προσομοίωμα της ανωδομής λαμβάνεται ελαστικά στηριγμένο στην κατακόρυφη διεύθυνση στις θέσεις των μονωτήρων. Με την ελαστική στήριξη συνήθως προσομοιώνεται η ενδοσιμότητα του υπογείου και του υποκείμενου εδάφους. Οι ελαστικές σταθερές έχουν προσδιοριστεί με βάση τα προηγούμενα μετά από σύγκλιση διαδοχικών κύκλων επιλύσεων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Οι περιορισμοί που θέτονται στη χρήση της Μεθόδου Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος στο προηγούμενο άρθρο ουσιαστικά απαιτούν την εκπόνηση δυναμικής ανάλυσης για τον σχεδιασμό των περισσότερων κατασκευών με σεισμική μόνωση. Παρόλα αυτά, κατώτερα όρια των μετακινήσεων και δυνάμεων σχεδιασμού καθορίζονται στο παρόν άρθρο ως ένα ποσοστό των τιμών που υπολογίζονται σύμφωνα με την Μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Πρέπει να τονιστεί ότι η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης συνήθως οδηγεί σε υποεκτίμηση της τιμής της μετακίνησης του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης d_{cd} , και της τιμής της συνολικής σεισμικής τέμνουσας που μεταφέρεται μέσω της διεπιφάνειας μόνωσης V_d , και για το λόγο αυτό υπόκεινται στα κάτω όρια που ορίζονται από τους παρακάτω λόγους :

$$\rho_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0,80$$

$$\rho_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0,80$$

Όπου

d_{cf} : η μετακίνηση σχεδιασμού και

V_f : η τέμνουσα που μεταφέρεται μέσω της διεπιφάνειας μόνωσης

όπως υπολογίζονται με τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Τα κατώτατα αυτά όρια των βασικών παραμέτρων της απόκρισης κατασκευών με σεισμική μόνωση εξασφαλίζουν συνέπεια στον σχεδιασμό και λειτουργούν σαν όριο ασφαλείας κατά χονδροειδών σφαλμάτων υποδιαστασιολόγησης. Η μονωμένη κατασκευή πρέπει να προσομοιωθεί ως τρισδιάστατο, γραμμικό ελαστικό στατικό μοντέλο. Οι μονωτήρες πρέπει να προσομοιωθούν με γραμμικά ελατήρια με δυσκαμψία K_{eff} . Ο υπολογισμός της K_{eff} ίσως χρειαστεί πολλαπλές επαναλήψεις για σύγκλιση, αφού το K_{eff} είναι συνάρτηση της μετακίνησης που αναζητείται. Το ποσοστό απόσβεσης της πρώτης ιδιομορφής πρέπει να τεθεί ίσο με την ενεργό απόσβεση ξ_{eff} του συστήματος μόνωσης. Η ισοδύναμη απόσβεση του συστήματος σεισμικής μόνωσης επιτρέπεται να χρησιμοποιείται εν γένει μόνον στην συμβολή ιδιομορφών με περίοδο T μεγαλύτερη του $0.8 \cdot T_{eff}$ ($T \geq 0.8 \cdot T_{eff}$). Για τις υπόλοιπες ιδιομορφές πρέπει να χρησιμοποιείται η χαμηλή τιμή της απόσβεσης που αντιστοιχεί σε συμβατική κατασκευή (χωρίς σεισμική μόνωση).

Σε περίπτωση που δεν πληρούνται οι προαναφερόμενες συνθήκες, όλα τα σχετικά μεγέθη στο σύστημα μόνωσης, στην ανωδομή και στην υποδομή θα πολλαπλασιάζονται με τους αυξητικούς συντελεστές που ορίζονται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$\frac{0.80}{\rho_d} \quad \text{για τις σεισμικές μετακινήσεις,}$$

ή

$$\frac{0.80}{\rho_v} \quad \text{για τις σεισμικές δυνάμεις και ροπές}$$

Παρά το γεγονός της υποεκτίμησης των τιμών της μετακίνησης και της συνολικής τέμνουσας δύναμης, η φασματική μέθοδος χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό της σεισμικά μονωμένης κατασκευής, ενώ η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας για τον έλεγχο της απόκρισης του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Η Μέθοδος της Φασματικής Απόκρισης μπορεί να εφαρμοστεί όταν συνυπάρχουν οι συνθήκες (β) και (γ) που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο 5.1 της μεθόδου του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, ενώ η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την μελέτη οποιουδήποτε μονωμένου κτιρίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Οι καταγραφές σεισμικών κινήσεων δίδουν την σχετική πληροφορία για την πιθανή μορφή των χρονοϊστοριών. Βέβαια, κάθε καταγραφή είναι μοναδική και με κανένα τρόπο δεν αντιπροσωπεύει τα χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων που θα επιβάλλουν μελλοντικά οι σεισμοί. Για αυτό, γίνεται χρήση πολλών τέτοιων χρονοϊστοριών (φυσικών ή τεχνητών) που καλύπτουν τις πιθανές μελλοντικές σεισμικές κινήσεις.

Όταν απαιτείται ανάλυση με χρονοϊστορίες, οι χρονοϊστορίες των συνιστωσών των εδαφικών κινήσεων μπορούν να κλιμακώνονται με βάση τη συχνότητα, έτσι ώστε να πλησιάζουν τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων για τη συγκεκριμένη θέση.

Η ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η πιο ακριβής και ορθή μέθοδος ανάλυσης των σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Κατά την εφαρμογή της η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος σεισμικής μόνωσης-ανωδομής προσομοιώνεται με την μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια. Σε κάθε βήμα της ανάλυσης (~0,01sec) υπολογίζονται οι επιταχύνσεις, οι μετατοπίσεις και οι τέμνουσες κάθε ορόφου και του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Για την μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με την μέθοδο της χρονοϊστορίας, η ανάλυση πρέπει να εκπονεύεται με τουλάχιστον 3 ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστοριών της εδαφικής κίνησης, τα οποία έχουν καταλλήλως κλιμακωθεί. Σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμος ο απαιτούμενος αριθμός ζευγών κατάλληλων πραγματικών επιταχυνσιογραφήματων, ο απαιτούμενος αριθμός μπορεί να συμπληρωθεί με κατάλληλα ημισυνθετικά (τροποποιημένα πραγματικά) ή και συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Όταν η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας γίνει για τουλάχιστον 7 ζεύγη ή τριάδες χρονοϊστοριών, επιτρέπεται οι τιμές σχεδιασμού των μεγεθών απόκρισης να λαμβάνονται ίσες με τον μέσο όρο των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Όταν η ανάλυση γίνει με λιγότερα από 7 ζεύγη ή τριάδες κινήσεων οι τιμές σχεδιασμού θα λαμβάνονται ίσες με τις μέγιστες τιμές που προκύπτουν από την ομάδα των αναλύσεων.

Οι παράμετροι απόκρισης της κατασκευής που ενδιαφέρουν θα πρέπει να υπολογιστούν για κάθε ζεύγος χρονοϊστορίας. Οι παράμετροι που ενδιαφέρουν θα πρέπει να περιλαμβάνουν δυνάμεις μελών, δυνάμεις συνδέσεων, σχετική μετατόπιση ορόφων, μετακίνηση μονωτήρων και δυνάμεις ανατροπής. Κάθε ζεύγος καταγεγραμμένης οριζόντιας εδαφικής κίνησης πρέπει να εφαρμοστεί ταυτόχρονα στο μαθηματικό προσομοίωμα, λαμβάνοντας υπόψη την δυσμενέστερη θέση εκκεντρότητας της μάζας, για τον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης στο σύστημα μόνωσης. Όπου δυνάμεις στην εγκάρσια διεύθυνση εφαρμόζονται ταυτόχρονα, όπως στην περίπτωση ανάλυσης με χρονοϊστορίες, η απαιτούμενη μετατόπιση κατά 5% του κέντρου μάζας θα πρέπει να εφαρμοστεί σε μια μόνο διεύθυνση για κάθε ανάλυση. Ανάλυση κατά την οποία η μετατόπιση κατά 5% εφαρμόζεται και για στις δυο ορθογωνικές διευθύνσεις ταυτόχρονα θα είχε ως αποτέλεσμα την διπλή εφαρμογή του φαινομένου στρέψης λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας και δεν θα ήταν σύμφωνη με την αρχικό σκοπό χρήσης της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Η Πρακτική σχεδιασμού με Ανάλυση με Χρονοϊστορίες περιλαμβάνει τα εξής στάδια:

- 1) οι ορθογωνικές συνιστώσες της σεισμικής δράσης εφαρμόζονται παράλληλα στην διεύθυνση κάθε κύριου άξονα της κατασκευής ξεχωριστά, και
- 2) το βήμα 1) επαναλαμβάνεται έπειτα από αλλαγή του πρόσημου των συνιστωσών της εδαφικής κίνησης (ξεχωριστά).

Κατά συνέπεια θα πρέπει να εκπονηθεί ένα σύνολο οκτώ αναλύσεων ανά κάθε ζεύγος χρονοϊστοριών, ανά εκκεντρότητα μάζας. Για να μειωθεί ο υπολογιστικός φόρτος, μπορεί με μια προκαταρκτική ανάλυση να προσδιορισθούν:

- 1) η δυσμενέστερη θέση της εκκεντρότητας της μάζας,
- 2) το κρίσιμο ζεύγος χρονοϊστοριών εδαφικής κίνησης, και

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

3) ο κρίσιμος προσανατολισμός του ζεύγους χρονοϊστοριών που προσδιορίστηκε στο βήμα 2).

Η περισσότερη εργασία ανάλυσης και σχεδιασμού μπορεί να ολοκληρωθεί με αυτό το ουσιαστικά μειωμένο σύνολο παραμέτρων. Όταν η ανάλυση και ο σχεδιασμός έχουν σχεδόν ολοκληρωθεί, κατά την εκπόνηση της οριστικής μελέτης μπορεί να χρησιμοποιηθούν και τα υπόλοιπα σύνολα των παραμέτρων, εφόσον αυτό κριθεί σκόπιμο.

Τέλος, είναι φανερό ότι με την μέθοδο αυτή μπορούν να συλληφθούν και να αποδοθούν στα αποτελέσματα, επιδράσεις παραγόντων που εξ' ορισμού είναι αδύνατο να αποδοθούν με τις προηγούμενες μεθόδους. Αυτό όμως θα επιτευχθεί στον βαθμό που θα το επιτρέψει μια επιτυχημένη προσομοίωση. Μια τέτοια προσομοίωση πρέπει κατά συνέπειαν να αποδίδει με επαρκή ακρίβεια, πέραν των ιδιοτήτων του συστήματος που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους, και τις ακόλουθες που αφορούν κυρίως το σύστημα σεισμικής μόνωσης:

- Η σχέση δύναμης-παραμόρφωσης πρέπει να αποδίδεται με επαρκούς ακρίβειας προσομοίωση όλων των κλάδων ενός πλήρους βρόχου, έτσι ώστε, εκτός από την επαρκή προσέγγιση της σχέσης δύναμης-μετακίνησης, να προκύπτει και επαρκής προσέγγιση της ενέργειας που αποδίδεται σε κάθε βρόχο (επιφάνεια $\tilde{E}_{d,i}$ της σχέσης της ενεργούς απόσβεσης που δόθηκε στην παράγραφο 5.1. βλέπε και Σχ. 3.3.1).
- Αν χρησιμοποιούνται μονάδες σεισμικής μόνωσης των οποίων η συμπεριφορά μεταβάλλεται ουσιαστικά με :
 - τον ρυθμό επιβολής της φόρτισης
 - το μέγεθος του σύγχρονου αξονικού φορτίου
 - το μέγεθος του σύγχρονου οριζόντιου φορτίου στην εγκάρσια διεύθυνση

οι επιδράσεις αυτές πρέπει να προσομοιωθούν κατάλληλα στα μοντέλα των μονωτήρων.

Σημειώνεται πάντως ότι, εφόσον τηρηθεί η αρχή του περιορισμού της ανελαστικής συμπεριφοράς μόνον στις μονάδες της σεισμικής μόνωσης, το χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα απλοποιείται ουσιαστικά, καθώς περιορίζεται σημαντικά το πλήθος των μη γραμμικών στοιχείων.

5.4 ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Για το σύστημα σεισμικής μόνωσης απαιτείται αυξημένη αξιοπιστία, η οποία επιτυγχάνεται με τον σχεδιασμό κάθε στοιχείου του συστήματος μόνωσης με αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού $d_{b_i,a}$ σε σχέση με εκείνες που προκύπτουν από την ανάλυση $d_{b,d}$.

$$d_{b,a} = \gamma_{IS} d_{b,d}$$

με $\gamma_{IS} = 1,50$.

Άρα όλα τα στοιχεία του συστήματος μόνωσης πρέπει να μελετηθούν ώστε να λειτουργούν με ασφάλεια στις συνολικές μέγιστες μετακινήσεις. Επίσης, επισημαίνεται ότι δεν επιτρέπεται ανασήκωμα μονωτήρων υπό τον σεισμικό συνδυασμό, ενώ δεν επιτρέπεται και εφελκυσμός των εφεδράνων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι για ελαστομεταλλικά εφέδρανα, σύμφωνα με το «Προσχέδιο Οδηγιών για τον Σχεδιασμό Κτιρίων με Σεισμική Μόνωση», είναι οι ακόλουθοι :

1. Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση σε κάθε διεύθυνση σχεδιασμού του εφεδράνου $\epsilon_{b,d}$ θα υπολογίζεται ως το άθροισμα των ακόλουθων μεγεθών που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού :

$$\epsilon_{b,d} = \epsilon_{s,d} + \epsilon_{c,d} + \epsilon_{a,d}$$

όπου

$\epsilon_{s,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην συνολική μέγιστη μετακίνηση του εφεδράνου

$\epsilon_{c,d}$: η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού που οφείλεται στην αξονική θλίψη

$\epsilon_{a,d}$: η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην συνολική στροφή σχεδιασμού του εφεδράνου (στροφή στρέψης).

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω μετακίνησης $\epsilon_{s,d}$ θα υπολογίζεται από την σχέση :

$$\epsilon_{s,d} = \frac{dE_d}{\sum t_{ri}}$$

όπου

d_{Ed} : η συνολική μέγιστη (αυξημένη) σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού του εφεδράνου με

$$d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

d_{Edx} , d_{Edy} οι σύγχρονες συνιστώσες της d_{Ed}

$\sum t_{ri}$: το συνολικό πάχος ελαστομερούς.

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως $\epsilon_{c,d}$ θα υπολογίζεται από την σχέση

$$\epsilon_{c,d} = \frac{1,5 \sigma_e}{S G}$$

όπου

G : το μέτρο διάτμησης του εφεδράνου

σ_e : η μέγιστη ορθή τάση του εφεδράνου ίση προς N_{sd}/A_r , με N_{sd} : το μέγιστο θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό

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

$$S = \frac{A_{loaded}}{A_{free}}$$

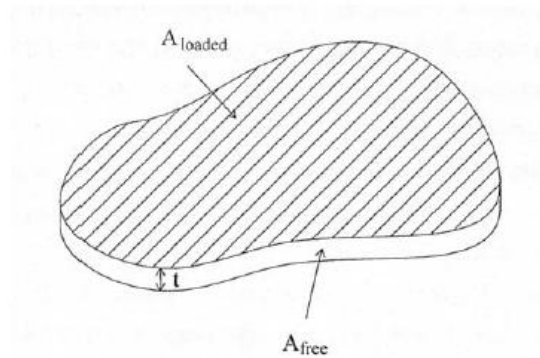
Για κυκλικά εφέδρανα είναι

$$S = \frac{\pi D^2 / 4}{\pi D t_{ri}} = \frac{D}{4 t_{ri}}$$

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Για ορθογωνικά εφέδρανα είναι

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



Σχήμα 5.4.1. Ορισμός συντελεστή σχήματος στρώσης ελαστικού.

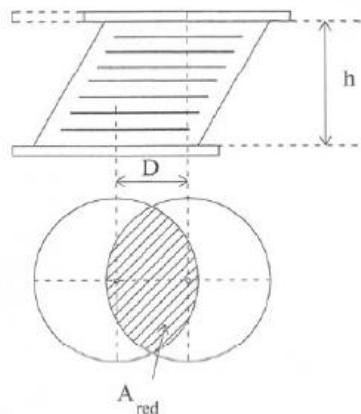
A_{red} : η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου (απομειωμένη επιφάνεια)

Για κυκλικά εφέδρανα είναι $(\delta - \sin \delta)D^2 / 4$

με $\delta = 2 \arccos(d_{Ed} / D)$ και $d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$.

Για ορθογωνικά εφέδρανα είναι

$$(b_x - d_{Edx})(b_y - d_{Edy})$$



Σχήμα 5.4.2. Απομειωμένη επιφάνεια κάτοψης A_{red} .

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφών θα υπολογίζεται από την σχέση

για ορθογωνικά εφέδρανα
$$\varepsilon_{a,d} = \frac{b_x^2 a_x + b_y^2 a_y}{2t_{ri} \sum t_{ri}}$$

όπου

a_x και a_y : οι γωνίες στροφής περί άξονες εγκάρσιους προς τις διαστάσεις b_x και b_y των εφεδράνων

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$\text{για κυκλικά εφέδρανα} \quad \varepsilon_{\alpha,d} = \frac{D^2 a}{2t_{ri} \sum t_{ri}}$$

$$\text{όπου } a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

Σημείωση: Κατά κανόνα η επιρροή του $\varepsilon_{\alpha,d}$ σε κτίρια είναι αμελητέα. Σε περίπτωση προκατασκευασμένων δοκών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατασκευαστικές γωνιακές αποκλίσεις.

Ο έλεγχος της μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης σχεδιασμού θα γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη συνθήκη :

$$\varepsilon_{b,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m}$$

όπου

$\varepsilon_{u,k}$: ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού με $\varepsilon_{u,k} = 7,0$
και η τιμή του γ_m θα λαμβάνεται ίση με 1.15

Πέραν αυτού θα ελέγχεται ότι ικανοποιείται η απαίτηση : $\varepsilon_{s,d} \leq 2,0$

2. Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου, θα πρέπει να ικανοποιείται τουλάχιστον ένα από τα ακόλουθα κριτήρια :

$$D \geq 4 \sum t_{ri} \quad \text{ή} \quad \sigma_e \leq \frac{2D}{3 \sum t_{ri}} GS$$

Η συνολική αξονική (κατακόρυφη) παραμόρφωση εφεδράνου d_z που οφείλεται σε αξονικό φορτίο του εφεδράνου N_s μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση :

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

E_b : το μέτρο διόγκωσης του ελαστομερούς, το οποίο θα λαμβάνεται ίσο με 2.000 MN/m².

G : το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς

Επιτρέπεται η μεταφορά της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} του εφεδράνου, η οποία αντιστοιχεί στην μέγιστη συνολική διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού $\varepsilon_{s,d}$, μέσω τριβής, εφ' όσον ικανοποιούνται οι συνθήκες :

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \alpha + \frac{\beta}{\sigma_e} \quad \text{και} \quad \sigma_e \leq 3,0 \text{ N/mm}^2$$

όπου

$\alpha = 0,10$ για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού

$\alpha = 0,50$ για εφέδρανα με εξωτερικά ανάγλυφα χαλυβδόφυλλα

$\beta = 0,60$ για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα

$\beta = 0,20$ για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια

N_{Ed} : η αξονική δύναμη σχεδιασμού του εφεδράνου, σύμφωνα με τους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$\sigma_e \leq \frac{N_{Ed}}{A_r}$: η ενεργός ορθή τάση σε N/mm².

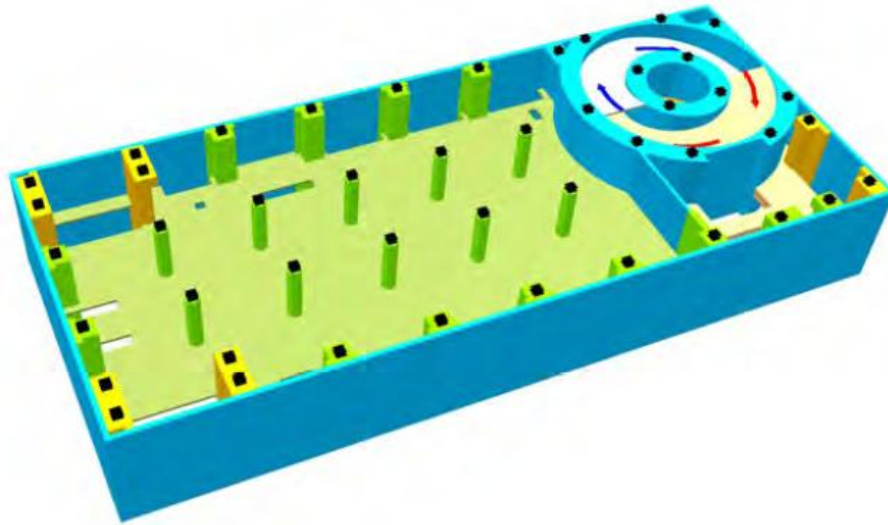
Εφ' όσον δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω συνθήκες επιβάλλεται μεταφορά της τέμνουσας δύναμης στο σύνολό της με μηχανικά μέσα αγκύρωσης (π.χ. βλήτρα).

Επίσης, δεν επιτρέπεται ανασήκωμα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων (ανάπτυξη δύναμης εφελκυσμού), υπό τον σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού με σεισμική δράση ίση με την οριζόμενη στο άρθρο 4 του προσχεδίου οδηγιών για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση.

Ο έλεγχος εφεδράνων ολίσθησης (επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης) που συμμετέχουν στο σύστημα σεισμικής μόνωσης θα γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1337-2 για σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού σύμφωνα με τα παραπάνω που αναφέρθηκαν για ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Η συνολική μέγιστη μετακίνηση κάθε μονωτήρα θα λαμβάνεται αθροίζοντας στις παραπάνω αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις, τις μετακινήσεις που οφείλονται σε μόνιμες δράσεις, χρόνιες παραμορφώσεις της ανωδομής (συστολή ξήρανσης και ερπυσμό του σκυροδέματος) και το 50% της θερμικής δράσης σχεδιασμού.

6 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ



Εικόνα 6.1. Θέσεις εφεδράνων στη στέψη των δομικών στοιχείων του υπογείου (Ωνάσειος στέγη).

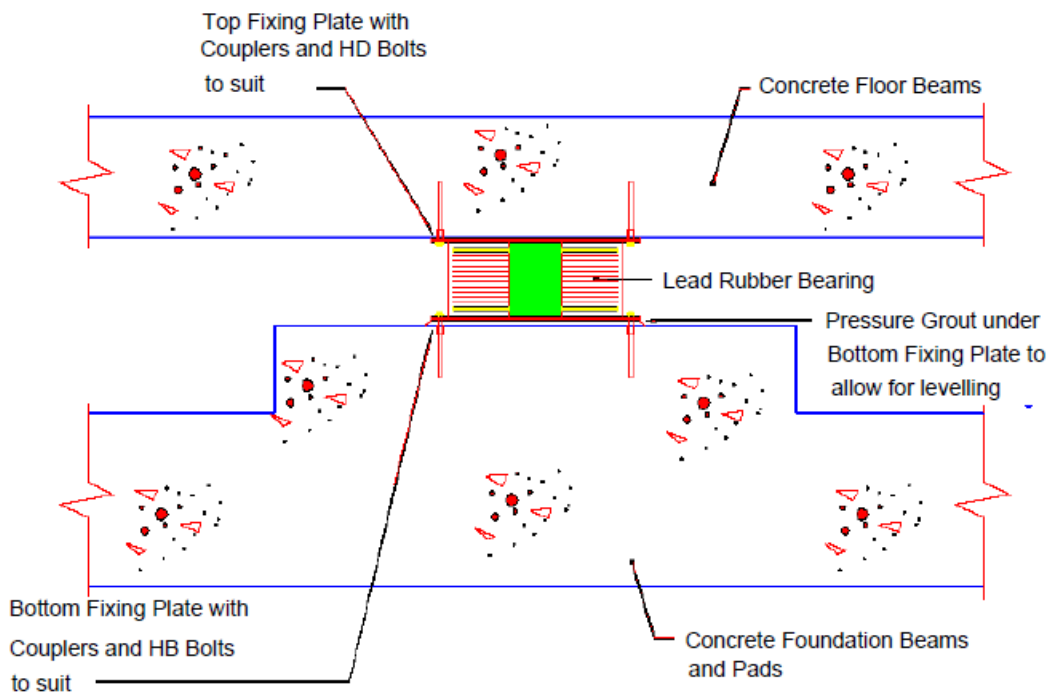


Εικόνα 6.2. Θέσεις εφεδράνων στη βάση των δομικών στοιχείων σε κτίριο χωρίς υπόγειο.

Το σύστημα σεισμικής μόνωσης μορφώνεται είτε ακριβώς πάνω από την στάθμη θεμελίωσης, κυρίως για όσα κτίρια δεν διαθέτουν υπόγειο, είτε στην κεφαλή των υποστυλωμάτων της πρώτης στάθμης υπογείου όταν το κτίριο διαθέτει υπόγειο (Εικόνα 6.1). Εφαρμογή εφεδράνων σε κτίρια χωρίς υπόγειο παρουσιάζονται στις εικόνες 6.2 και 6.3. Στο σχήμα 6.2 απεικονίζονται οι πιθανές θέσεις εγκατάστασης των μονωτήρων για κτίριο χωρίς ή με υπόγειο. Στο Σχήμα 6.1 δίνεται η λεπτομέρεια κατασκευής της βάσης του εφεδράνου. Χαρακτηριστική είναι η ορθογωνική βάση από σκυρόδεμα (που φαίνεται και

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

στην εικόνα 6.2) και η στρώση από συμπιεσμένο τσιμεντοκονίαμα αμέσως κάτω από το εφέδρανο ώστε να γίνει σωστά η τοποθέτηση.

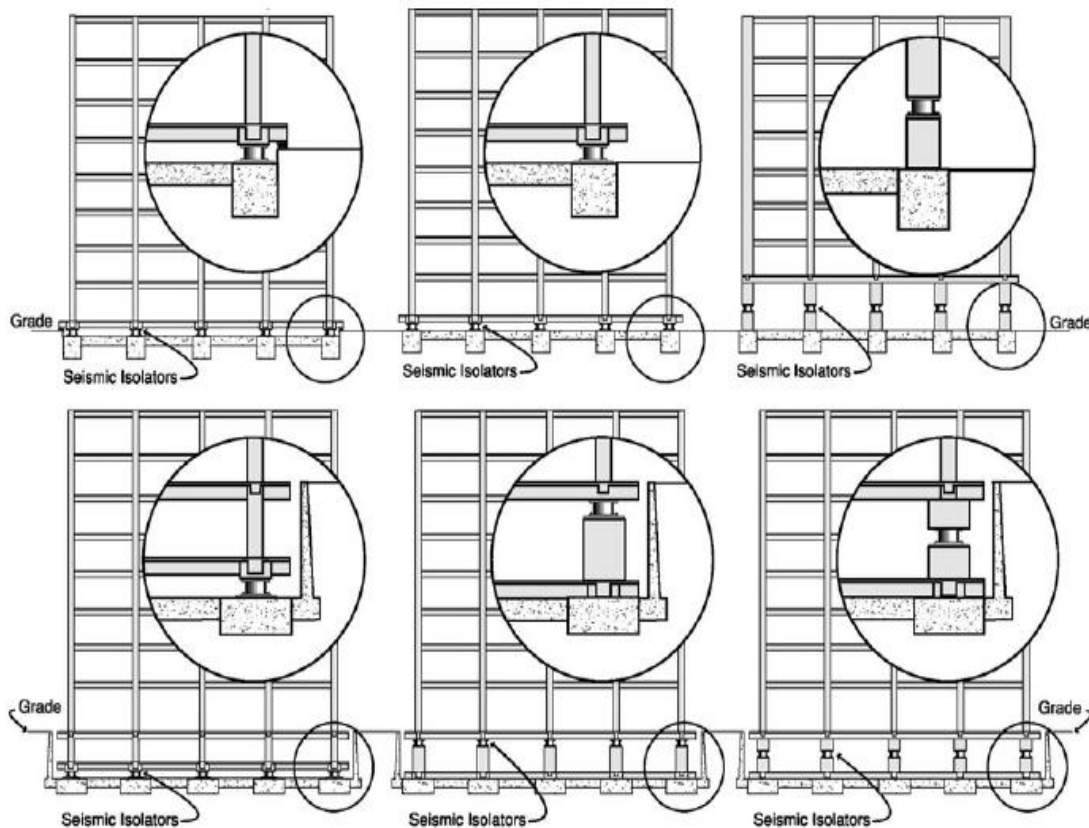


Σχήμα 6.1. Κατασκευαστική λεπτομέρεια εφεδράνου μολύβδου.



Εικόνα 6.3. Θέσεις εφεδράνων μολύβδου και κατασκευαστική διαμόρφωση σε εγκατάσταση αεροδρομίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



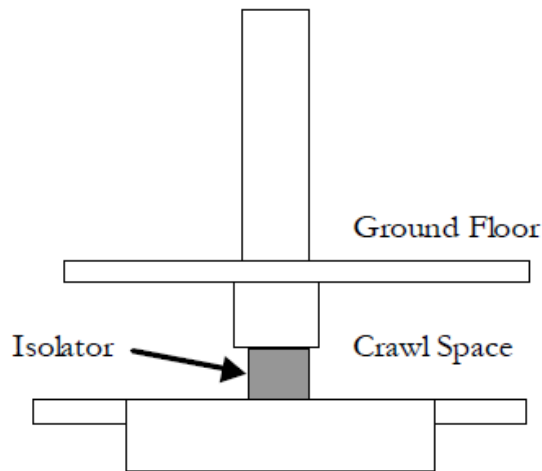
Σχήμα 6.2. Θέσεις τοποθέτησης μονωτήρων

Γενικά είναι σκόπιμο η διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης να τοποθετείται κάτω από το πρώτο διάφραγμα της ανωδομής. Όταν το κτίριο δεν περιλαμβάνει υπόγειο στη βάση της ανωδομής κατασκευάζεται μια επιπλέον πλάκα- διάφραγμα (εικόνες 6.2 και 6.3), η οποία αποσκοπεί στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων του σεισμού στους μονωτήρες αναλογικά με τη δυσκαμψία τους.

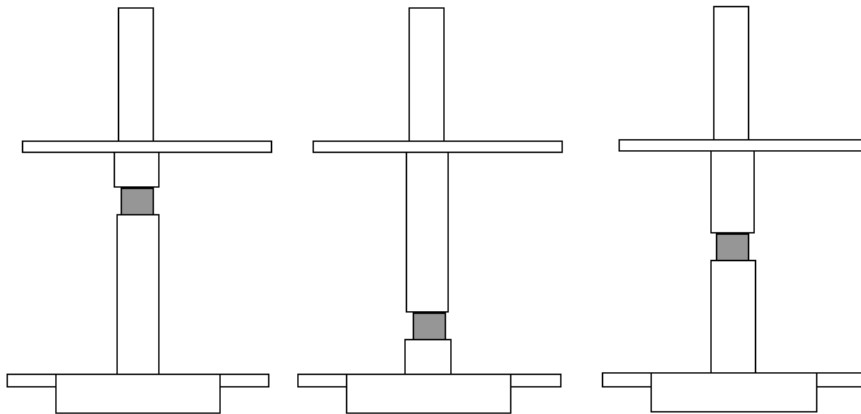
Στο Σχήμα 6.3 απεικονίζεται λεπτομέρεια με τον τρόπο τοποθέτησης των μονωτήρων. Ο κενός χώρος μεταξύ της πλάκας του ισογείου και του επιπέδου έδρασης του μονωτήρα είναι συνήθως 1,2 με 1.5 μέτρα με σκοπό την εύκολη αλλαγή των εφεδράνων. Στην περίπτωση που το κτίριο έχει υπόγειο, οι επιλογές τοποθέτησης των μονωτήρων παρουσιάζονται στο σχήμα 6.4. Όπως είναι φανερό οι μονωτήρες μπορεί να τοποθετηθούν στη στέψη (Εικόνα 6.1), στη βάση ή και σε ενδιάμεσο ύψος των υποστυλωμάτων ή των τοιχωμάτων του υπογείου. Στην περίπτωση τοποθέτησης των μονωτήρων στη βάση ή στη στέψη, τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να σχεδιαστούν για την ροπή προβόλου που αναπτύσσεται λόγω της μέγιστης διατμητικής δύναμης του εφεδράνου. Αυτό συχνά οδηγεί σε μεγάλες διατομές στύλων και ίσως να απαιτηθεί και η τοποθέτηση παραστάδων στα τοιχώματα με σκοπό να αναλάβουν φορτία που ασκούνται στην παραπλευρη επιφάνειά τους.

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

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 6.3. Λεπτομέρεια τοποθέτησης μονωτήρα για κτίριο χωρίς υπόγειο.

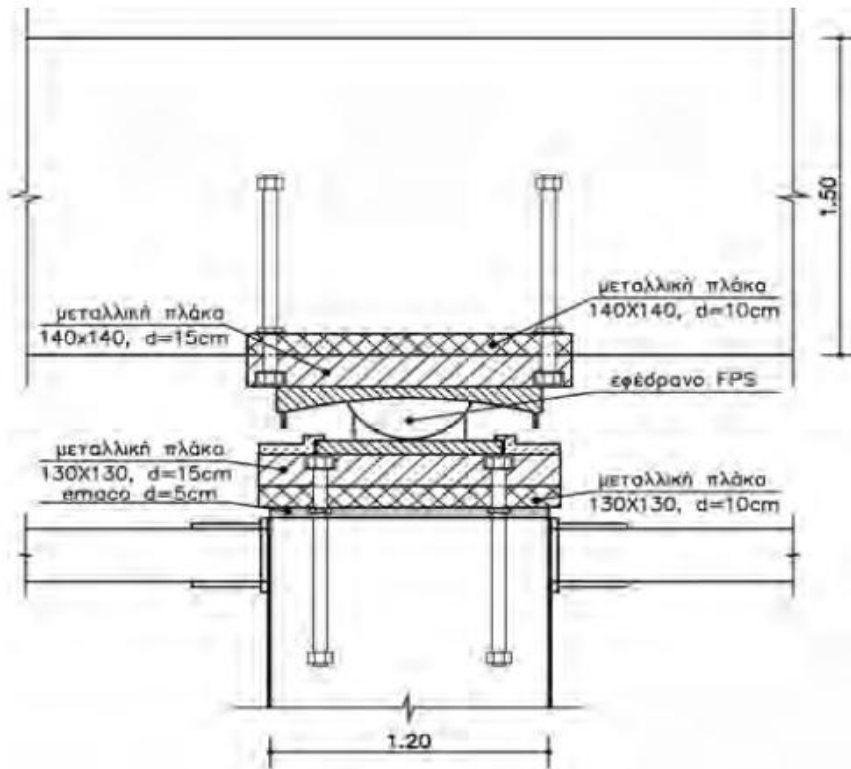


Σχήμα 6.4. Λεπτομέρεια τοποθέτησης μονωτήρα για κτίριο με υπόγειο

Κατά την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτείται η αντιμετώπιση και επίλυση διάφορων αρχιτεκτονικών και οικοδομικών λεπτομερειών. Αρχικά είναι απαραίτητη η διαμόρφωση μιας «τάφρου» περιμετρικά του κτιρίου ικανού πλάτους ώστε να μην παρεμποδίζεται η οριζόντια μετατόπιση του κτιρίου (Σχήμα 6.6). Επίσης, όλα τα στοιχεία του κτιρίου που διέρχονται από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης (ανελκυστήρες, κλιμακοστάσια, ράμπες, δίκτυα κοινής οφέλειας) απαιτούν ιδιαίτερη αντιμετώπιση ώστε να διασφαλισθεί αφενός η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής, αλλά και λειτουργία των στοιχείων αυτών κατά την διάρκεια του σεισμού αφού αποτελούν διελεύσεις διαφυγής και δεν επιτρέπεται η αστοχία τους (Σχήματα 6.7, 6.8). Στο σχήμα 6.7 παρατηρείται ότι η στήριξη του ανελκυστήρα (λειτουργία ως πρόβολος) γίνεται πιο χαμηλά από το επίπεδο στο οποίο τοποθετείται η σεισμική μόνωση. Επίσης, το τμήμα του ανελκυστήρα κάτω από το επίπεδο μόνωσης πρέπει να διαχωρίζεται από την κατασκευή που το περιβάλλει για να επιτρέπεται ελευθερία κίνησης (Σχήμα 6.7). Στα περισσότερα έργα με σεισμική μόνωση υπάρχουν κατασκευαστικά στοιχεία (σκάλες, ράμπες, φρεάτια ανελκυστήρων κ.α.) τα οποία απαιτούν κάθετη στήριξη αλλά πρέπει κυρίως να μετακινούνται μαζί με τα εφέδρανα. Η πιο συνηθισμένη στήριξη σε αυτές τις περιπτώσεις είναι πάνω σε εφέδρανα ολίσθησης. Καθώς η κάθετη αντίδραση είναι συνήθως μικρή, η αντίσταση σε τριβή θα είναι αμελητέα σε σύγκριση με τη συνολική δύναμη που δέχεται η μόνωση (ράμπα στο Σχήμα 6.8). Με τα

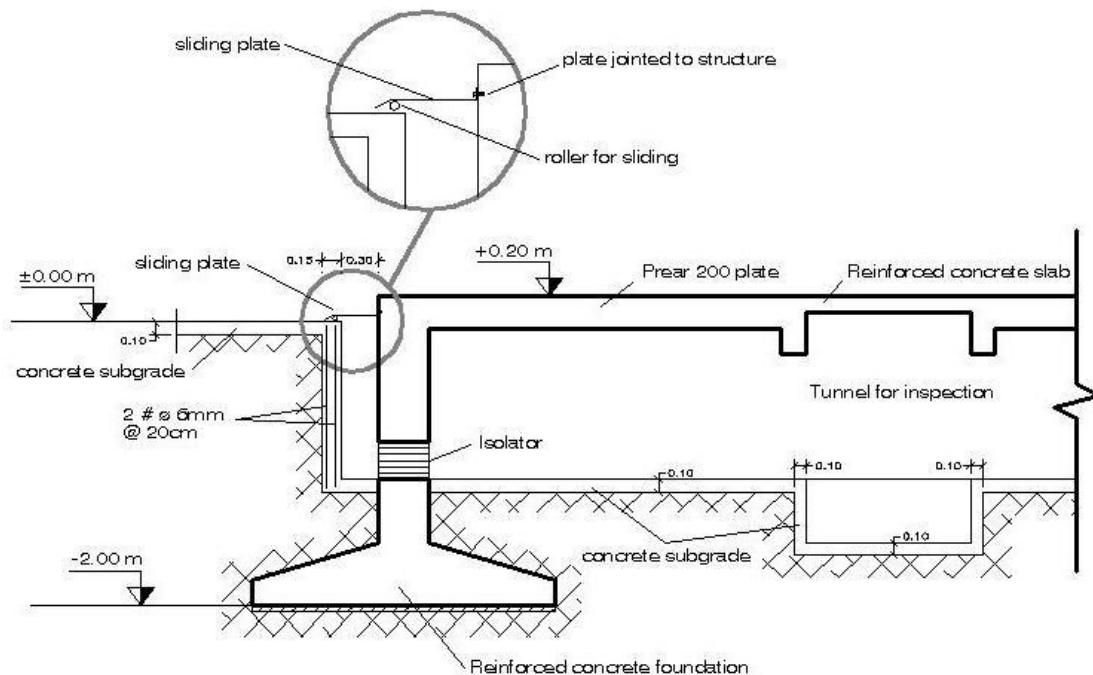
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

εφέδρανα ολίσθησης, ανεξάρτητα από το πόσο μικρό είναι το φορτίο, η μετατόπιση θα



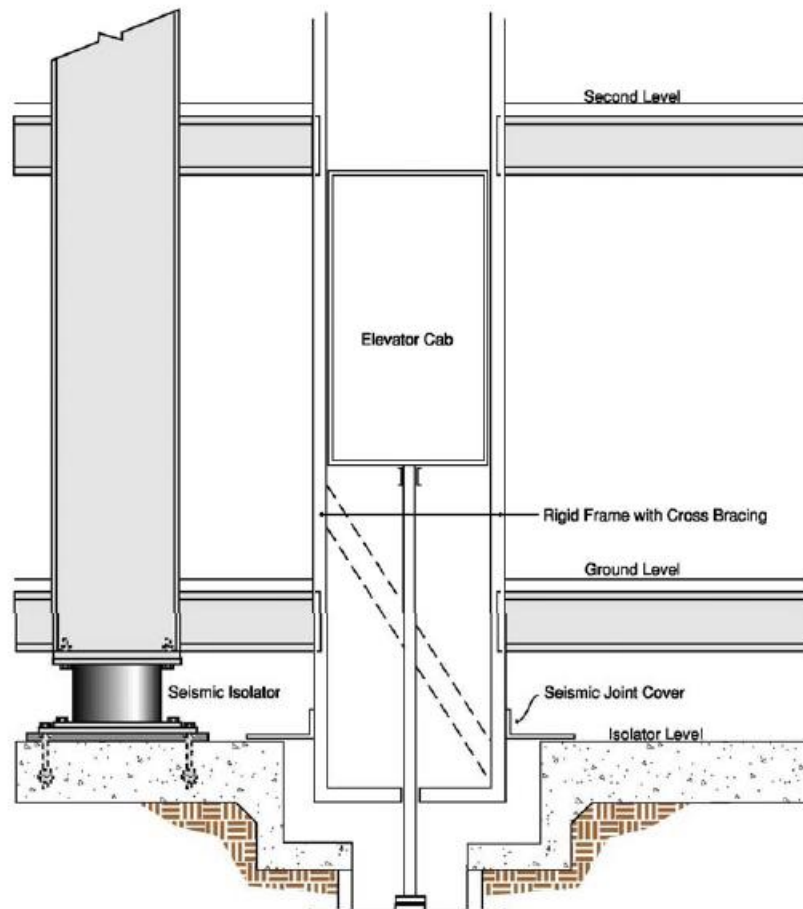
Σχήμα 6.5. Κατασκευαστική λεπτομέρεια εφεδράνου ολίσθησης που τοποθετείται σε υποσύλωμα διατομής 120cm και με ανεστραμμένη διάταξη.

είναι ίση με τη μέγιστη μετακίνηση και επομένως, παρόλο που χρησιμοποιείται μικρός δίσκος έδρασης, το μέγεθος της πλάκας ολίσθησης θα είναι τόση όση θα ήταν για μεγάλα φορτία σχεδιασμού.

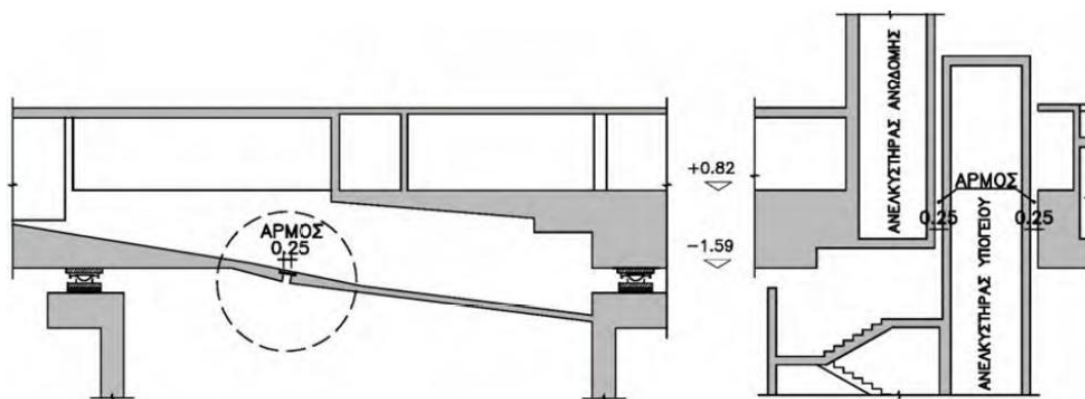


Σχήμα 6.6. Διαμόρφωση τάφρου περιμετρικά του κτιρίου

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 6.7. Κατασκευαστική λεπτομέρεια ανεγκυστήρα.



Σχήμα 6.8. Σεισμικός αρμός στη θέση της ράμπας και του ανεγκυστήρα αντίστοιχα.

Σε όλα τα συστήματα μόνωσης θα πρέπει να προβλέπεται η δυνατότητα πρόσβασης για επιθεώρηση, συντήρηση και πιθανή αντικατάσταση, όπως είχε τονισθεί προηγουμένως (Σχήμα 6.3). Επίσης, θα πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα προστασίας από πυρκαγιά με χρήση κατάλληλων διατάξεων πυροπροστασίας. Οι διατάξεις αυτές δεν θα πρέπει να εμποδίζουν την λειτουργία του συστήματος μόνωσης και να παραμένουν λειτουργικές σε περίπτωση μετακίνησης του συστήματος μόνωσης.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

7 ΠΕΡΙΦΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ- ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

7.1 Γενικά Στοιχεία

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι να παρουσιάσει τη σεισμική μόνωση ως μια μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού που συντελεί στην εξοικονόμηση υλικού όσον αφορά τη μόνωση του φέροντος οργανισμού της ανωδομής μεταλλικών κτιρίων επιτυγχάνοντας παράλληλα βέλτιστη σεισμική συμπεριφορά. Στην Ελλάδα δεν αποτελεί συνηθισμένη πρακτική η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης σε κτίρια. Έχει γίνει εφαρμογή και μελέτη της σεισμικής μόνωσης σε περιπτώσεις ενίσχυσης κτιρίων. Ωστόσο, δεδομένου ότι η εφαρμογή συσκευών σεισμικής μόνωσης καθίσταται αποδοτικότερη όταν γίνεται σε δύσκαμπτες κατασκευές με χαμηλή ιδιοπερίοδο, συνίσταται η χρήση της στον Ελλαδικό χώρο που τα κτίρια είναι γενικά χαμηλά. Οι θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες κτιρίων χαμηλού ή μεσαίου ύψους συμπίπτουν με την περιοχή των κυριαρχουσών συχνοτήτων των περισσότερων σεισμικών διεγέρσεων. Αυτό έχει σαν συνέπεια τον κίνδυνο συντονισμού των εδαφικών επιταχύνσεων με την κατασκευή και την αύξηση των σεισμικών φορτίων σε υψηλά επίπεδα που δεν είναι δυνατόν να παραληφθούν χωρίς συνεπακόλουθες ζημιές στην κατασκευή. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο σχεδιασμός των κατασκευών με τον συμβατικό αντισεισμικό κανονισμό δέχεται την ύπαρξη αυτών των ζημιών σε αντίθεση με το σχεδιασμό της κατασκευής με σεισμική μόνωση.

Για τον σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για τον σχεδιασμό, την διαστασιολόγηση και την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς τυπικών μεταλλικών δομημάτων, με όμοιο στατικό σύστημα (κάνναβος και μήκη φερόντων στοιχείων), τόσο με εφαρμογή του συμβατικού αντισεισμικού κανονισμού, όσο και με την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης βάσης, είτε από εφέδρανα μολύβδου, είτε από σφαιρικά εφέδρανα τριβής. Τα κτίρια επιλύθηκαν με την μέθοδο ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, με την μέθοδο φασματικής απόκρισης και με μη γραμμική-δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Οι φορείς (Σχήμα 7.2.1), μοντελοποιήθηκαν με τη βοήθεια του SAP2000 (V14.1.0).

7.2 Γενική Περιγραφή Κτιρίων

Τα υπό μελέτη κτίρια είναι εξώροφα με την οροφή του ισογείου στα 3,6 m από τη βάση του κτιρίου και έξι τυπικούς ορόφους με ύψος 3,2 m, κανονικά τόσο σε κάτοψη, όσο και καθ' ύψος με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Η κάτοψη τους είναι ορθογωνική διαστάσεων 22.0m x 13.0m με συνολικό ύψος ανωδομής 19.6m (ύψος ισογείου 3,6m + 5*ύψος τυπικού ορόφου 3.2m). Η πλευρική ευστάθεια των κτιρίων εξασφαλίζεται με κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους στην περίμετρό του κατά τις διευθύνσεις X και Y (Σχήματα 7.2.1, 7.2.2, 7.2.3 και 7.2.4).

Οι πλάκες των ορόφων διαμορφώνονται από σύμμικτη διατομή αποτελούμενη από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Επιπλέον, εδράζονται επί διαδοκίδων οι οποίες διατάσσονται κατά τη διεύθυνση X και στηρίζονται στις δοκούς της διεύθυνσης Y. Θεωρείται ότι οι πλάκες διασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων (Ο Ευρωκώδικας 4 προδιαγράφει ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικού και παχών σύμμικτων πλακών προς εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας). Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία είναι αμιγώς χαλύβδινα από πρότυπες ευρωπαϊκές διατομές.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα είναι όλα από διατομές σειράς HEB και χάλυβα S355, ενώ οι δοκοί των ορόφων είναι σειράς IPE και χάλυβα S235. Οι διαγώνιες ράβδοι των συνδέσμων είναι από τετραγωνικές διατομές κοικλοδοκού (TUBO) και χάλυβα S355. Οι εσωτερικές τοιχοποιίες αποτελούνται από ελαφρά διαχωριστικά. Στην περίμετρο του κτιρίου τοποθετούνται υαλοπετάσματα.

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό των προσομοιωμάτων είναι τα εξής:

Μόνιμα φορτία

Ίδιο βάρος σιδηροκατασκευής:	78,5 KN/m ³
Πλάκες και διασοκίδωση:	4,0 KN/m ²
Δάπεδα και επιστρώσεις:	1,5 KN/m ²
Τοιχοποιίες (ελαφρά διαχωριστικά):	0,5 KN/m ²
Εξωτερικά υαλοπετάσματα:	2,0 KN/m
Λοιπά μόνιμα (ψευδοροφές, δίκτυα εξυπηρέτησης):	1,0 KN/m ²

Ωφέλιμα φορτία:

2,0 KN/m²

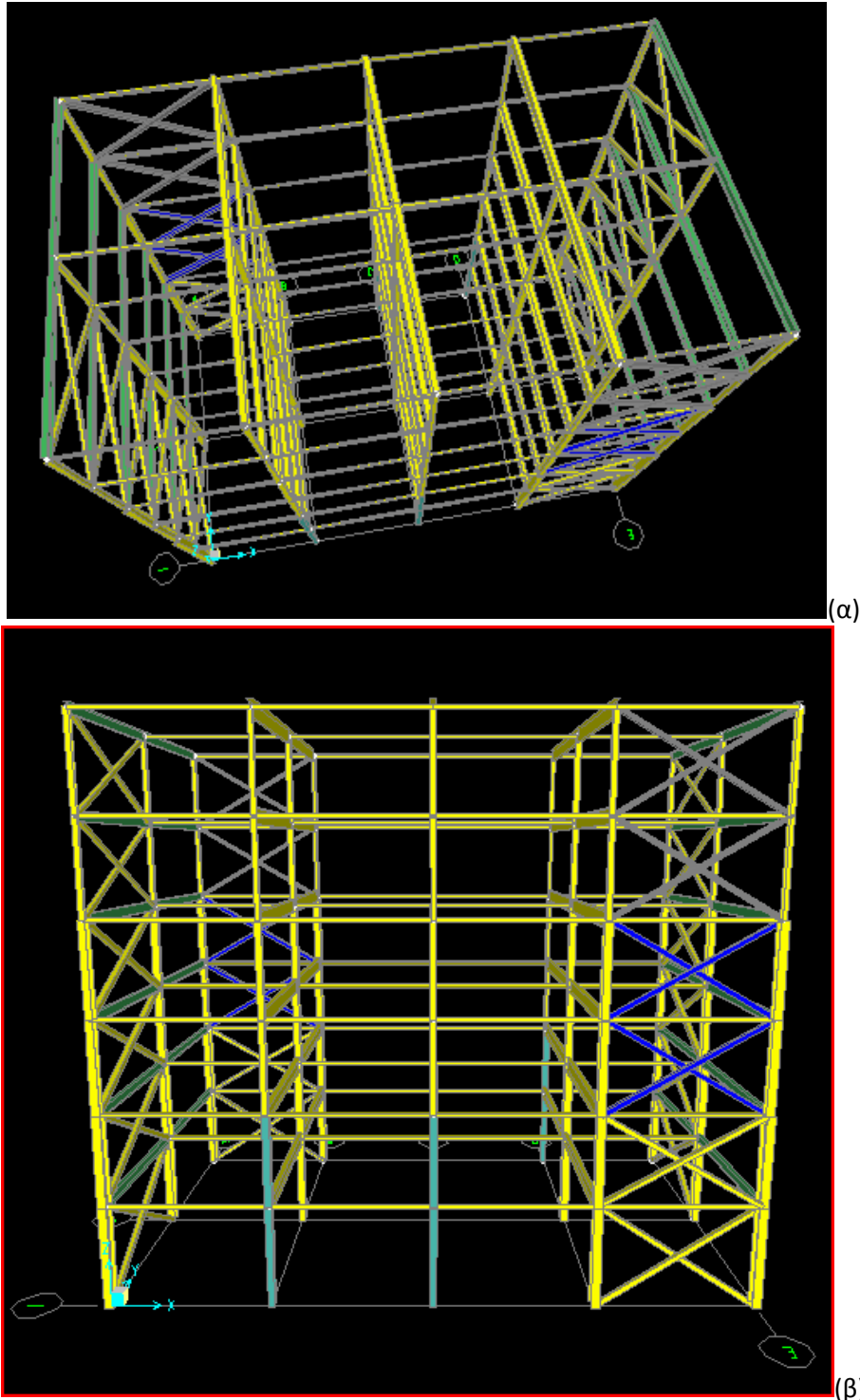
Η θεμελίωση του συμβατικά εδραζόμενου κτιρίου υλοποιείται επιφανειακά με εσχάρα πεδιλοδοκών. Στα σεισμικά μονωμένα κτίρια η θεμελίωση υλοποιείται με γενική κοιτόστρωση (πλάκα επί του εδάφους). Στη βάση της ανωδομής δημιουργείται μια πρόσθετη εσχάρα ενισχυμένων συνδετήριων δοκών, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα - διάφραγμα, η οποία αποτελεί και το δάπεδο του κατώτατου ορόφου. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης τοποθετείται κάτω από την ανωτέρω βάση στο κέντρο κάθε κατακόρυφου φέροντος στοιχείου (υποστυλώματος) και αποτελείται είτε από κυκλικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) είτε από σφαιρικά εφέδρανα τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα και τεφλόν (FPS).

Τα κτίρια, είτε συμβατικά είτε με σεισμική μόνωση, αποτελούνται από χαλύβδινα πλαίσια κατά τις διευθύνσεις X (1, 2, 3) και Y (A, B, C, D, E). Τα περιμετρικά πλαίσια του κτιρίου είναι μικτά καθότι περιλαμβάνουν και κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου στην περίπτωση οριζόντιων πλευρικών φορτίσεων, όπως ο σεισμός (ή και ο άνεμος). Οι χιαστοί σύνδεσμοί θεωρούνται απαραίτητοι διότι αμιγώς άκαμπτοι ή ημιάκαμπτοι πλασιακοί φορείς εφαρμόζονται συνήθως για κτίρια μέχρι 4-5 ορόφους, όπου οι πλευρικές μετατοπίσεις είναι σε ανεκτά επίπεδα (με βάση τα όρια αντοχής και λειτουργικότητας). Ιδιαίτερα στην περίπτωση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου, με τη βοήθεια των χιαστί συνδέσμων εξασφαλίζεται η δύσκαμπτη συμπεριφορά της ανωδομής, η οποία είναι επιθυμητή για την αποδοτική συμπεριφορά του κτιρίου. Τα όρια των πλευρικών μετατοπίσεων λόγω σεισμού (πιο υψηλά από τα όρια για φορτία ανέμου) υπολογίζονται χρησιμοποιώντας σεισμικά φορτία σε επίπεδα αντοχής, γιατί η φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών έναντι σεισμικών διεγέρσεων αποσκοπεί στην εξασφάλιση της ζωής και όχι των συνθηκών λειτουργικότητας.

Γενικότερα στα άκαμπτα πλαίσια οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και στύλων θεωρείται ότι ανθίστανται πλήρως σε ροπές και αυτό επιτυγχάνεται με τη συγκόλληση λεπίδων στα πέλματα των στύλων και στη συνέχεια τη σύνδεση των δοκών με τους στύλους μέσω αυτών των λεπίδων είτε με κοχλιωτές είτε με συγκολλητές ενώσεις. Δεδομένου ότι η ανάληψη των πλευρικών φορτίων γίνεται μέσω της αντοχής σε κάμψη των δομικών στοιχείων, θεωρείται απαραίτητος ο προσανατολισμός των στύλων και κατά τις δύο διευθύνσεις ώστε να κάμπτονται κατά τον ισχυρό άξονα της διατομής τους με σκοπό τη βελτιστοποίηση του

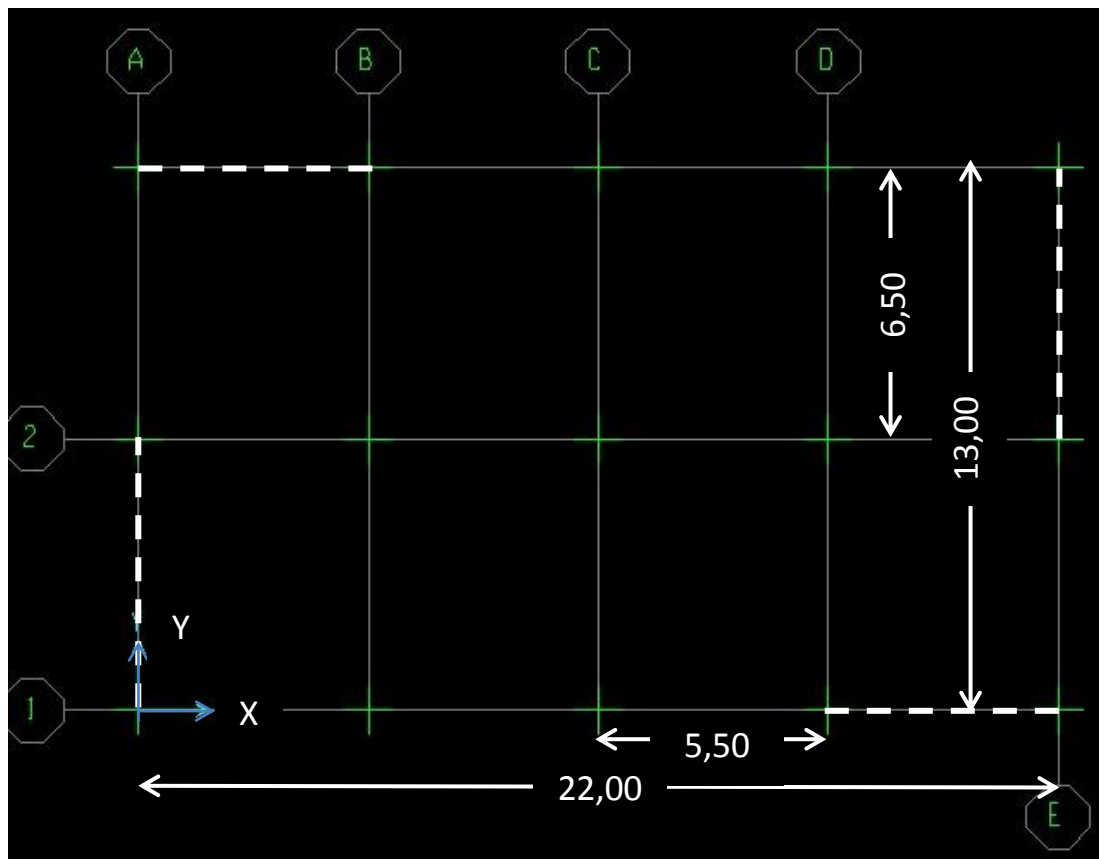
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

σχεδιασμού. Στη συνέχεια η πλαστιμότητα επιτυγχάνεται με τη διαρροή των δοκών υπό καμπτικά φορτία. Στην περίπτωση που οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και στύλων αναλαμβάνουν μερικώς εντατικά μεγέθη ροπών, η ακαμψία των ενώσεων αυτών είναι μικρότερη από ότι στην προηγούμενη περίπτωση.



Σχήμα 7.2.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση μοντέλου κτιρίων (όπως εισήχθει στο SAP).
(α) Πανοραμική-διαμπερής όψη και (β) Πρόσοψη-διαμπερής όψη.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 7.2.2. Κάνναβος φερόντων στοιχείων της ανωδομής (όπως εισήχθει στο SAP). Με διακεκομμένη γραμμή παρουσιάζεται η θέση των χιαστί συνδέσμων.

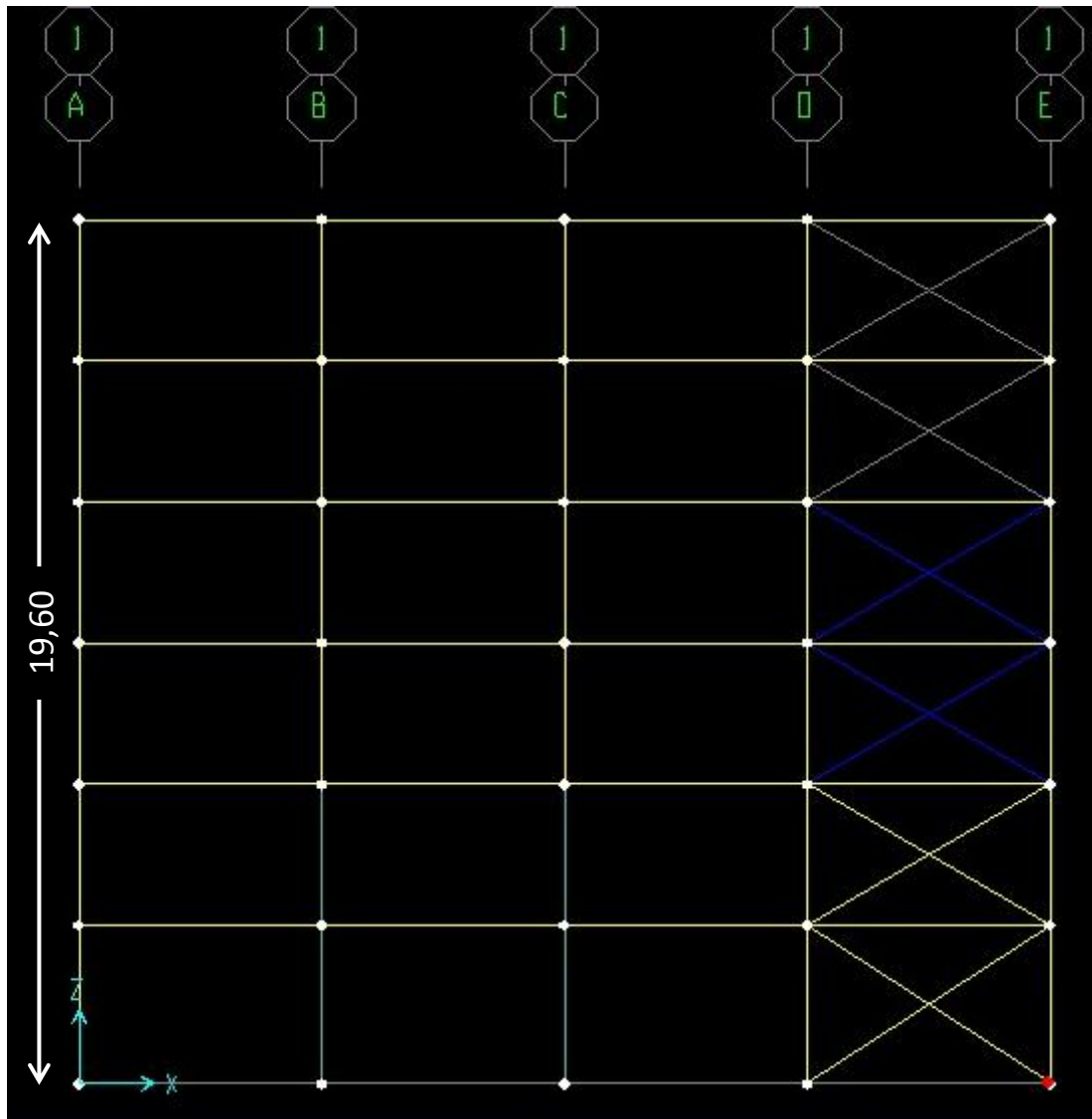
Στην προκειμένη περίπτωση, οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και στύλων υλοποιούνται με τη χρήση γωνιακών διατομών. Επομένως οι δοκοί θεωρούνται αμφιαρθρωτές. Συγκεκριμένα, τα πέλματα των δοκών ενώνονται μέσω γωνιών με τα πέλματα των στύλων και ο κορμός τους είτε μέσω λεπίδων είτε μέσω γωνιών με τα πέλματα των στύλων. Γενικά, με τα προαναφερθέντα πλαίσια επιτυγχάνεται πλαστιμότητα, ασφάλεια, ευελιξία στο σχεδιασμό αλλά η ελαστική δυσκαμψία είναι χαμηλή. Για το λόγο αυτό στα ανωτέρω πλαίσια εισάγονται σύνδεσμοι που μαζί με τις δοκούς και τους στύλους διαμορφώνουν ένα κατακόρυφο δικτύωμα. Όσον αφορά τα πλαίσια με χιαστί συνδέσμους (είτε άλλου είδους συνδέσμους), οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και στύλων προσομοιώνονται ως απλές συνδέσεις διάτμησης (ένωση κορμού δοκών με πέλματα στύλων μέσω λεπίδων ή γωνιών με κοχλίες) και θεωρείται ότι δεν παραλαμβάνουν ροπές. Με τη χρήση των συνδέσμων (ειδικά των χιαστί) μειώνεται η ευελιξία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό και η πλαστιμότητα του πλαισίου. Ωστόσο, υπάρχει η περίπτωση να εισαχθούν σύνδεσμοι στο πλαίσιο έκκεντρα τοποθετημένοι. Αυτό επιτυγχάνεται με τη δημιουργία ενός κενού μεταξύ δύο διαφορετικών άκρων δύο διαγωνίων που συνδέονται σε μία δοκό. Δημιουργείται, λοιπόν, μια περιοχή στη δοκό όπου ανελαστική δράση μπορεί να αναπτυχθεί.

Τα δύο συστήματα ανάληψης φορτίων (αρθρωτά πλαίσια στην προκειμένη και χιαστί σύνδεσμοι) συνδέονται μέσω των διαφραγμάτων των ορόφων. Με τους συνδέσμους επιτυγχάνεται πλαστιμότητα μέσω της ανελαστικής συμπεριφοράς τους (οι σύνδεσμοι διαρρέουν σε εφελκυσμό και λυγίζουν σε θλίψη). Οι αξονικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στις τετραγωνικής διατομής κοιλοδοκούς των συνδέσμων που υφίστανται κυκλική ανελαστική φόρτιση οδηγούν σε τοπικό λυγισμό και διάρρηξη του συνδέσμου (πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται κοντά στο μέσο των δομικών στοιχείων μετά

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

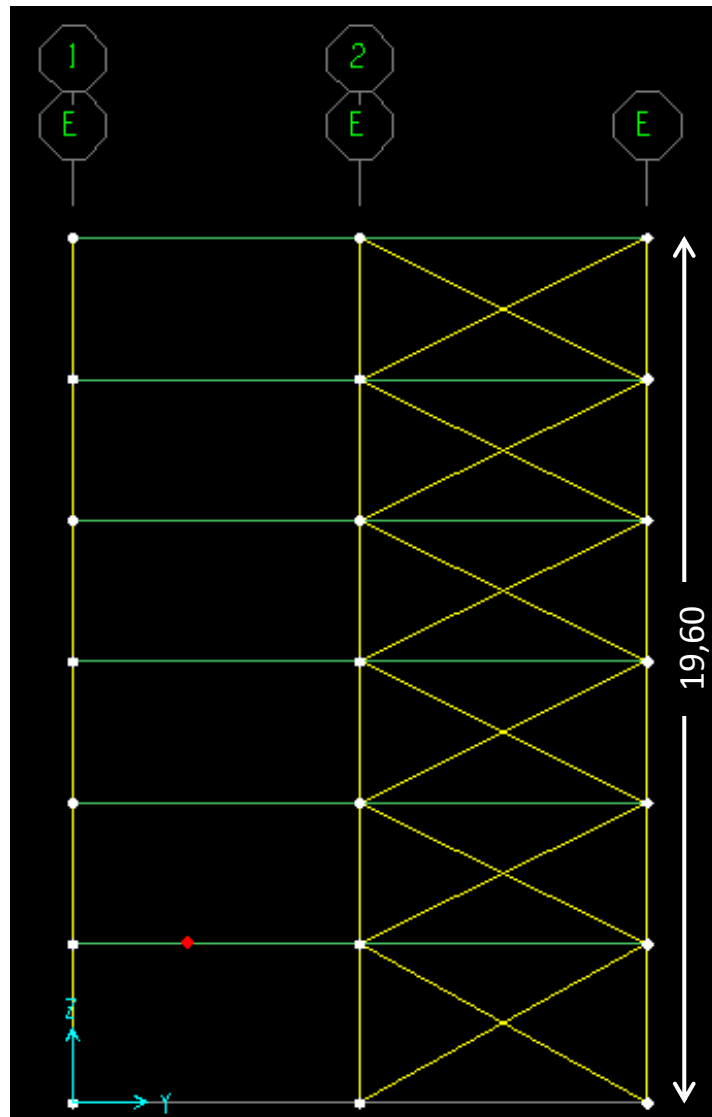
από λυγισμό). Η διάρρηξη του χάλυβα αρχίζει να γίνεται όταν αναπτυχθεί φορτίο εφελκυσμού στην εσωτερική ίνα της διατομής της κοιλοδοκού και συνήθως αμέσως μετά από το λυγισμό των τοιχωμάτων της διατομής, αφού προηγουμένως έχει αναπτυχθεί αρνητική παραμόρφωση στη ίδια περιοχή.

Το αρχικό κτίριο με τη συμβατική θεμελίωση (FIXED) διαστασιολογείται με βάση τον Ευρωκώδικα 3 με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος SAP, όπως προαναφέρθηκε.



Σχήμα 7.2.3. Τομή του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ. Πλαίσιο 1. Χιαστί σύνδεσμοι.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 7.2.4. Τομή του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y. Πλαίσιο E. Χιαστί σύνδεσμοι.

7.3 Καθορισμός παραμέτρων Αντισεισμικού σχεδιασμού

Σύμφωνα με παράγραφο 2.1 του EC8, ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού που καθορίζεται παρακάτω με βάση τα φάσματα σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, $T_{NCR}=475$ έτη, και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_i (βλ. EN 1990:2002) ώστε να ληφθεί υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

Για τις αναλύσεις των κτιρίων χρησιμοποιήθηκαν τα φάσματα σχεδιασμού του EC8 (EUROCODE 8). Για τις οριζόντιες συνιστώσες σεισμικής δράσης το ελαστικό φάσμα απόκρισης, $S_e(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Ο συντελεστής η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta=1$ για 5% ιξώση απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$$

όπου ξ είναι ο λόγος της ιξώδους απόσβεσης του φορέα εκφρασμένος σε ποσοστό επί τοις εκατό.

Ωστόσο, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8 η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του EC8:

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

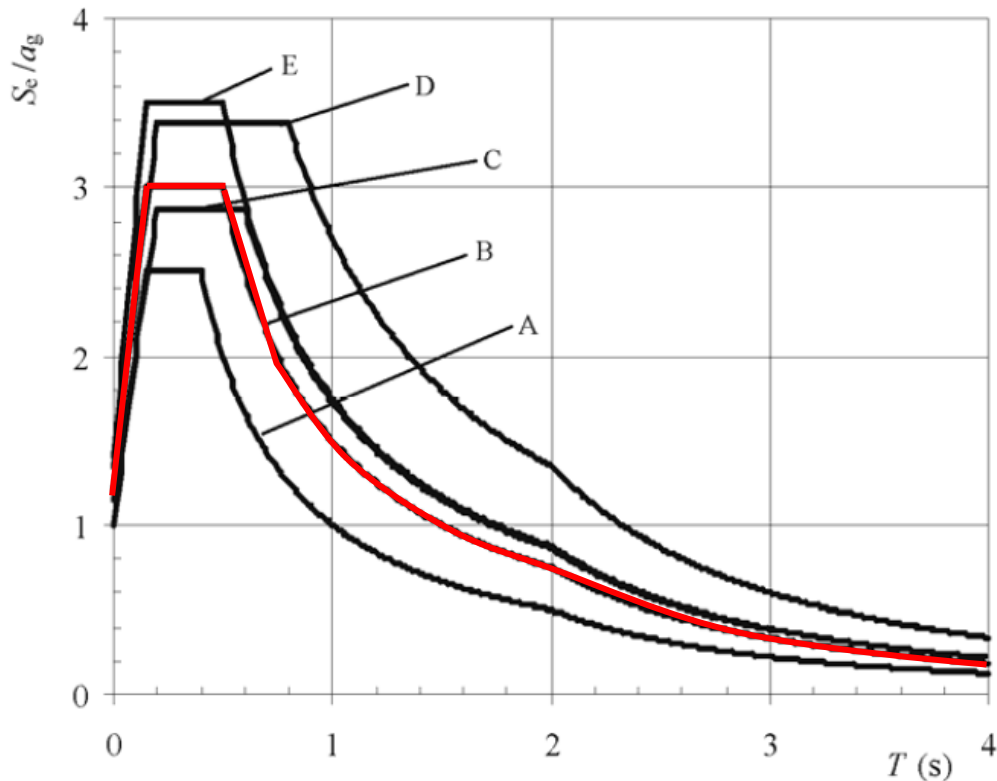
Στις αναλύσεις της εργασίας, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους a_g λαμβάνεται ίση με 0,36 επί την επιτάχυνση της βαρύτητας (0,36g). Ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου λαμβάνεται ίσος με την τιμή 1,0, που αναφέρεται σε συνήθεις κατασκευές. Η περίοδος επαναφοράς αναφέρθηκε πιο πάνω. Η κατηγορία του εδάφους είναι η Β (Πίνακας 3.1), που αντιστοιχεί σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Έτσι με βάση τον πίνακα 3.2 του ευρωκώδικα οι παράμετροι του φάσματος τύπου 1 (σύμφωνα με τον EC8) για τύπο εδάφους Β είναι αυτοί που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα, όπου S είναι ο συντελεστής εδάφους και οι υπόλοιπες τιμές είναι οι περίοδοι κάτω ορίου του κλάδου σταθερής επιτάχυνσης, άνω ορίου του ίδιου κλάδου και οι περίοδοι που ορίζουν την αρχή της σταθερής μετακίνησης του φάσματος.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Ο συντελεστής συμπεριφοράς που λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό είναι $q=3$ για διέγερση κατά την οριζόντια διεύθυνση. Ο Ευρωκώδικας 8 δίνει ανώτερο όριο για την κατηγορία δομικού συστήματος που αποτελείται από μικτό πλαίσιο (καμπτόμενο και διαγώνιοι σύνδεσμοι) ίση με 4 (που είναι ευμενέστερη). Συγκρίνοντας με τον πίνακα 2.6 του ΝΕΑΚ για δομικό σύστημα από χάλυβα με διαγώνιους συνδέσμους, η τιμή αυτή είναι ίση με 3. Επιπλέον, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8 για συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

των τιμών 2 και 4 και για δομικό σύστημα μέτριας τάξης πλαστιμότητας (DCM κατηγορία του ευρωκώδικα), όπως είναι και τα καπτόμενα πλαίσια, πρέπει οι διατομές που επιλέγονται να είναι κλάσης 1 και 2.



Σχήμα 7.3.1. Συνιστώμενο ελαστικό φάσμα τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (απόσβεση 5%). Με κόκκινο παρουσιάζεται η καμπύλη για έδαφος B.

Ο συντελεστής β , ο οποίος ονομάζεται συντελεστής κατώτατου ορίου, είναι ίσος με 0,2, όπως φαίνεται και στη φόρμα του υπολογιστικού προγράμματος που τον εισάγουμε στην εικόνα 7.3.1.

Αντίστοιχα για το φάσμα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$ χρησιμοποιούνται οι σχέσεις που αναφέρονται παρακάτω.

Οι τιμές των παραμέτρων που λαμβάνονται υπόψη δίνονται στον παρακάτω πίνακα του ευρωκώδικα.

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0.90	0.05	0.15	1.0

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

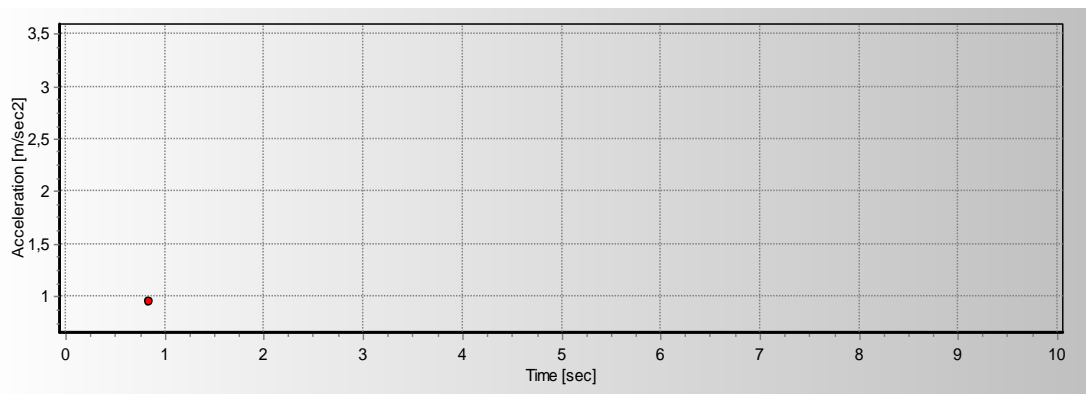
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Όπου a_g είναι η επιτάχυνση του εδάφους για την κατακόρυφη διεύθυνση που λαμβάνεται υπόψη σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα. Επιπλέον, λαμβάνεται συντελεστής εδάφους ίσος με 1. Γενικά, για την κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής δράσης πρέπει να λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς με τιμή μικρότερη ή ίση με 1,5 για όλα τα υλικά κατασκευής και όλα τα δομικά συστήματα.

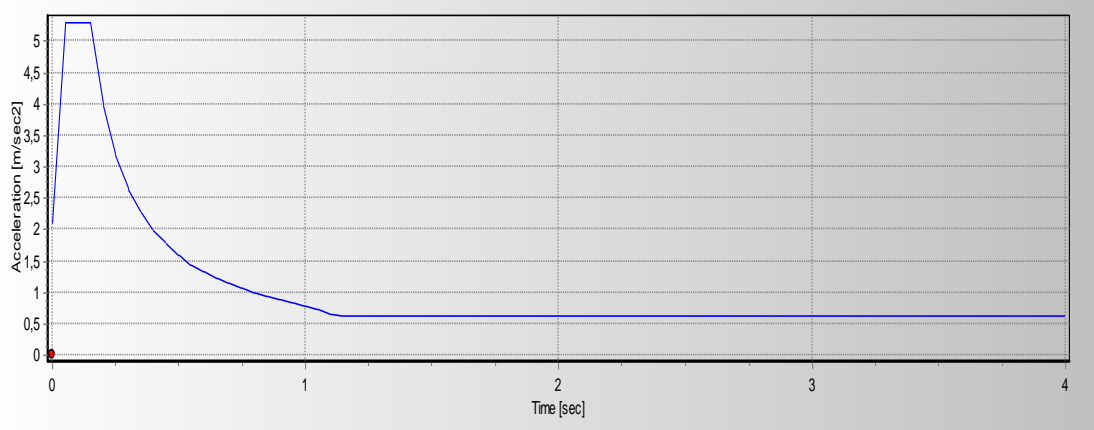
Στην περίπτωση του συμβατικά πακτωμένου κτιρίου λαμβάνεται το κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού για $q=1,5$ και συντελεστή απόσβεσης 4%, όπως φαίνεται και στο σχήμα 7.3.3 (το υπολογιστικό πρόγραμμα προσαρμόζει τη δοσμένη τιμή απόσβεσης ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου). Επίσης ο συντελεστής S λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Στις παρακάτω εικόνες δίνονται τα φάσματα σχεδιασμού για οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού για το συμβατικό κτίριο. Το αντίστοιχο που δίνεται στον ευρωκώδικα 8 για όλους τους τύπους εδαφών παρουσιάζεται στο σχήμα 7.3.1.



Σχήμα 7.3.2. Οριζόντιο φάσμα για συμβατικά πακτωμένο μοντέλο ($q=3$, $\xi=4\%$). Η μέγιστη επιτάχυνση είναι $3,53 \text{ m/sec}^2$.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 7.3.3. Κατακόρυφο φάσμα για συμβατικά πακτωμένο μοντέλο ($q=1,5$, $\xi=4\%$). Η μέγιστη επιτάχυνση είναι $5,30 \text{ m/sec}^2$.

Σύμφωνα με τον EC8 (παράγραφος 10.5.2 περί ελέγχου ανεπιθύμητων κινήσεων), για την ελαχιστοποίηση των επιδράσεων της στρέψης, το κέντρο της ενεργού δυσκαμψίας και το κέντρο απόσβεσης του συστήματος μόνωσης θα πρέπει να είναι όσο πιο κοντά γίνεται στην προβολή του κέντρου της μάζας πάνω στη διεπιφάνεια μόνωσης. Για την ελαχιστοποίηση της διαφορετικής συμπεριφοράς των συσκευών μόνωσης, η θλιπτική τάση η οποία προκαλείται στις συσκευές αυτές από τις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να είναι όσο πιο ομοιόμορφη γίνεται. Επίσης (σύμφωνα με την παράγραφο 10.5.3 του EC8), τα στοιχεία του φορέα τα οποία βρίσκονται πάνω και κάτω από την διεπιφάνεια μόνωσης θα πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη κατεύθυνση, έτσι ώστε να ελαχιστοποιούνται οι επιδράσεις των διαφορικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων. Αυτό ικανοποιείται αν ικανοποιούνται τα παρακάτω: 1) Προβλέπεται ένα δύσκαμπτο διάφραγμα πάνω και κάτω από το σύστημα μόνωσης, αποτελούμενο από μία οπλισμένη πλάκα από σκυρόδεμα ή από ένα πλέγμα διασταυρωμένων δοκών σύνδεσης, που να είναι σχεδιασμένο ώστε να λαμβάνει υπόψη όλες τις τοπικές και γενικευμένες μορφές λυγισμού. 2) Οι συσκευές οι οποίες αποτελούν το σύστημα μόνωσης είναι στερεωμένες και στα δύο άκρα στα δύσκαμπτα διαφράγματα, τα οποία ορίζονται πιο πάνω, απευθείας (εάν αυτό δεν είναι εφικτό, μέσω κατακόρυφων στοιχείων, η σχετική οριζόντια μετακίνηση των οποίων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού δεν θα πρέπει να είναι χαμηλότερη από το $1/20$ της σχετικής μετακίνησης του συστήματος μόνωσης). Οι συσκευές οι οποίες εξετάζονται στην παρούσα μελέτη αποτελούνται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα μολύβδου και σφαιρικά εφέδρανα τριβής.

Αν και μπορεί να είναι επιτρεπτή μια ανελαστική συμπεριφορά της υποδομής, σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, η παρούσα μελέτη θεωρεί ότι αυτή παραμένει εντός της ελαστικής περιοχής. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, τα στοιχεία μόνωσης μπορούν να έχουν εξαντλήσει την οριακή τους ικανότητα, ενώ η ανωδομή και η υποδομή να παραμένουν εντός της ελαστικής περιοχής για τον οριζόντια σεισμική διέγερση. Έτσι ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με 1.0 κατά την οριζόντια και 1,5 για την κατακόρυφη διεύθυνση.

Σύμφωνα με την παράγραφο 10.8 του EC8, όσον αφορά τις ιδιότητες του συστήματος σεισμικής μόνωσης αναφέρονται τα παρακάτω.

Οι τιμές των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του συστήματος μόνωσης που θα χρησιμοποιούνται στην ανάλυση θα είναι οι πιο δυσμενείς που μπορεί να επιτευχθούν κατά τη διάρκεια ζωής του φορέα. Θα αντανακλούν, όπου συντρέχει, την επίδραση:

- Της ταχύτητας φόρτισης,

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

- Του μεγέθους του ταυτόχρονα επιβαλλόμενου κατακόρυφου φορτίου,
- Του μεγέθους του ταυτόχρονα επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου, εγκάρσια στην υπό διερεύνηση διεύθυνση,
- Της θερμοκρασίας,
- Της αλλαγής των ιδιοτήτων κατά την προβλεπόμενη διάρκεια λειτουργίας του έργου.

Οι επιταχύνσεις και οι αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό θα εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη τιμή της δυσκαμψίας και την μέγιστη τιμή των συντελεστών απόσβεσης και τριβής.

Οι μετακινήσεις θα πρέπει να εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή των συντελεστών της δυσκαμψίας της απόσβεσης και της τριβής.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Σύμφωνα με τον EC8, η προσομοίωση του συστήματος μόνωσης θα αντανακλά με επαρκή ακρίβεια την χωρική κατανομή των μονωτήρων, έτσι ώστε να λαμβάνονται επαρκώς υπόψη η μετακίνηση κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, οι αντίστοιχες δράσεις ανατροπής και η στροφή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα. Θα πρέπει επίσης να αντανακλά επαρκώς και τα χαρακτηριστικά των διαφορετικών τύπων μονωτήρων, που χρησιμοποιούνται στο σύστημα μόνωσης.

Ο προκαταρκτικός σχεδιασμός ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης πραγματοποιείται με τη Μέθοδο του **Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος** ή αλλιώς, σύμφωνα με τον EC8, Απλοποιημένη Γραμμική Ανάλυση κατά την οποία η δυναμική απόκριση ενός σεισμικά μονωμένου κτιρίου μπορεί να προσομοιωθεί με ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή που θα αποτελείται από μια μάζα ίση με την συνολική μάζα της ανωδομής επί ενός γραμμικού ελατηρίου με υστερητική απόσβεση αντίστοιχη της σεισμικής μόνωσης. Η υποδομή θεωρείται απαραμόρφωτη, ενώ η ανωδομή στερεό σώμα που υπόκειται σε μεταφορική κίνηση σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις. Το παραπάνω σύστημα επιλύεται ως γραμμικό με ισοδύναμη ενεργό απόσβεση ξ_{eff} και ισοδύναμη ενεργό δυσκαμψία K_{eff} .

Η μέθοδος του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος είναι μια επαναληπτική διαδικασία, η οποία περιγράφεται αναλυτικά στην παράγραφο 5.1 της παρούσας εργασίας. Η μέθοδος αυτή αναπτύσσεται σε ειδικά προγραμματισμένα λογιστικά φύλλα Excel και για τους δύο τύπους εφεδράνων. Η προδιαστασιολόγηση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης που εφαρμόζονται στα υπό ανάλυση κτίρια, καθώς και οι διάφοροι έλεγχοι επάρκειας που διεξήχθησαν για τα εν λόγω λογιστικά φύλλα παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

Ο συνδυασμός προσδιορισμού της μάζας της ανωδομής (mass source) δίνεται ως εξής:

$$S = G + 0,3 * Q$$

όπου G είναι το άθροισμα των μόνιμων φορτίων και Q των ωφέλιμων, όπως προσδιορίστηκαν στην παράγραφο 7.2 της παρούσας μελέτης.

Οι υπόλοιποι συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των μελών του κτιρίου είναι οι κάτωθι:

Βασικοί συνδυασμοί (κατακόρυφα φορτία)

Συνδυασμός οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS)

$$S = 1.35G + 1.50Q$$

Συνδυασμός οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (SLS)

$$S = G + Q$$

Σεισμικοί συνδυασμοί

Σεισμικός συνδυασμός κατά την διεύθυνση X (EQX)

$$S = G + 0.3Q + EX + 0.3EY + 0.3EZ$$

Σεισμικός συνδυασμός κατά την διεύθυνση Y (EQY)

$$S = G + 0.3Q + 0.3EX + EY + 0.3EZ$$

Σεισμικός συνδυασμός κατά την διεύθυνση Z (EQZ)

$$S = G + 0.3Q + 0.3EX + 0.3EY + EZ$$

Σημειώνεται ότι δεν λαμβάνονται τα “±E” των σεισμικών φορτίσεων, διότι τα υπό ανάλυση κτίρια διαθέτουν άξονες συμμετρίας κατά X και Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Πακτωμένου κτιρίου

Επιλέγονται οι διατομές του συμβατικά πακτωμένου στη βάση κτιρίου και ελέγχονται στο SAP με την εισαγωγή κατάλληλου προσομοιώματος και με το φάσμα σχεδιασμού που αναφέρθηκε προηγουμένως. Αφού έχουν επιλεγεί οι διατομές των δομικών στοιχείων, εκτελείται η ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου με συμβατική στήριξη στη βάση. Τα αποτελέσματα για την κάθε ιδιομορφή δίνονται στον πίνακα 8.1 που παρατίθεται παρακάτω. Όπως φαίνεται στον πίνακα αυτό η περίοδος που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή, δηλαδή η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, είναι 0.8 sec.

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
Mode	1	0,802954	0,71322	0	1,882E-20
Mode	2	0,728462	1,113E-19	0,7489	4,221E-19
Mode	3	0,476038	2,216E-19	0	0,00057
Mode	4	0,235794	0,20589	1,564E-16	1,151E-17
Mode	5	0,225081	8,774E-16	0,1825	1,023E-19
Mode	6	0,160127	3,714E-16	2,686E-16	0,00226
Mode	7	0,160127	1,073E-16	6,779E-16	0,21258
Mode	8	0,149738	3,109E-20	1,408E-19	0,00462
Mode	9	0,145812	3,443E-16	1,792E-16	0,08197
Mode	10	0,145812	2,721E-15	1,513E-15	0,035
Mode	11	0,145212	6,714E-18	7,94E-16	0,08839
Mode	12	0,133203	9,554E-17	7,249E-17	0,09483
Mode	13	0,133203	2,003E-17	3,744E-15	0,00283
Mode	14	0,126096	0,05334	1,561E-14	3,575E-15
Mode	15	0,117598	1,319E-15	0,04025	1,351E-15
Mode	16	0,094456	0,00373	1,451E-16	2,585E-14
Mode	17	0,094074	1,867E-18	1,544E-19	0,14361
Mode	18	0,088246	0,0115	3,083E-19	2,74E-15
Mode	19	0,084602	1,86E-15	0,00412	9,922E-15
Mode	20	0,084547	2,245E-18	5,472E-19	0,10611

Πίνακας. 8.1.1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το κτίριο με τις συμβατικές στηρίξεις στη βάση του (FIXED μοντέλο στο SAP2000). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι 0,8 sec.

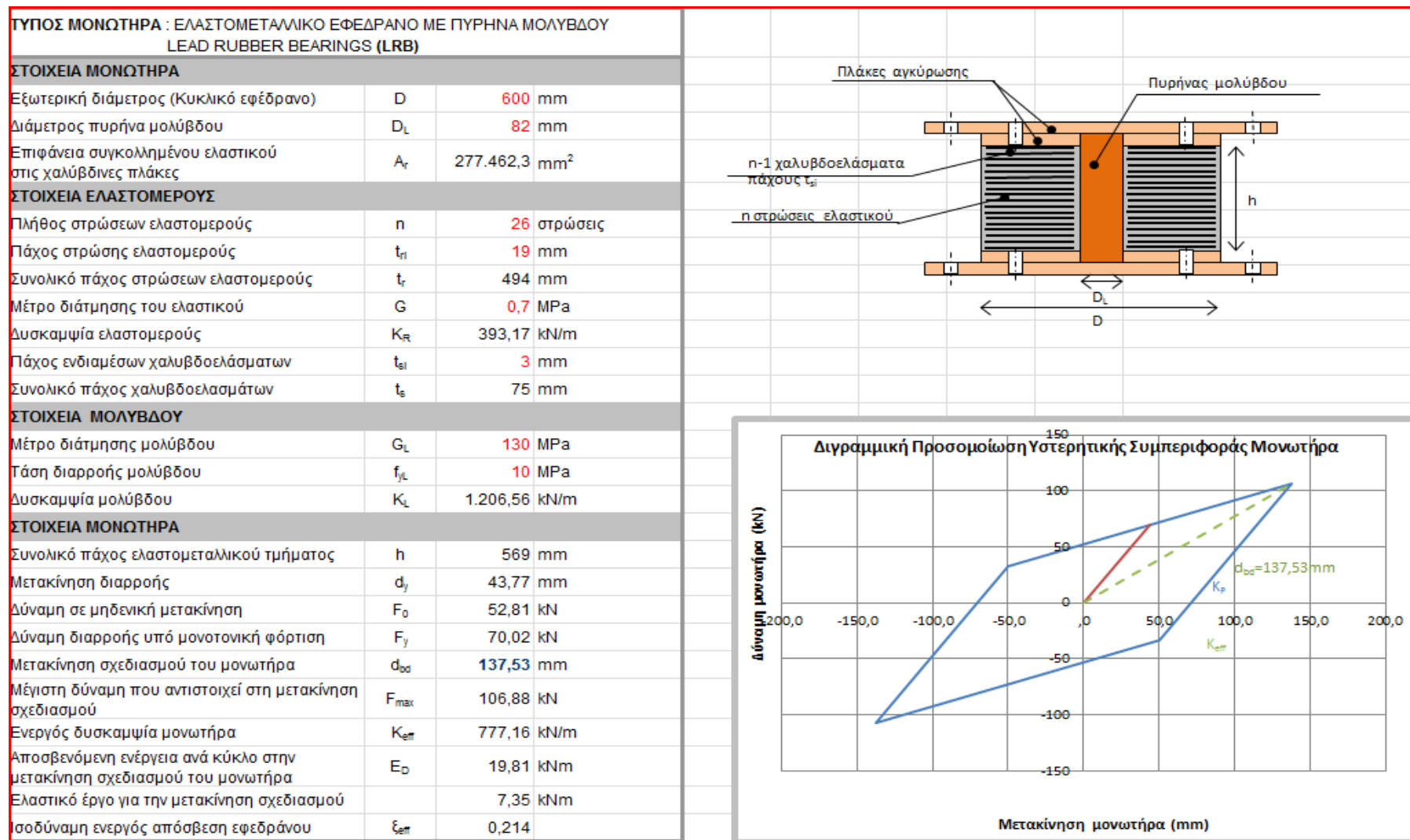
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.2 Διαστασιολόγηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου και σφαιρικών εφεδράνων τριβής

Στη συνέχεια πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των δύο τύπων εφεδράνων (ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, σφαιρικά εφέδρανα τριβής) με την βοήθεια ειδικά προγραμματισμένου φύλλου excel (Εικόνες 8.2.2-8.2.3) με στόχο την επίτευξη ιδιοπεριόδου $T_{eff}=2,5$ sec (που είναι μέσα στα όρια που θέτει ο EC8, $T_{eff} \leq 3s$ & $\geq 3 \cdot T_f$ της πρώτης ιδιομορφής του πακτωμένου κτιρίου $=3 \cdot 0,8$) και για τα δύο σεισμικά μονωμένα κτίρια. Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής που προκύπτουν από την επίλυση με τον προαναφερθέντα συνδυασμό (G+0,3Q) φορτίων και για τις νέες μικρότερες διατομές που προκύπτουν για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια, χρησιμοποιώντας το Steel Design του SAP, εισάγεται ως δεδομένο για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων, είτε LRB είτε FPS. Απαραίτητα, επίσης, δεδομένα για τον προσδιορισμό του συστήματος μόνωσης είναι ο καθορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών των εφεδράνων (δηλ. του ελαστομερούς και του μολύβδου για εφέδρανα τύπου LRB και του συντελεστή τριβής για τα εφέδρανα FPS), καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους (διάμετρος ελαστομερούς και μολύβδου, αριθμός στρώσεων και πάχος στρώσεων ελαστομερούς και χαλύβδινων ελασμάτων, ακτίνα καμπυλότητας του FPS). Η υστερητική συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων αναπτύσσεται αναλυτικά σε ειδικά προγραμματισμένο φύλλο Excel, όπου απεικονίζονται και οι βρόγχοι υστέρησης του εφεδράνου για τα δεδομένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις επιλεγείσες ιδιότητες των υλικών. Το υστερητικό μοντέλο για κάθε τύπο LRB και FPS που χρησιμοποιήθηκε στο σύστημα σεισμικής μόνωσης των υπό ανάλυση κτιρίων παρουσιάζεται παρακάτω (Εικόνα 8.2.1 και Διαγράμματα 8.2.1-8.2.8). Οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των μεγεθών και τους διάφορους ελέγχους έχουν αναφερθεί σε προηγούμενες παραγράφους.

Τα προεπιλεγέντα εφέδρανα θα πρέπει να πληρούν τον έλεγχο μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης και τον έλεγχο ευστάθειας (Εικόνα 8.2.2) για το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο που υπολογίζεται από τους σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεων (maxNsd). Με βάση τα παραπάνω καθορίστηκαν οι δύο τύποι εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν για την σεισμική μόνωση των κτιρίων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Εικόνα 8.2.1. Επιλογή εφεδράνων. Ιδιότητες, γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διάγραμμα υστερητικής συμπεριφοράς για τύπο LRB.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ																		
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ																		
ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΕΦΕΔΡΑΝΟ ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ ΜΟΛΥΒΔΟΥ (LRB)																		
G	G _L	f _{yL}	ε _{u,k}	γ _m	E _b	γ _s												
(MPa)	(MPa)	(MPa)			(MPa)													
0,7	130	10,0	8,0	1,15	2200	1,5												
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ																		
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III (σύμφωνα με τον ΕΑΚ)																		
Κατηγορία εδάφους B																		
Κατηγορία Σπουδαιότητας κτιρίου III : γ _l = 1																		
W	ξ	A _γ /g	α _ε	T ₁ = T _s	T ₂ = T _c	T ₀	q											
(kN)	(m/sec ²)		(γ.α _γ /g)	(sec)	(sec)	(sec)												
18147	9,81	0,36	0,36	0,15	0,5	2	1,00											
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ																		
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Μονωτήρων																		
ΤΥΠΟΣ LRB	αριθμός LRB	D (mm)	D _L (mm)	t _s (mm)	αριθμός στρώσεων ν	A _γ (mm ²)	t _{si} (mm)	h (mm)	K _v (kN/m)	Διαγραμματική Προσομοίωση Υστερητικής Συμπεριφοράς Μονωτήρων								
										K _p (kN/m)	K _c (kN/m)	F ₀ (kN)	d _y (mm)	F _y (kN)	F _{max} (kN)	K _{επ,1} (kN/m)	E _{D,1} (kNm)	d _{od} (mm)
LRB1	15	600	82	19	26	277462,3	3	569	99.777	393,2	1599,7	52,8	43,8	70,0	106,9	777,2	19,81	137,53
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ																		
ΤΥΠΟΣ LRB	αριθμός LRB	K _{επ} (kN/m)	ΣΕ _{D1} (kNm)	T _{επ} (sec)	ξ _{επ}	η _{επ}	S _ε /g	V _r (kN)	d _{od} (mm)									
LRB1	15	11657,3	297,09	2,50	0,2144	0,6149	0,088	1603,2	137,53									
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ																		
Τεμνουσα βάσης V _ε =max(V _s ,1.5F _y ,V _w)																		
Κατακόρυφο φορτίο μονωτήρα υπό σεισμική δράση																		
ΤΥΠΟΣ LRB	αριθμός LRB	V _ε (kN)	N _{ε,μ,επ} (kN)	d _{ε,ε} (mm)	D' (mm)	S	A' (m ²)	δ	A _{ε,ε} (m ²)	σ _c (MPa)	ε _{s,ε}	ε _{c,ε}	ε _{b,ε}	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ				
														Μέγιστης Ισοδύναμης Διατμ. Παραμόρφωσης ε _{b,ε} < ε _{u,k} /γ _m				
														Έλεγχος Ευστάθειας				
LRB1	15	1603,2	3362,3	206,295	580	7,63	0,264	2,41	0,147	22,85	0,418	επαρκής	6,417	6,834	επαρκής	επαρκής	μη επαρκής	

Εικόνα 8.2.2. Ανάλυση ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος για την προδιαστασιολόγηση των μονωτήρων LRB.

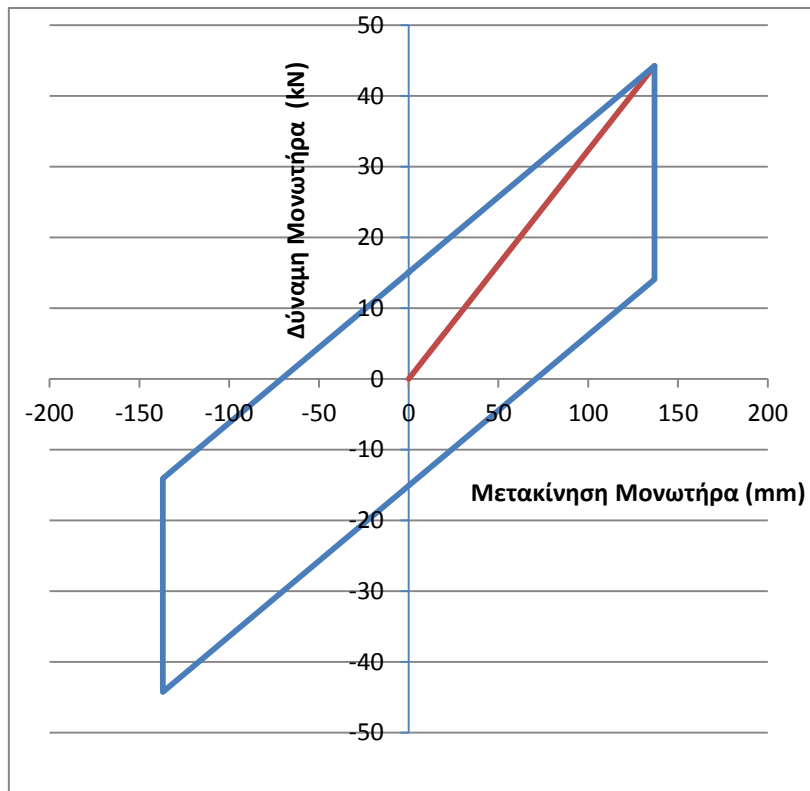
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ									
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ									
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III						(σύμφωνα με τον ΕΑΚ)			
Κατηγορία εδάφους B									
Κατηγορία Σπουδαιότητας κτιρίου III : γl= 1									
W	g	AgR/ g	αg	T1 = TB	T2 = TC	TD	q		
(kN)	(m/sec ²)		(γlαgR/g)	(sec)	(sec)	(sec)			
18147,24	9,81	0,36	0,36	0,15	0,5	2	1		
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ									
ΤΥΠΟΣ	αριθμός	μd	Rb	Nsd	Fo	Fmax	E _{o,j}	K _{επ,j}	dbd
FRICITION			mm	kN	kN	kN	kNm	kN/m	mm
FRICITION	1	0,03	2360	503,024	15,09072	44,25993	8,26072	323,4169	136,851
FRICITION	2	0,03	2360	503,024	15,09072	44,25993	8,26072	323,4169	136,851
FRICITION	3	0,03	2360	698,116	20,94348	61,42563	11,46454	448,8504	136,851
FRICITION	4	0,03	2360	698,116	20,94348	61,42563	11,46454	448,8504	136,851
FRICITION	5	0,03	2360	1090,719	32,72157	95,96987	17,91192	701,2727	136,851
FRICITION	6	0,03	2360	1090,719	32,72157	95,96987	17,91192	701,2727	136,851
FRICITION	7	0,03	2360	1111,276	33,33828	97,77863	18,24951	714,4897	136,851
FRICITION	8	0,03	2360	1111,276	33,33828	97,77863	18,24951	714,4897	136,851
FRICITION	9	0,03	2360	1143,866	34,31598	100,6462	18,7847	735,4433	136,851
FRICITION	10	0,03	2360	1143,866	34,31598	100,6462	18,7847	735,4433	136,851
FRICITION	11	0,03	2360	1255,411	37,66233	110,4607	20,61651	807,1606	136,851
FRICITION	12	0,03	2360	1255,411	37,66233	110,4607	20,61651	807,1606	136,851
FRICITION	13	0,03	2360	2007,591	60,22773	176,6433	32,9689	1290,771	136,851
FRICITION	14	0,03	2360	2267,414	68,02242	199,5046	37,23574	1457,823	136,851
FRICITION	15	0,03	2360	2267,414	68,02242	199,5046	37,23574	1457,823	136,851
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ									
ΤΥΠΟΣ	αριθμός	K _{επ}	ΣΕ _{o,j}	T _{επ}	ξ _{επ}	n _{επ}	S _ε /g	V _r	d _{o,c}
FRICITION		kN/m	kNm	(sec)		>0,40	T _{eff} >TD	(kN)	(mm)
FRICITION	15	11667,69	298,0162022	2,50	0,2170598	0,611922	0,087988	1596,733	136,851

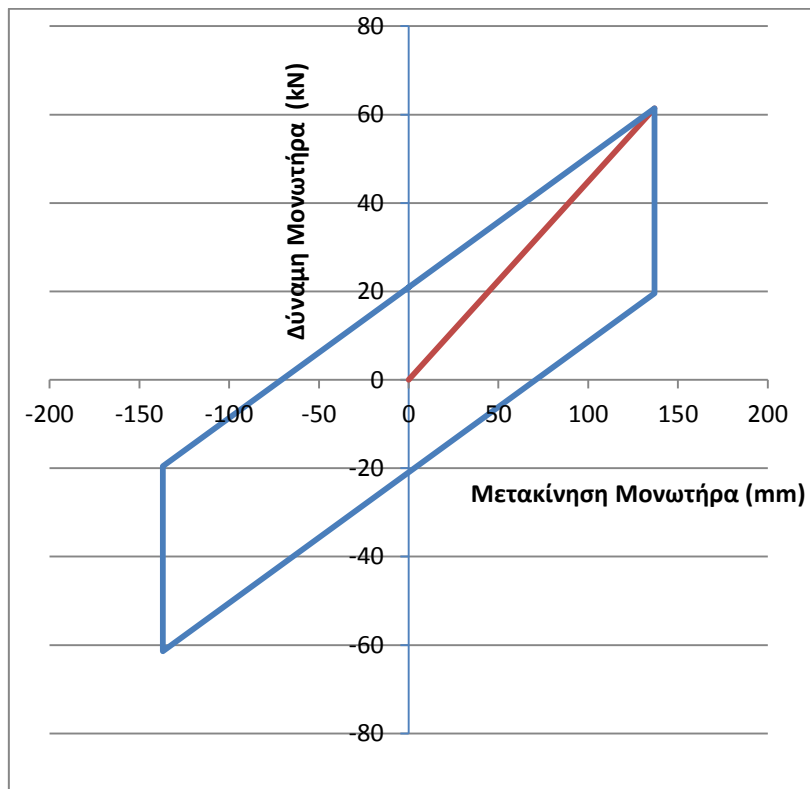
Εικόνα 8.2.3. Ανάλυση ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος για την προδιαστασιολόγηση των μονωτήρων FPS.

Η ανάλυση του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος που χρησιμοποιήθηκε για την προδιαστασιολόγηση των μονωτήρων έδωσε μετακίνηση εφεδράνου περίπου 137 mm και για τους δύο τύπους εφεδράνων. Οι παράμετροι που αφορούν στους δύο τύπους εφεδράνων επιλέχθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε η ιδιοπερίοδος του μονωμένου συστήματος να είναι ακριβώς 2.5 sec και για τις δύο περιπτώσεις. Κατά συνέπεια είναι αναμενόμενο η μετακίνηση σχεδιασμού του εφεδράνου και για τους δύο επιλεγμένους τύπους να προκύπτει παρόμοια εφόσον τα κατακόρυφα φορτία είναι ίδια. Επίσης, παρατηρούμε, ότι οι έλεγχοι της διατμητικής παραμόρφωσης και της επάρκειας των μονωτήρων είναι επαρκείς. Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι στα κατακόρυφα φορτία λαμβάνεται υπόψη και το πρόσθετο βάρος της πλάκας διαμόρφωσης στην βάση για την ομαλή λειτουργία των εφεδράνων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

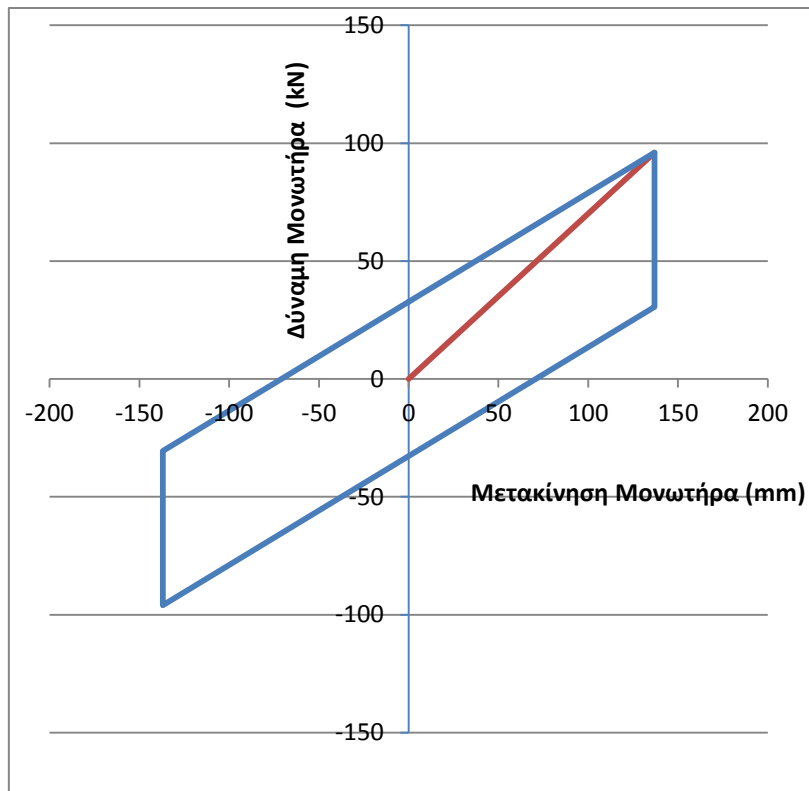


Διάγραμμα 8.2.1. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS1

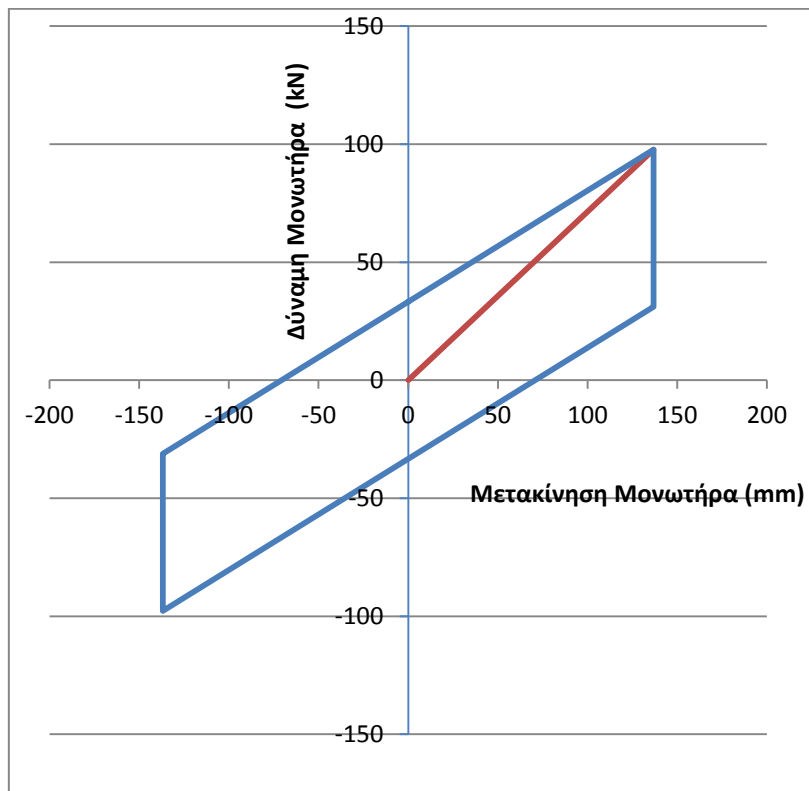


Διάγραμμα 8.2.2. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS2

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

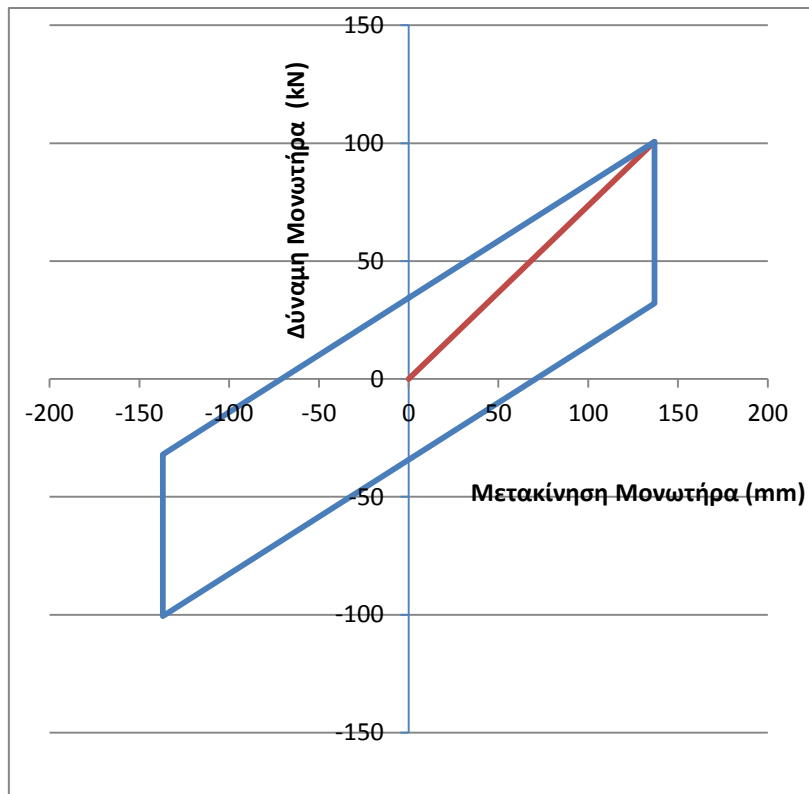


Διάγραμμα 8.2.3. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS3

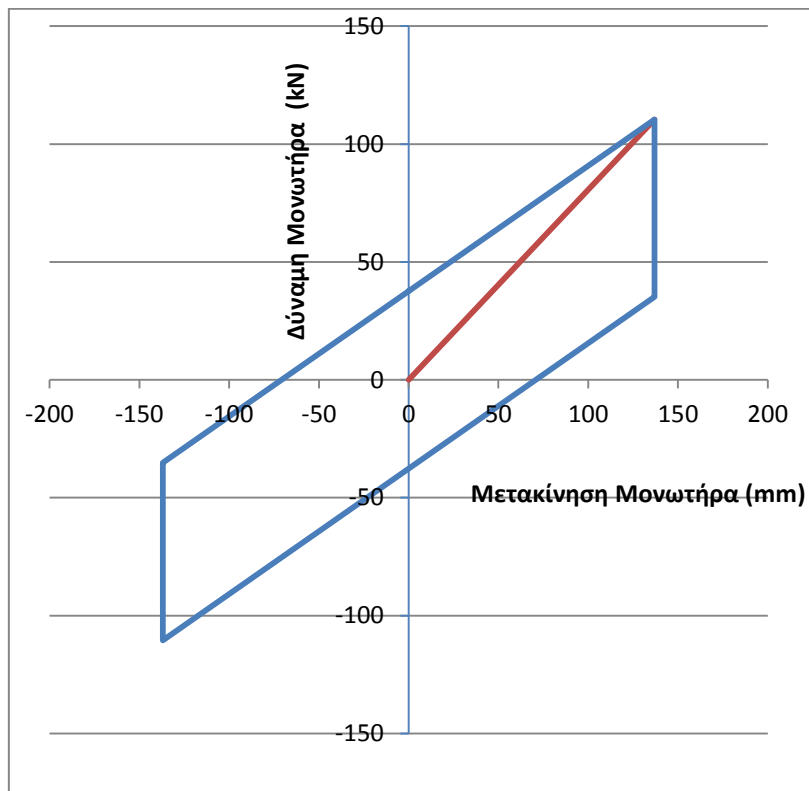


Διάγραμμα 8.2.4. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS4

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

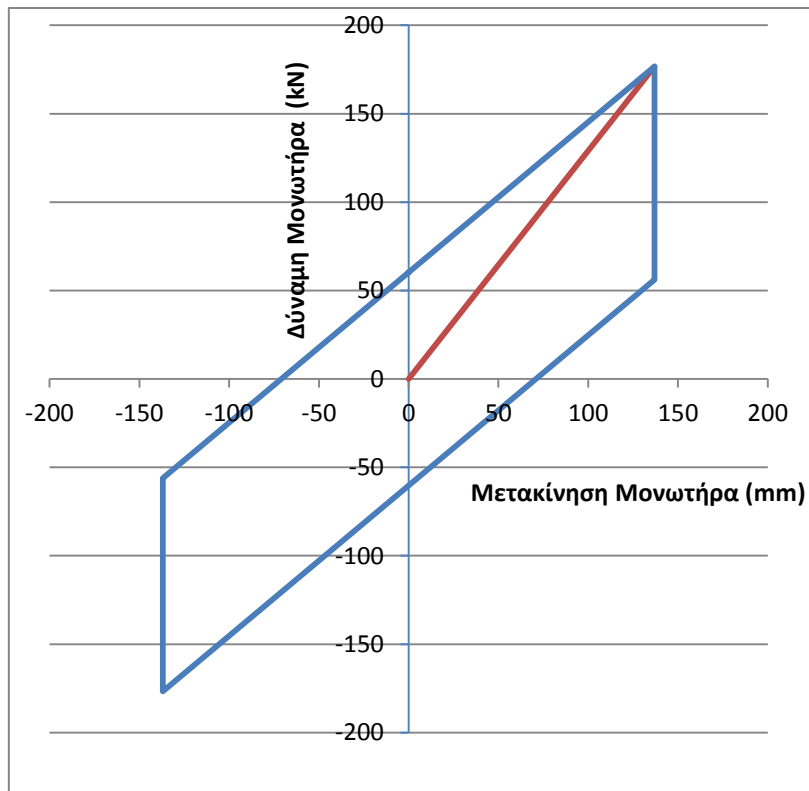


Διάγραμμα 8.2.5. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS5

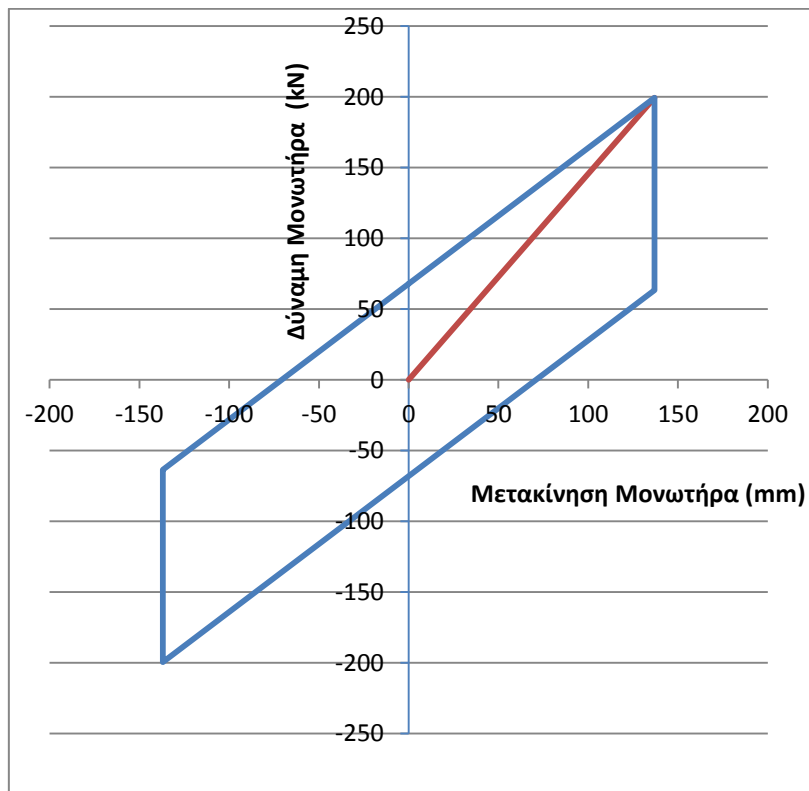


Διάγραμμα 8.2.6. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS6

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.2.7. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS7.



Διάγραμμα 8.2.8. Προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς για τα FPS8

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.3 Προσομοίωση εφεδράνων στο λογισμικό SAP2000

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι παράμετροι που εισήχθησαν στο SAP2000 για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης των εφεδράνων κατά την δυναμική φασματική ανάλυση (linear properties) και την μη γραμμική δυναμική ανάλυση (nonlinear properties).

Στις εικόνες 8.3.1 και 8.3.2 παρουσιάζονται οι παράμετροι προσομοίωσης του υστερητικού βρόγχου του ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου και στις εικόνες 8.3.3-8.3.7 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες παράμετροι για τα σφαιρικά εφέδρανα τριβής.

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

Εικόνα 8.3.1. Φόρμα εισαγωγής δεδομένων στο SAP2000 για το ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: LRB

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 777.16

Effective Damping: 0.

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 1599.73

Yield Strength: 70.02

Post Yield Stiffness Ratio: 0.2457

OK Cancel

Εικόνα 8.3.2. Φόρμα εισαγωγής ιδιοτήτων του ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου στο SAP2000.

Link/Support Properties

Properties

- FPS1
- FPS2
- FPS3
- FPS4
- FPS5
- FPS6
- FPS7
- FPS8

Click to:

Add New Property...

Modify/Show Property...

Delete Property

OK Cancel

Εικόνα 8.3.3. Φόρμα επιλογής-καταχώρησης των 8 διαφορετικών κατηγοριών εφεδράνων τριβής στο SAP2000.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: FPS1

Property Notes: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass	0.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

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

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

Directional Properties

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

Fix All Clear All

P-Delta Parameters: Advanced...

OK Cancel

Εικόνα 8.3.4. Φόρμα εισαγωγής δεδομένων στο SAP2000 για το σφαιρικό εφέδρανο τριβής.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: FPS1

Direction: U1

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 3500000.

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 3500000.

Damping Coefficient: 1,000E-05

OK Cancel

Εικόνα 8.3.5. Φόρμα εισαγωγής ιδιοτήτων του σφαιρικού εφεδράνου τριβής κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.

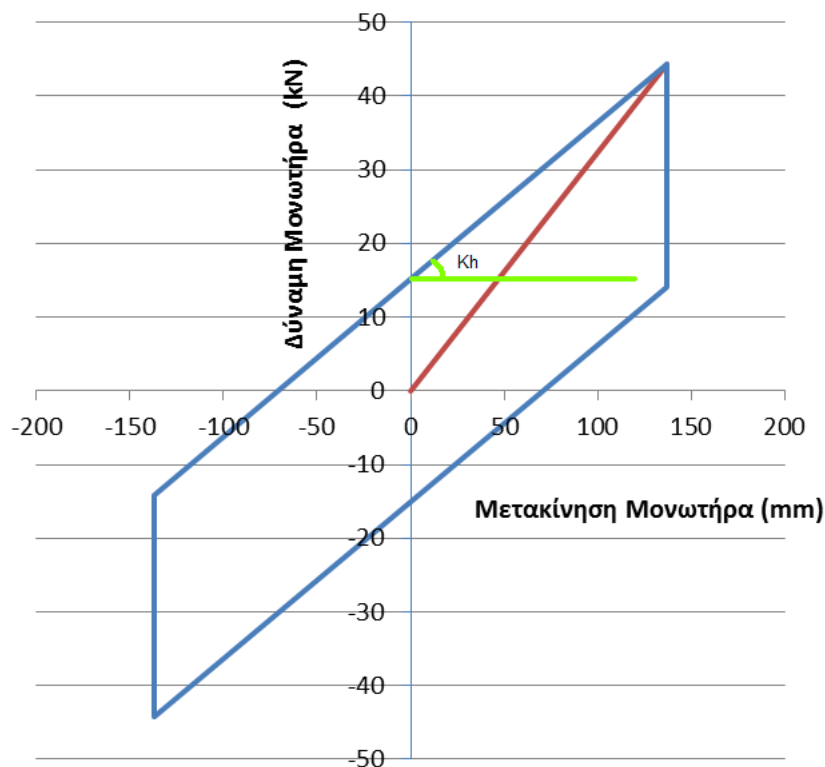
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Εικόνα 8.3.6. Φόρμα εισαγωγής ιδιοτήτων του παρακάτω σφαιρικού εφεδράνου τριβής FPS1 κατά την οριζόντια διεύθυνση.

ΤΥΠΟΣ FRICTION	αριθμός FPS	μd	Rb mm	Nsd kN	Fo kN	Fmax kN	$E_{D,i}$ kNm	$K_{eff,i}$ kN/m	dbd mm
FRICTION	1	0,03	2360	503,024	15,09072	44,2599	8,26072	323,417	136,851

Εικόνα 8.3.7. Ιδιότητες του σφαιρικού εφεδράνου τριβής FPS1.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Εικόνα 8.3.8. Υστερητικός βρόγχος του σφαιρικού εφεδράνου τριβής FPS1.

Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να αναφέρουμε ότι για το κάθε σφαιρικό εφέδρανο τριβής για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση ως ελαστική δυσκαμψία του εφεδράνου εισήχθη η τιμή $51 * K_h$, όπου K_h είναι η δυσκαμψία του εφεδράνου τριβής που οφείλεται στην ακτίνα καμπυλότητάς του (Εικόνα 8.3.8). Κανονικά για τα εφέδρανα τριβής η ελαστική δυσκαμψία είναι πάρα πολύ μεγάλη (άπειρη), αλλά η συνιστώμενη τιμή που πρέπει να εισάγεται στο SAP2000 είναι η τιμή που αναφέρθηκε προηγουμένως. Με αυτόν τον τρόπο επιτρέπεται στο εφέδρανο μια παραμόρφωση διαρροής της τάξης του χιλιοστού του μέτρου.

Θα πρέπει σε αυτό το σημείο να αναφέρουμε ότι ως N_{sd} στο εφέδρανο θεωρούμε την δύναμη που προκύπτει από την μη γραμμική ανάλυση προσωμοίωσης των συνθηκών κατακόρυφης φόρτισης του κτιρίου κατά την έναρξη του σεισμού ($G + 0,3 Q$). Με βάση τα αντίστοιχα αποτελέσματα της επίλυσης του SAP2000 υπολογίζουμε τις παραμέτρους που εισάγονται στο πρόγραμμα για τα εφέδρανα τριβής.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.4 Ιδιομορφική Ανάλυση των σεισμικά Μονωμένων κτιρίων

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων του λογισμικού SAP2000 για τα δύο σεισμικά μονωμένα κτίρια (Πίνακες 8.4.1-8.4.2).

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
Mode	1	2,61882	0,99475	0,00002005	4,251E-20
Mode	2	2,596814	0,00002004	0,99675	1,772E-20
Mode	3	0,638769	0,00517	000000009594	6,483E-20
Mode	4	0,576513	0	0	0,00067
Mode	5	0,564569	000000003013	0,00316	2,776E-19
Mode	6	0,214991	0,00005775	000000009202	4,304E-15
Mode	7	0,204996	000000002913	0,00005658	8,004E-18
Mode	8	0,174956	0	0	0,00532
Mode	9	0,160127	1,402E-19	1,038E-19	0,02891
Mode	10	0,160127	0	1,111E-20	0,18727
Mode	11	0,145812	0	2,204E-20	0,11666
Mode	12	0,145812	0	0	0,00103
Mode	13	0,145212	0	0	0,08893
Mode	14	0,133203	0	0	0,01178
Mode	15	0,133203	1,515E-18	6,826E-19	0,08648
Mode	16	0,13261	0,000007178	000000002139	1,011E-14
Mode	17	0,125847	000000001363	0,000005292	2,314E-15
Mode	18	0,115014	2,845E-19	1,112E-19	0,14343
Mode	19	0,113817	0,000000334	000000006433	3,995E-14
Mode	20	0,103398	000000003179	0,0000001021	6,88E-16

Πίνακας. 8.4.1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το κτίριο με σεισμική μόνωση από ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου (LRB μοντέλο στο SAP). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι 2,6 sec.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
Mode	1	2,629348	0,99386	0,00002446	0
Mode	2	2,603812	0,00002444	0,99625	0
Mode	3	0,656268	0,00605	000000001639	2,02E-19
Mode	4	0,599102	0	0	0,00059
Mode	5	0,579538	000000000239	0,00366	1,434E-20
Mode	6	0,217015	0,00006144	0,00000001022	8,539E-16
Mode	7	0,206535	0000000003116	0,00005863	2,264E-16
Mode	8	0,175686	7,002E-20	0	0,00431
Mode	9	0,165314	4,89E-19	0	0,19013
Mode	10	0,165301	000000000522	000000001093	9,079E-16
Mode	11	0,149927	3,554E-19	3,932E-20	0,08067
Mode	12	0,149042	3,195E-15	6,535E-14	4,122E-15
Mode	13	0,149041	9,718E-19	6,491E-20	0,09223
Mode	14	0,136162	2,8E-18	1,159E-18	0,08131
Mode	15	0,136161	000000001158	2,345E-13	1,242E-15
Mode	16	0,134037	0,000007259	000000002223	1,65E-16
Mode	17	0,126379	000000001067	0,000005293	3,602E-15
Mode	18	0,117825	1,376E-18	3,933E-20	0,12169
Mode	19	0,116496	0,0000003888	000000002649	4,694E-15
Mode	20	0,105848	2,402E-18	3,641E-17	0,10644

Πίνακας. 8.4.2. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το κτίριο με σεισμική μόνωση από σφαιρικά εφεδράνα τριβής(FPS μοντέλο στο SAP). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι 2,6 sec.

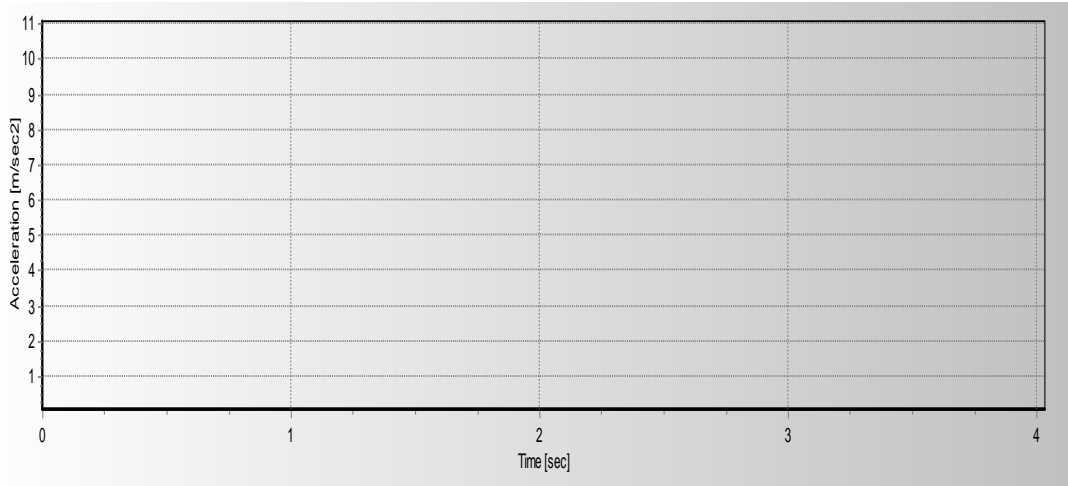
Παρατηρούμε ότι η ιδιομορφική ανάλυση με την χρήση του λογισμικού SAP2000 έδωσε κύρια ιδιοπερίοδο 2.6 sec κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τιμή αυτή είναι κοινή και για τα δύο σεισμικά μονωμένα κτίρια (LRB,FPS). Επίσης, παρατηρούμε ότι η τιμή αυτή είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή (2.5 sec) που προέκυψε με την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος. Διαπιστώνουμε, ότι η κυρίαρχη ιδιομορφή ανά διεύθυνση είναι η μεταφορική κατά την ίδια διεύθυνση και έχει ποσοστό συμμετοχής μάζας πάνω από 99%.

8.5 Φάσματα που χρησιμοποιήθηκαν για την δυναμική φασματική ανάλυση των σεισμικά μονωμένων κτιρίων

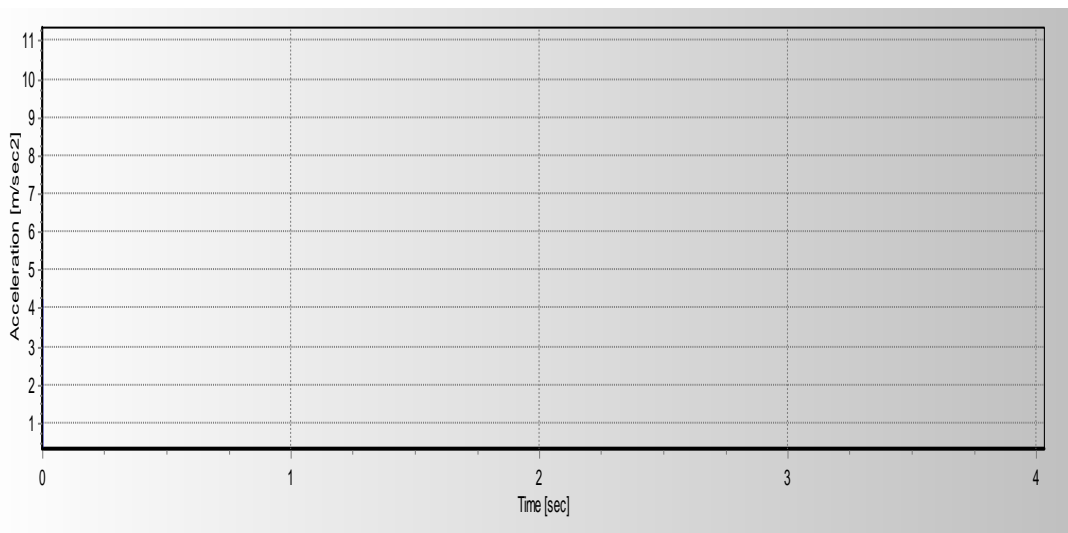
Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα φάσματα που εισήχθησαν στο λογισμικό SAP2000 (Σχήμα 8.5.1-8.5.5) για την διενέργεια των δυναμικών φασματικών αναλύσεων κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις των σεισμικά μονωμένων κτιρίων. Τα φάσματα αυτά προέκυψαν για τις απαιτήσεις του EC8. Για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια κατά την οριζόντια διεύθυνση θεωρήθηκε ελαστική συμπεριφορά ($q=1$), ενώ κατά την κατακόρυφη διεύθυνση επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.5$. Η θεωρούμενη απόσβεση κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι $\xi=4\%$ για ιδιοπερίόδους μικρότερες της κύριας ιδιοπεριόδου του κτιρίου ανά διεύθυνση. Για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες της κύριας ιδιοπεριόδου του κτιρίου ανά

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

διεύθυνση χρησιμοποιείται η τιμή της απόσβεσης που προέκυψε από την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για κάθε τύπο εφεδράνου (LRB, FPS). Οι υπόλοιπες σεισμικοί παράμετροι είναι όμοιες με εκείνες που αναφέρθηκαν για την περίπτωση του πακτωμένου κτίριου.

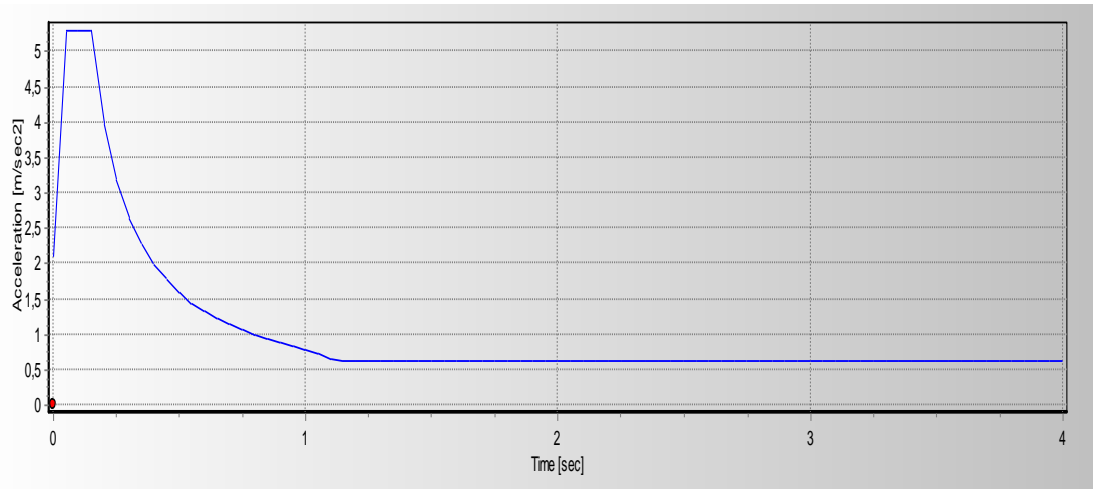


Σχήμα 8.5.1. Οριζόντιο φάσμα κατά τη διεύθυνση Χ για το μοντέλο με σεισμική μόνωση από εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ($q=1$, $\xi=21,44\%$) για ιδιοπερίοδο του κτιρίου 2,619 sec. Η μέγιστη επιτάχυνση είναι 10,59 m/sec^2 .

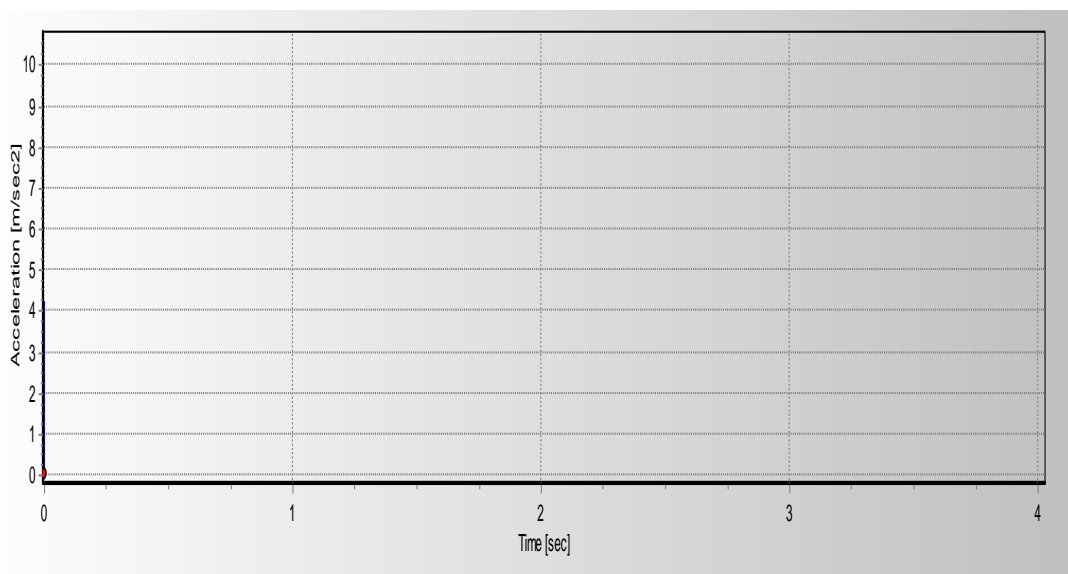


Σχήμα 8.5.2. Οριζόντιο φάσμα κατά τη διεύθυνση Υ για το μοντέλο με σεισμική μόνωση από εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ($q=1$, $\xi=21,44\%$) για ιδιοπερίοδο του κτιρίου 2,597 sec. Η μέγιστη επιτάχυνση είναι 10,59 m/sec^2 .

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

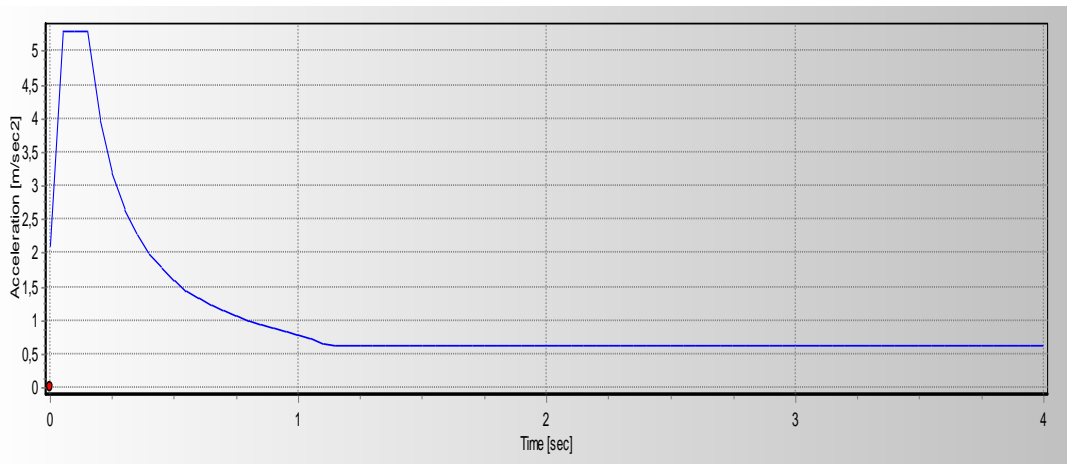


Σχήμα 8.5.3. Κατακόρυφο φάσμα για το μοντέλο με σεισμική μόνωση από εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ($q=1,5$, $\xi=4\%$). Η μέγιστη επιτάχυνση είναι $5,30 \text{ m/sec}^2$.



Σχήμα 8.5.4. Οριζόντιο φάσμα κατά τη διεύθυνση X και Y για το μοντέλο με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τριβής ($q=1$, $\xi=21,706\%$) για ιδιοπερίοδο του κτιρίου $2,604 \text{ sec}$. Η μέγιστη επιτάχυνση είναι $10,59 \text{ m/sec}^2$.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 8.5.5. Κατακόρυφο φάσμα κατά τη διεύθυνση Χ για το μοντέλο με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τριβής ($q=1,5$, $\xi=4\%$). Η μέγιστη επιτάχυνση είναι $5,30 \text{ m/sec}^2$.

8.6 Φασματική δυναμική ανάλυση των κτιρίων με τη χρήση του λογισμικού SAP2000

Οι φασματικές και ιδιομορφικές αναλύσεις που διενεργούνται με τη βοήθεια του SAP2000 έχουν στόχο:

1. να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του κτιρίου με σεισμική μόνωση που εκτιμήθηκε με τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος
2. να υπολογισθούν οι μετακινήσεις των εφεδράνων που εκτιμήθηκαν με τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος
3. να καθορισθούν τα κατακόρυφα φορτία που απαιτούνται για τους ελέγχους του συστήματος σεισμικής μόνωσης
4. να υπολογισθούν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο επάρκειας του φέροντος οργανισμού.

Οι φασματικές αναλύσεις πραγματοποιούνται με τα φάσματα και τις παραμέτρους αντισεισμικού σχεδιασμού που αναφέρθηκαν στην παραπάνω παράγραφο 7.3.

Όπως προαναφέρθηκε, τα φάσματα απόκρισης τροποποιούνται ώστε να λαμβάνουν υπόψη τον συντελεστή απόσβεσης των ιδιομορφών των κτιρίων με σεισμική μόνωση. Έτσι, παρατηρείται ένα «σκαλοπάτι» στην καμπύλη της φασματικής επιτάχυνσης, όπως φαίνεται στα αντίστοιχα διαγράμματα παραπάνω. Στη συνέχεια τα φάσματα που υπολογίστηκαν εισάγονται στο υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000.

Οι αδρανειακές δυνάμεις των κτιρίων προκύπτουν από τις φασματικές αναλύσεις ως η SRSS των ιδιομορφικών αποκρίσεων, όπου οι ιδιομορφικές αδρανειακές δυνάμεις είναι το γινόμενο της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην ιδιομορφή αυτή επί το συντελεστή συμμετοχής της ιδιομορφής επί τη μάζα. Η κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων για το συμβατικό κτίριο είναι περίπου γραμμική με το ύψος (σε σύγκριση με την τριγωνική κατανομή που υιοθετείται ως παραδοχή από τους περισσότερους κανονισμούς για ένα ομοιόμορφο κτίριο χωρίς μονωτήρες). Τα κτίρια με σεισμική μόνωση παρουσιάζουν διαφορετικές κατανομές και οι αδρανειακές δυνάμεις είναι σχεδόν σταθερές με το ύψος των κτιρίων. Αξίζει εδώ να σημειωθεί ότι μπορεί ανάλογα το κτίριο (ιδιοπερίοδος) και τα χαρακτηριστικά των μονωτήρων που θα τοποθετηθούν στη βάση του, ορισμένα συστήματα μόνωσης να δίνουν κατανομές αδρανειακών δυνάμεων που παρουσιάζουν μια κάποια αύξηση σε υψηλά επίπεδα του κτιρίου, ειδικά αυτά με τα εφέδρανα τριβής. Ωστόσο, όλα τα συστήματα μόνωσης δίνουν σαφώς χαμηλότερες τιμές αδρανειακών δυνάμεων σε σχέση με το συμβατικό κτίριο. Γενικά, πρέπει η επιλογή των εφεδράνων να γίνεται ώστε το

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

σύστημα μόνωσης που δημιουργείται να είναι κατάλληλο για το συγκεκριμένο τύπο κτιρίου.

Από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου προέκυψαν οι ακόλουθες μετακινήσεις των εφεδράνων:

- 1) για τα εφέδρανα LRB η μετακίνηση της βάσης του κτιρίου κατά τον άξονα X είναι 150,5 mm, ενώ κατά τον άξονα Y είναι 153,3 mm
- 2) για τα εφέδρανα FPS η μετακίνηση της βάσης του κτιρίου κατά τον άξονα X είναι 148,5 mm, ενώ κατά τον άξονα Y είναι 151,6 mm.

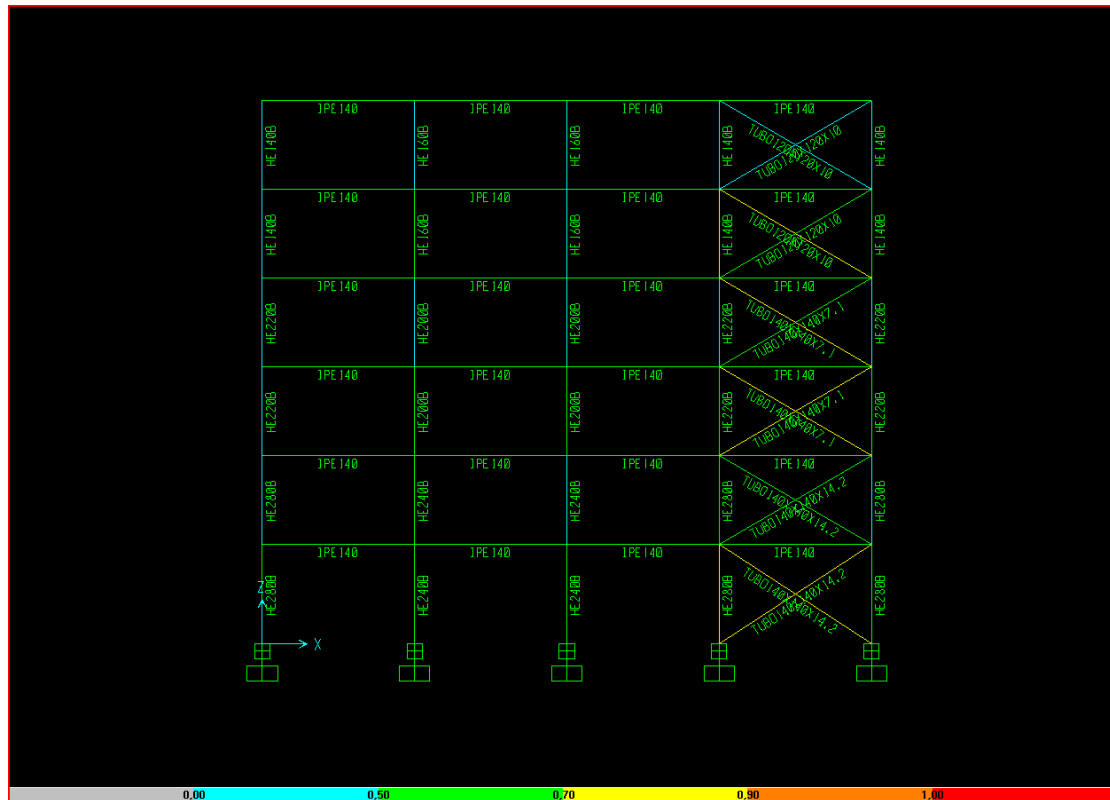
Συγκρίνοντας με τις αντίστοιχες μετακινήσεις που προέκυψαν με την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος (Εικόνες 8.2.2 και 8.2.3), οι οποίες είναι περίπου 138 mm για τη βάση με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και 137 mm για τη βάση με τα σφαιρικά εφέδρανα τριβής, παρατηρούμε ότι οι τιμές που προέκυψαν από την δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου είναι μεγαλύτερες κατά 10-15 mm. Δηλαδή, η μέθοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, ως μία απλοποιητική μέθοδος, είναι μια ικανοποιητική προσέγγιση, αλλά υποεκτιμά τις μετακινήσεις. Με άλλα λόγια, η ανάλυση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δίνει λιγότερο συντηρητικά αποτελέσματα όσον αφορά στην μετακίνηση σχεδιασμού των εφεδράνων από τη δυναμική φασματική ανάλυση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής.

8.7 Σχεδιασμός των κτιρίων με τη χρήση του λογισμικού SAP2000

Για τον καθορισμό των διατομών μέσω του υπολογιστικού προγράμματος και για τα τρία κτίρια (FIXED, LRB, FPS) χρησιμοποιήθηκαν οι επιλογές του προγράμματος στις φόρμες για το μενού *Steel Frame Design*. Η τελική επιλογή των διατομών έγινε με σκοπό την απόδοση παρόμοιων συντελεστών επάρκειας στα αντίστοιχα μέλη και των τριών φορέων των κτιρίων, έτσι ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα μεταξύ των σεισμικά μονωμένων κτιρίων και του συμβατικού. Έτσι, οποιαδήποτε διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων των τριών μοντέλων οφείλεται αποκλειστικά και μόνον στην ύπαρξη της σεισμικής μόνωσης και όχι στη φιλοσοφία του σχεδιασμού τους. Αυτό έγινε με την επιλογή στην εξαγωγή δεδομένων της επιλογής *P-M ratio colors and values* (εικόνα 8.7.1) και με την επιλογή του *Interactive Steel Frame Design*. Η διαμόρφωση των φορέων με παρόμοια ποσοστά απομενουσών αντοχών, δηλαδή με παρόμοιους συντελεστές επάρκειας, για τα αντίστοιχα μέλη, φαίνεται μέσω των παρόμοιων χρωματισμών των μελών για τα διάφορα κτίρια, όπου κάθε χρώμα αντιστοιχεί σε ένα διαφορετικό πεδίο τιμών των λόγων αλληλεπίδρασης P-M σύμφωνα με τον EC3 -2005 που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα. Παράλληλα, υπάρχει και η επιλογή, εκτός από τους διαφορετικούς χρωματισμούς, να φαίνονται και διαφορετικές τιμές των λόγων αυτών για το κάθε μέλος των φορέων των κτιρίων. Γενικώς, προτιμήθηκε οι τιμές των συντελεστών επάρκειας των υποστυλωμάτων να είναι στο πράσινο χρώμα και κατά συνέπεια μεταξύ των τιμών 0,5 με 0,7. Παράλληλα, όσον αφορά στις διαγώνιες των χιαστί συνδέσμων, οι τιμές των συντελεστών που επιλέχθηκαν ήταν στο πεδίο τιμών μεταξύ 0,7 έως 0,9 (συμβολισμός με κίτρινο χρώμα). Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζουμε ότι το μεγαλύτερο ποσοστό της ενέργειας του σεισμού θα καταναλωθεί από τους χιαστί συνδέσμους. Αυτό φαίνεται στις εικόνες 8.7.2-8.7.10.

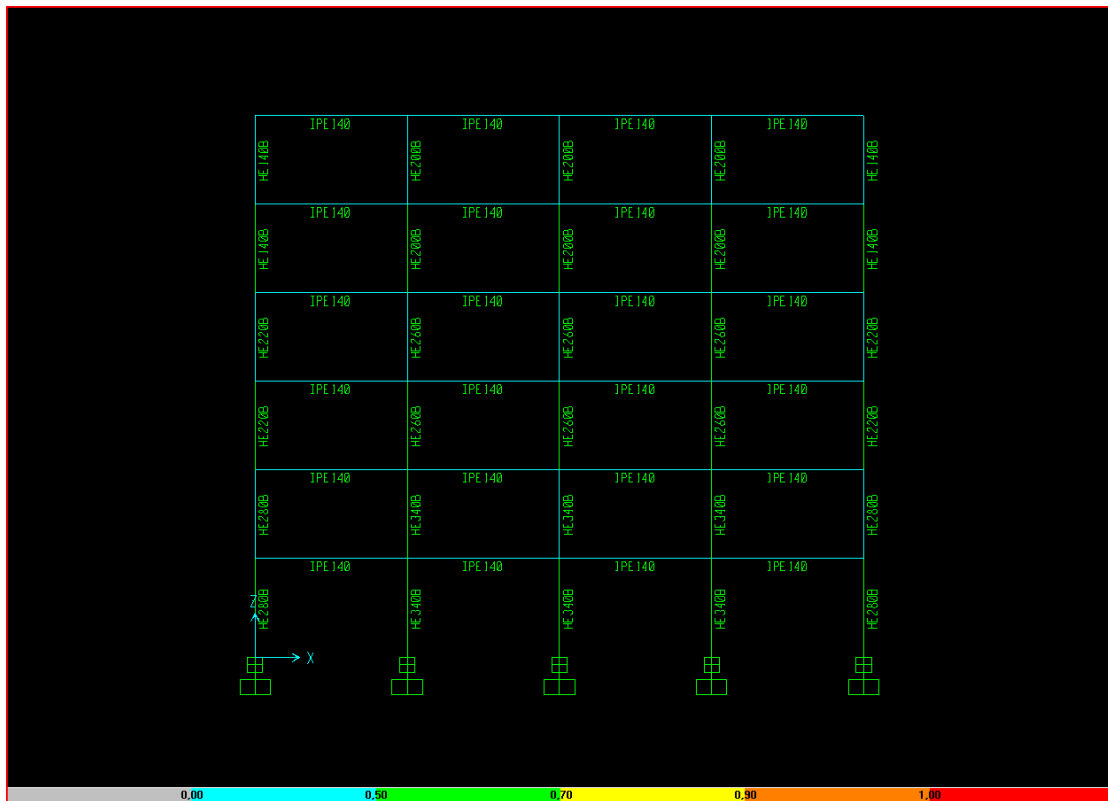
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Λόγοι P-M δομικών μελών.

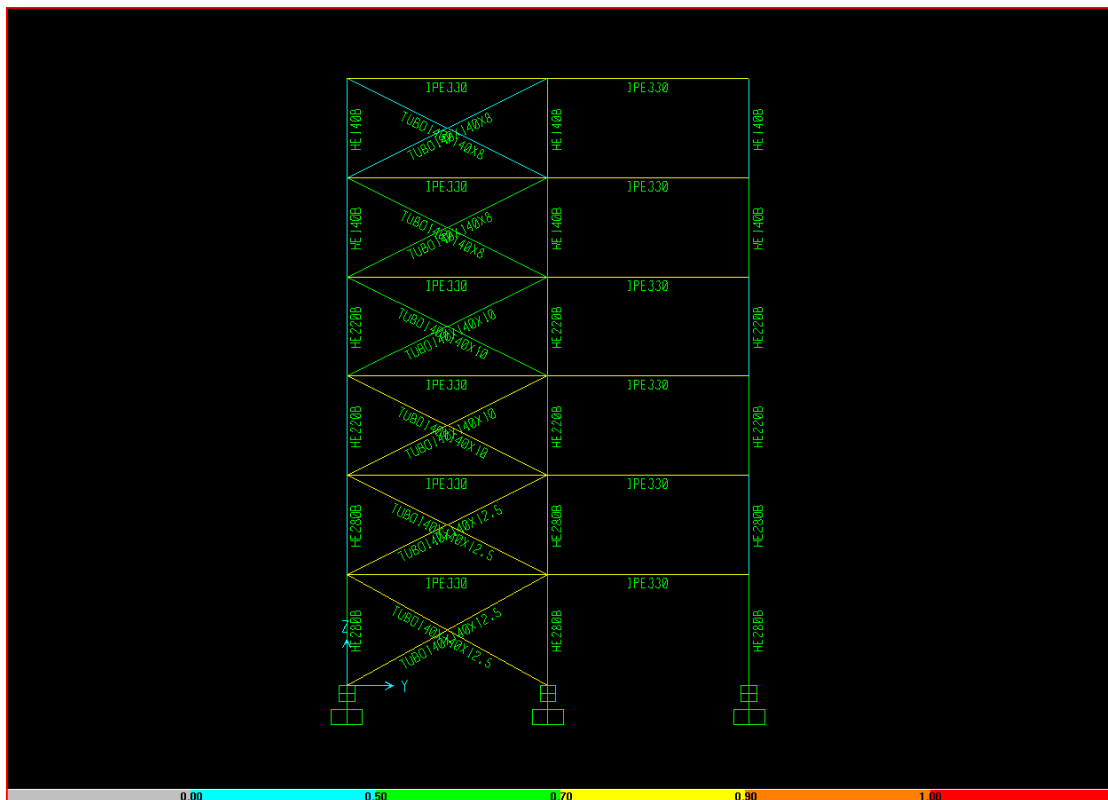


Εικόνα 8.7.5. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφεδράνα από πυρήνα μολύβδου. Πλαίσιο 1 κατά τον άξονα X. Λόγοι P-M δομικών μελών.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

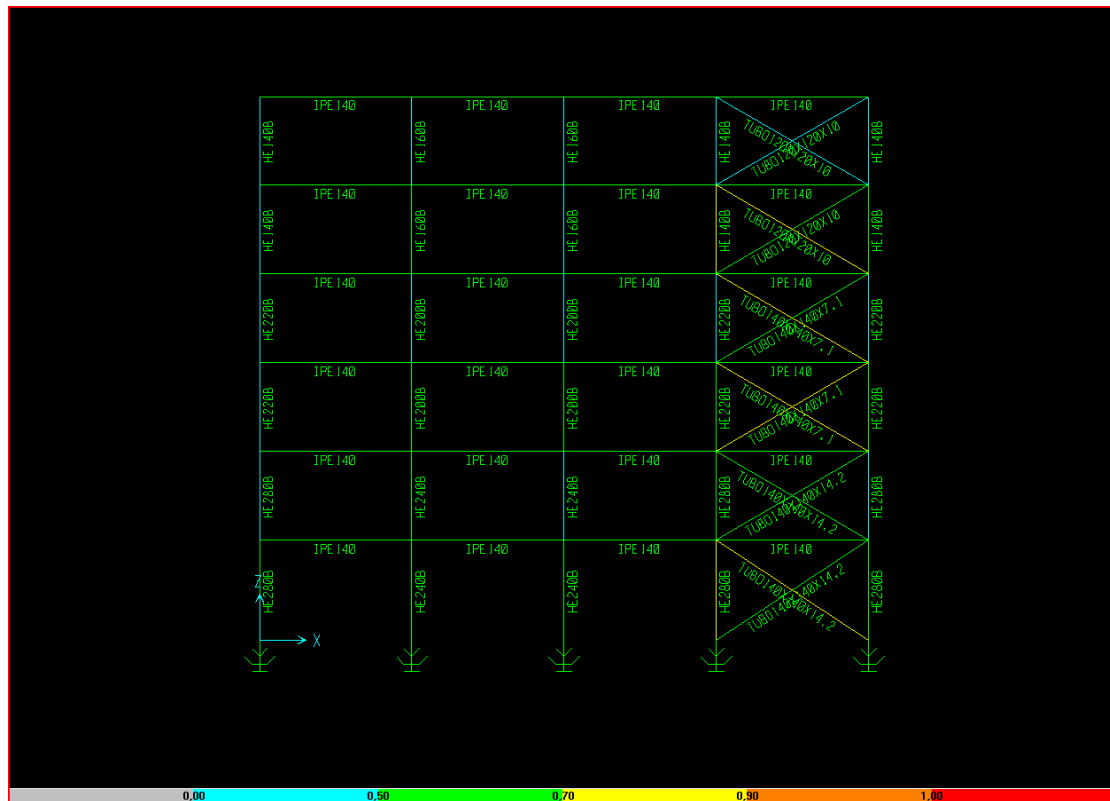


Εικόνα 8.7.6. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφεδράνα από πυρήνα μολύβδου. Πλαίσιο 2 κατά τον άξονα Χ. Λόγοι P-M δομικών μελών.

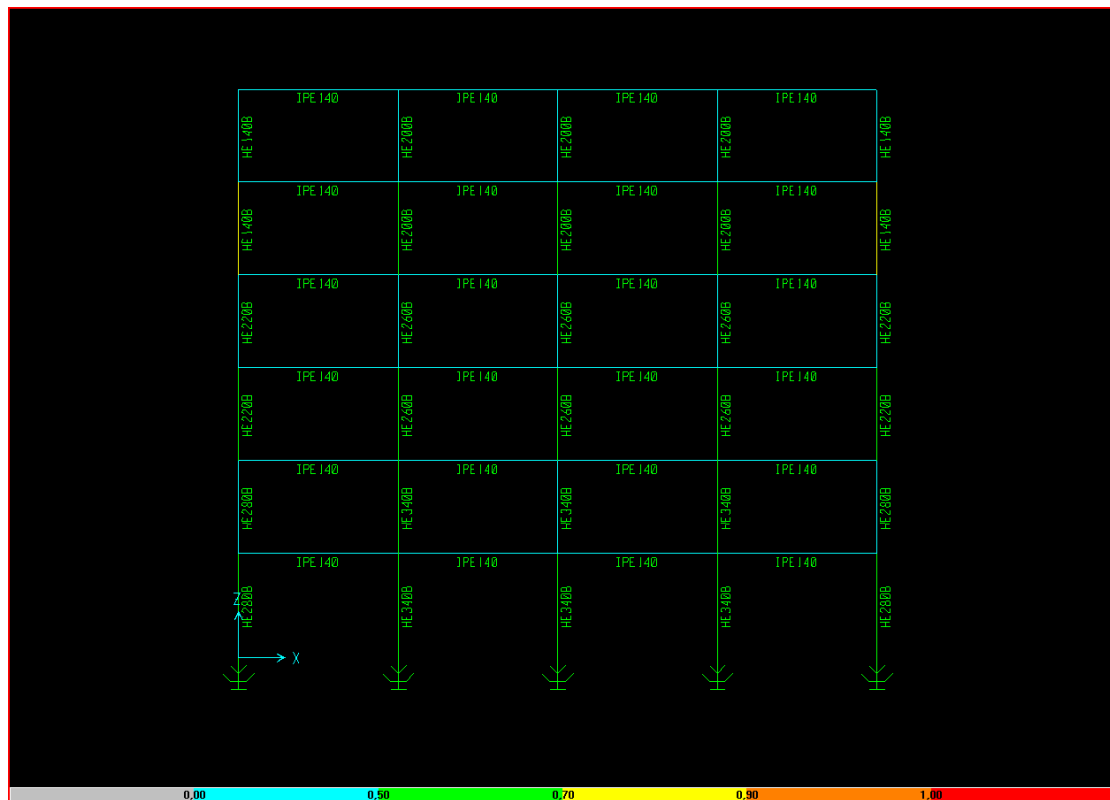


Εικόνα 8.7.7. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφεδράνα από πυρήνα μολύβδου. Πλαίσιο A κατά τον άξονα Υ. Λόγοι P-M δομικών μελών.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

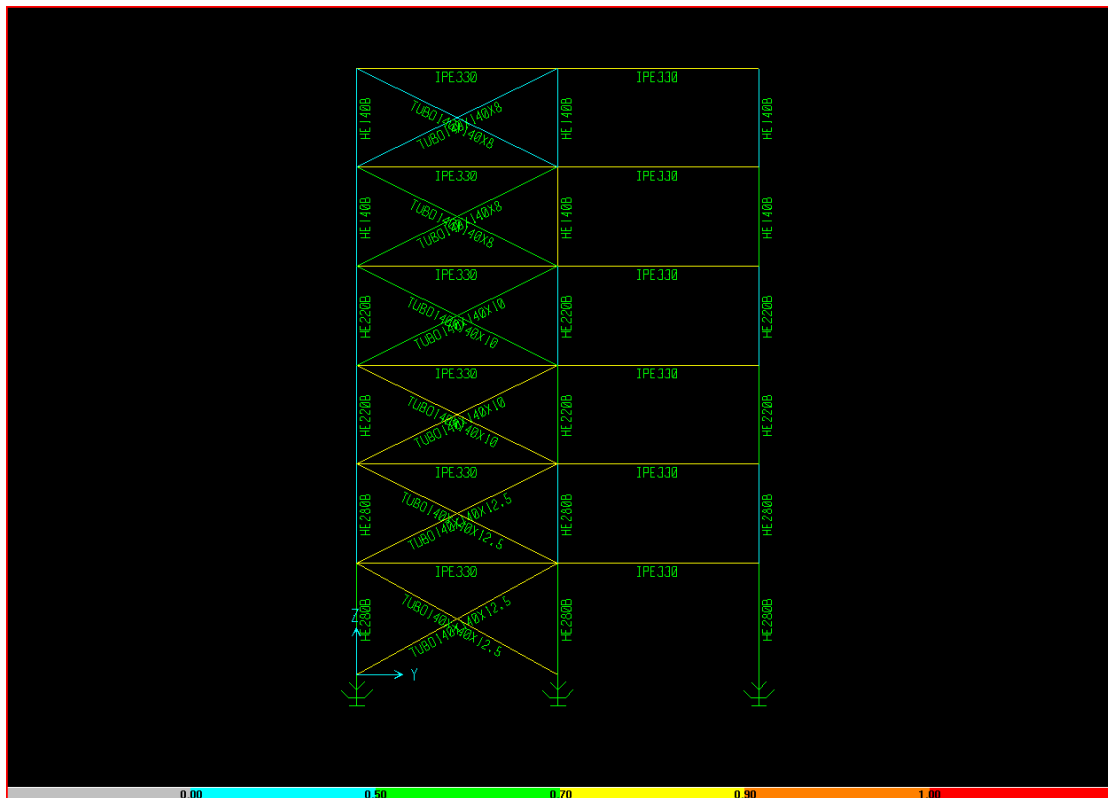


Εικόνα 8.7.8. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο με εφέδρανα τριβής κτίριο. Πλαίσιο 1 κατά τον άξονα Χ. Λόγοι Ρ-Μ δομικών μελών.



Εικόνα 8.7.9. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο με εφέδρανα τριβής κτίριο. Πλαίσιο 2 κατά τον άξονα Χ. Λόγοι Ρ-Μ δομικών μελών.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

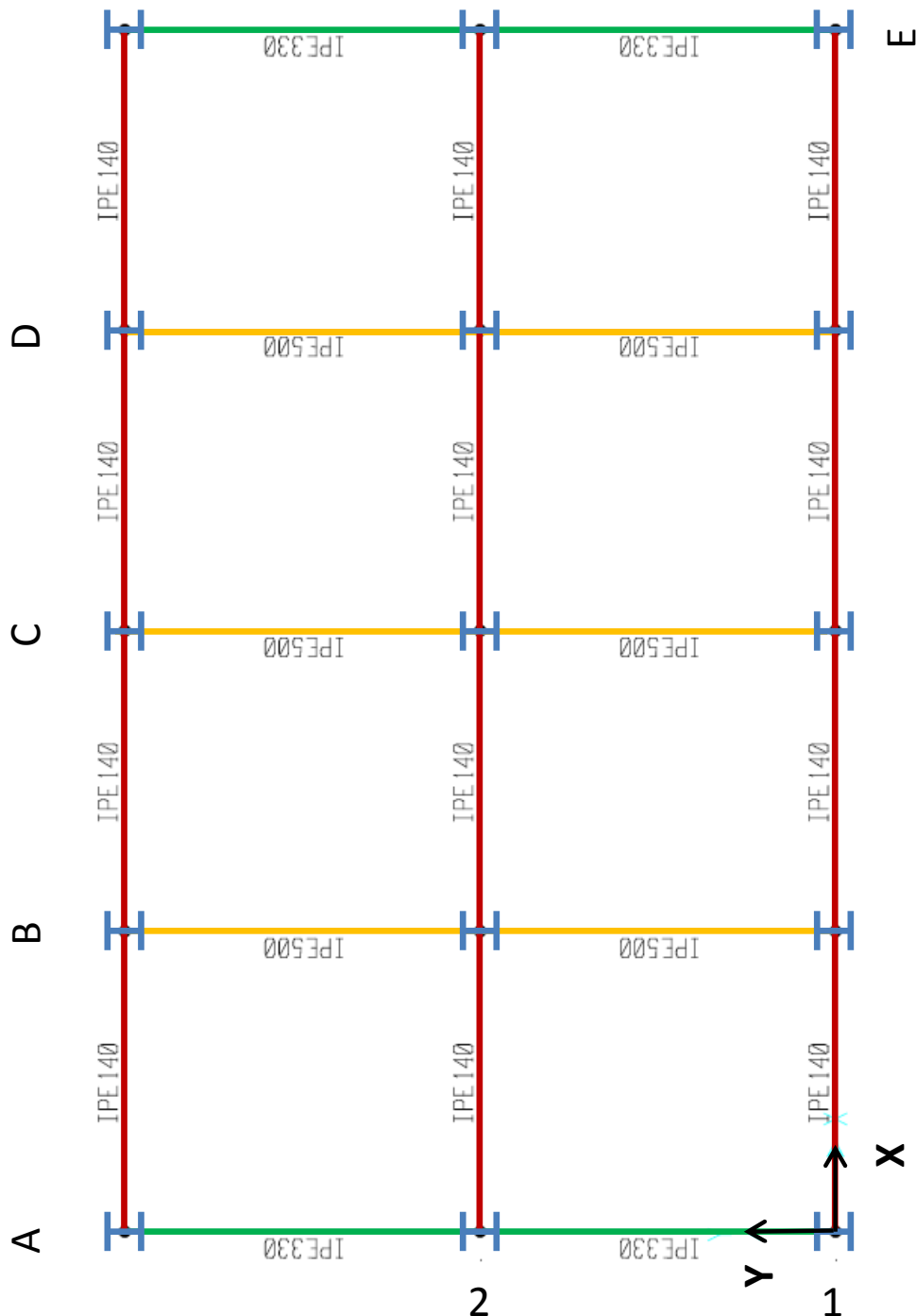


Εικόνα 8.7.10. Ανάλυση φορέα για το σεισμικά μονωμένο με εφεδράνα τριβής κτίριο. Πλαίσιο Α κατά τον άξονα Υ. Λόγοι P-M δομικών μελών.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

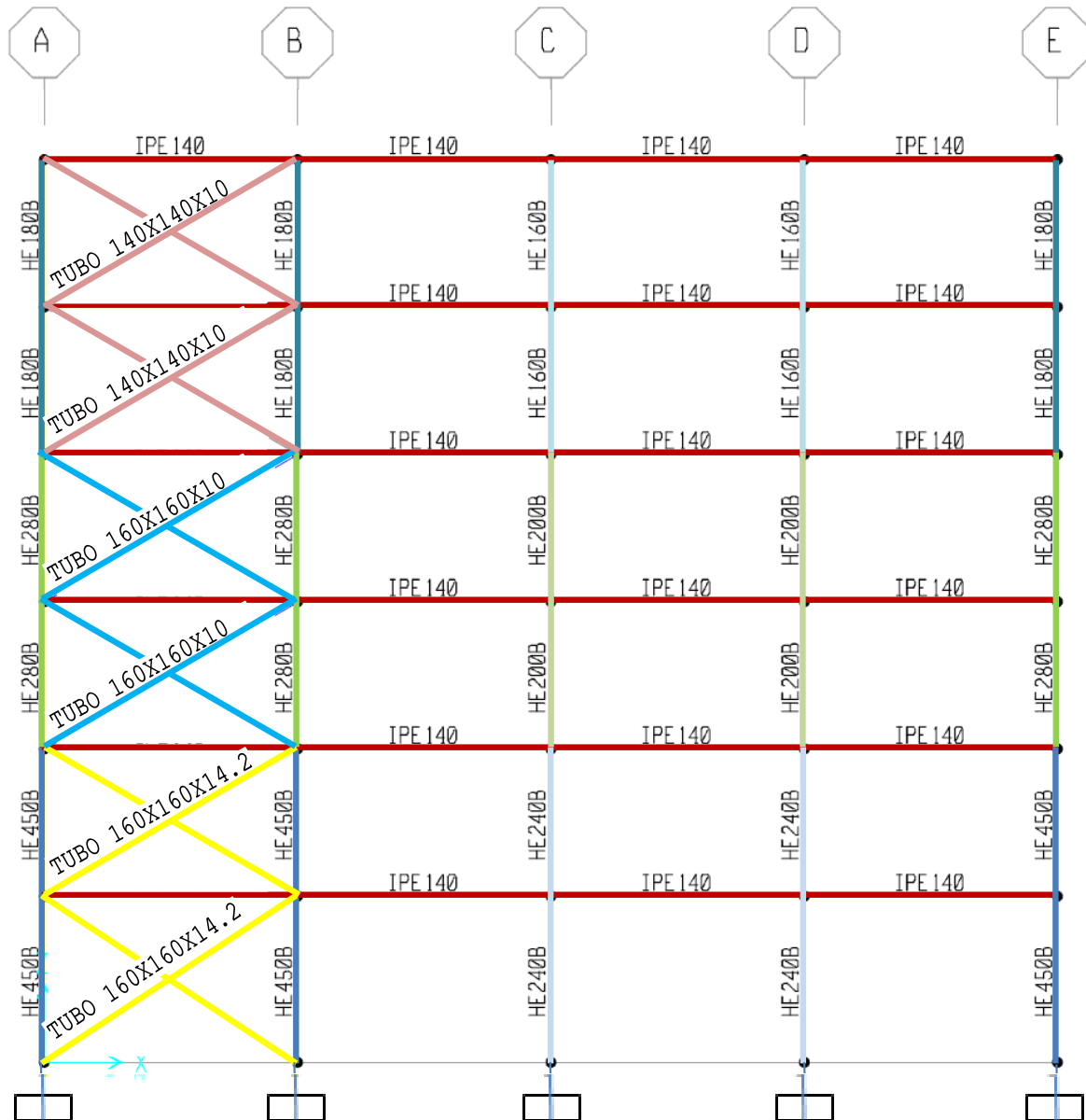
8.8 Συγκριτική παρουσίαση των διατομών των κτιρίων και οικονομία χάλυβα στην περίπτωση της σεισμικής μόνωσης

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται ακροθιγώς οι διατομές των κτιρίων που προέκυψαν με την χρήση του λογισμικού SAP2000 για τις απαιτήσεις του EC8.



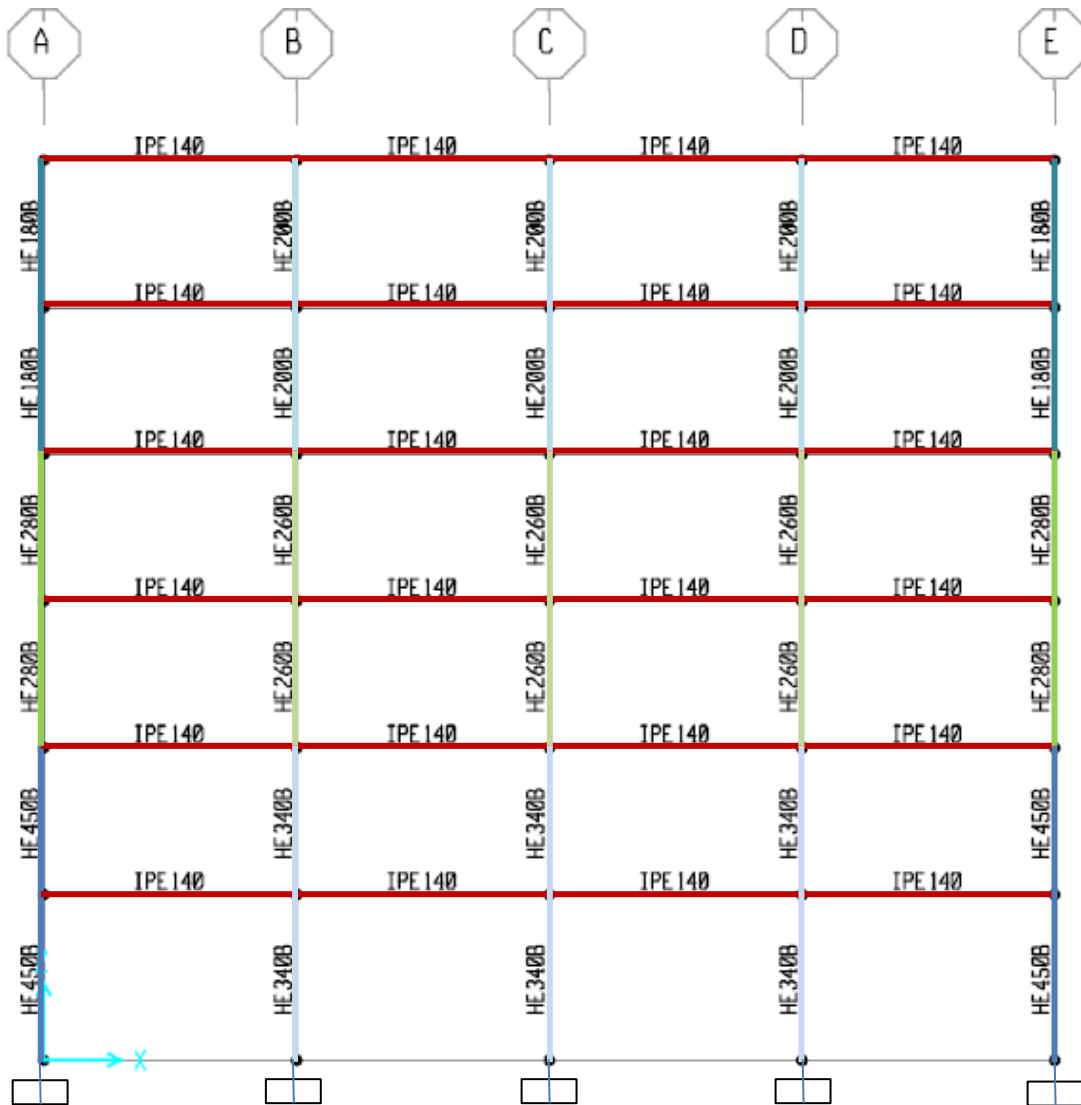
Σχήμα 8.8.1. Διάταξη φερόντων στοιχείων κτιρίου και διατομές δοκών για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των στύλων. (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



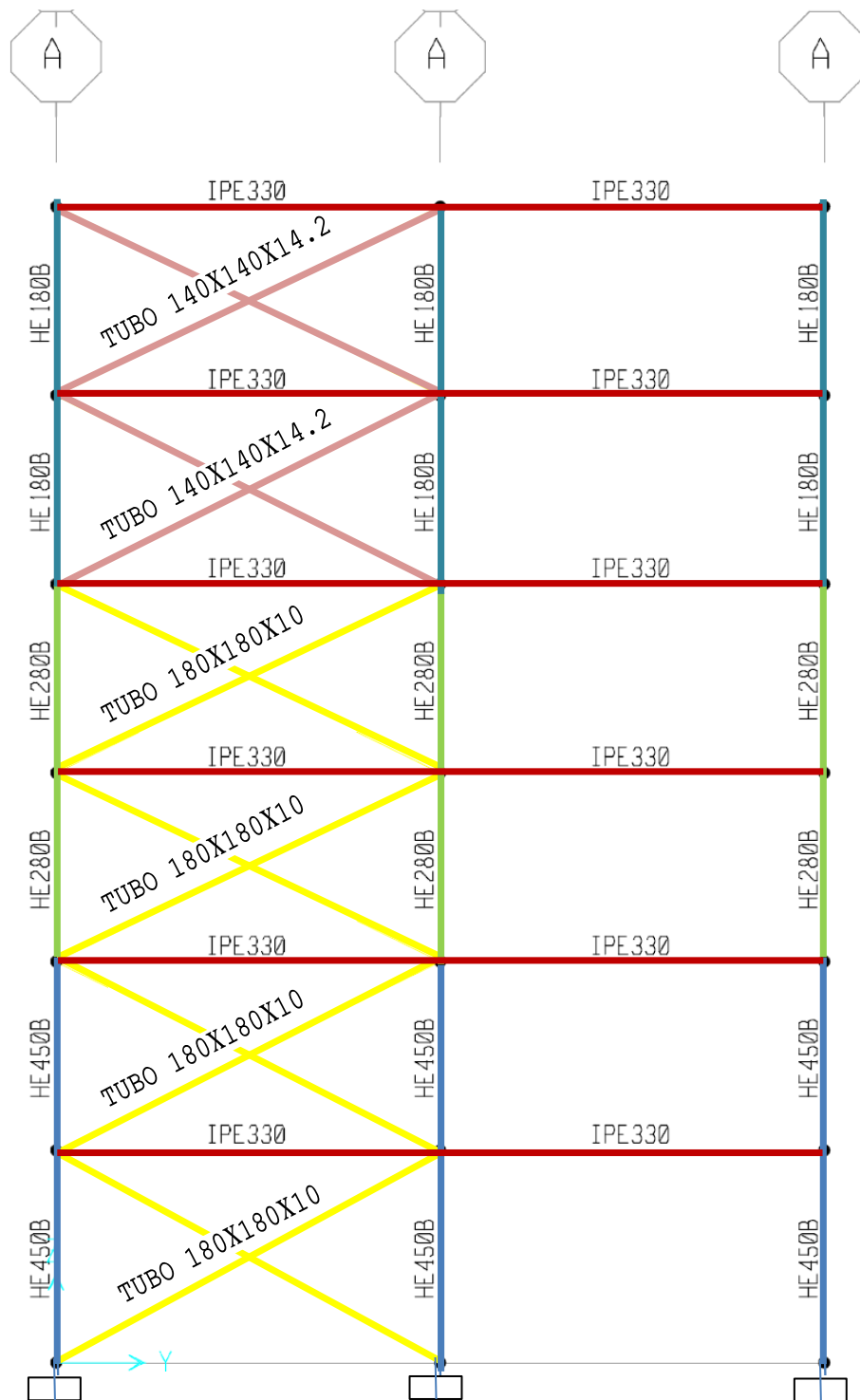
Σχήμα 8.8.2. Τομή του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα X (Όμοια με την τομή του κτιρίου κατά τον άξονα 1) και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



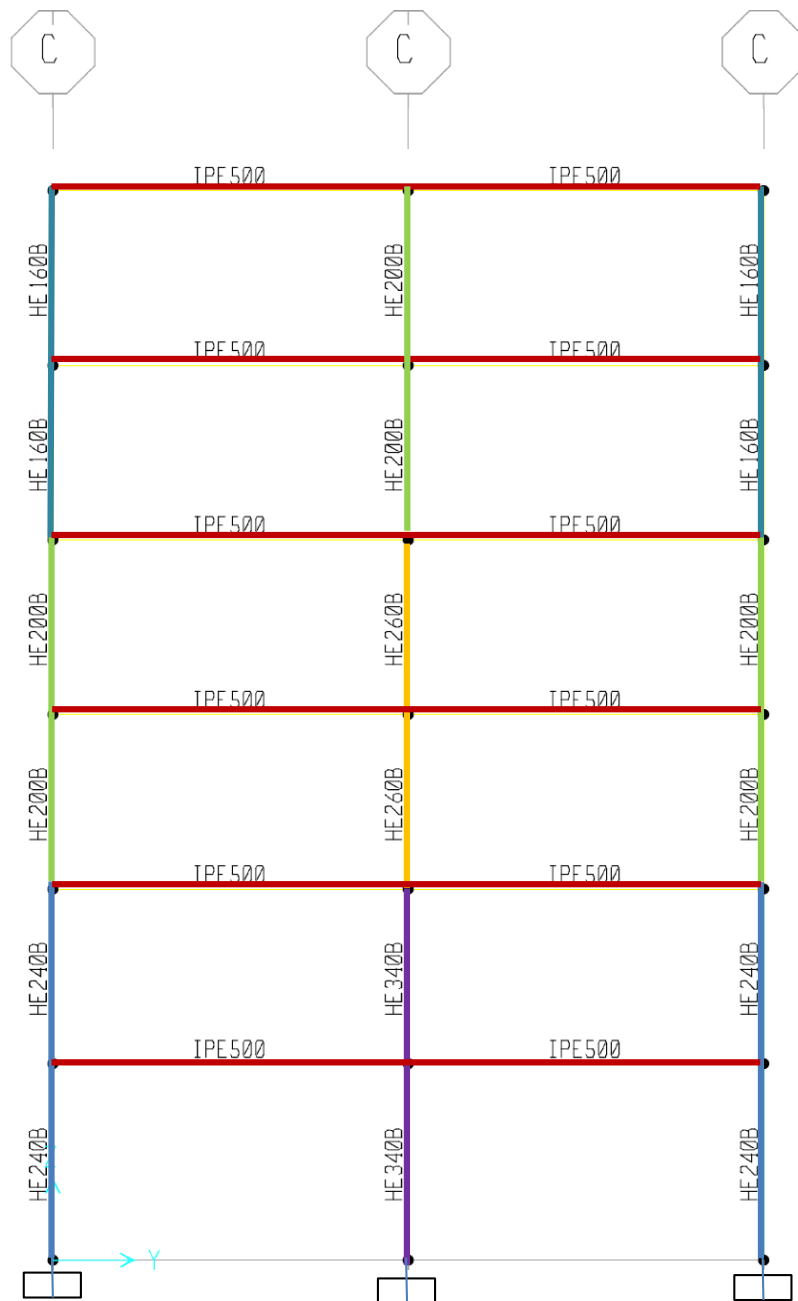
Σχήμα 8.8.3. Τομή 2 του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα X και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των σύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



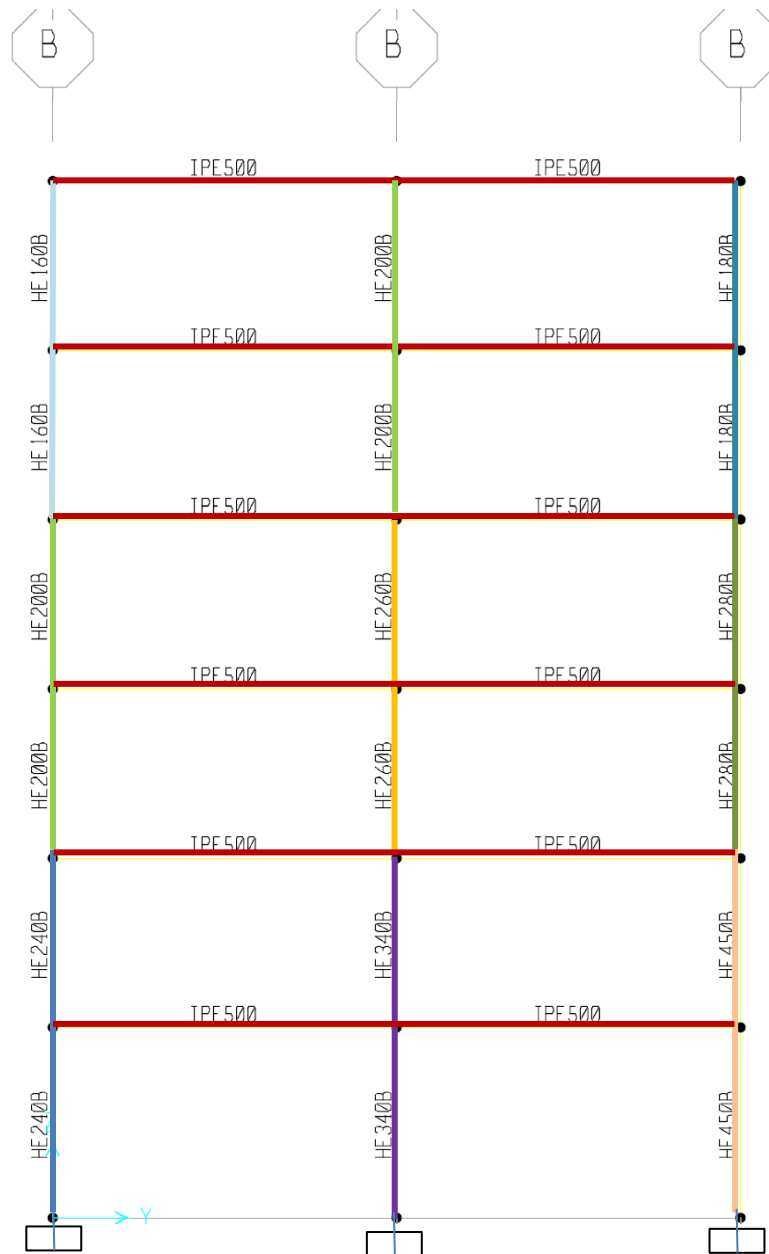
Σχήμα 8.8.4. Τομή Α του κτιρίου (όμοια τομή η Ε) παράλληλα με τον άξονα Υ και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



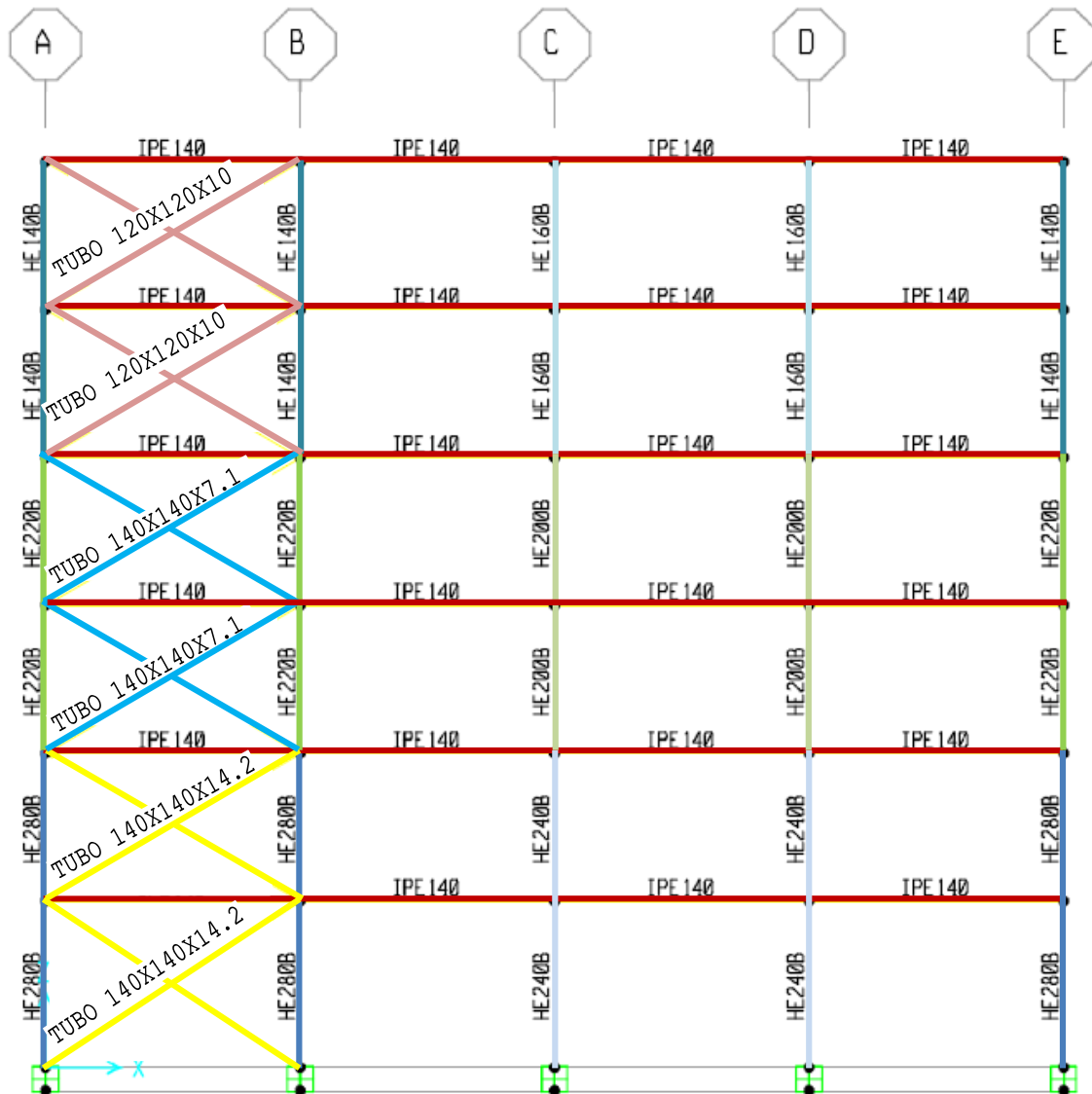
Σχήμα 8.8.5.. Τομή C του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα Y και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



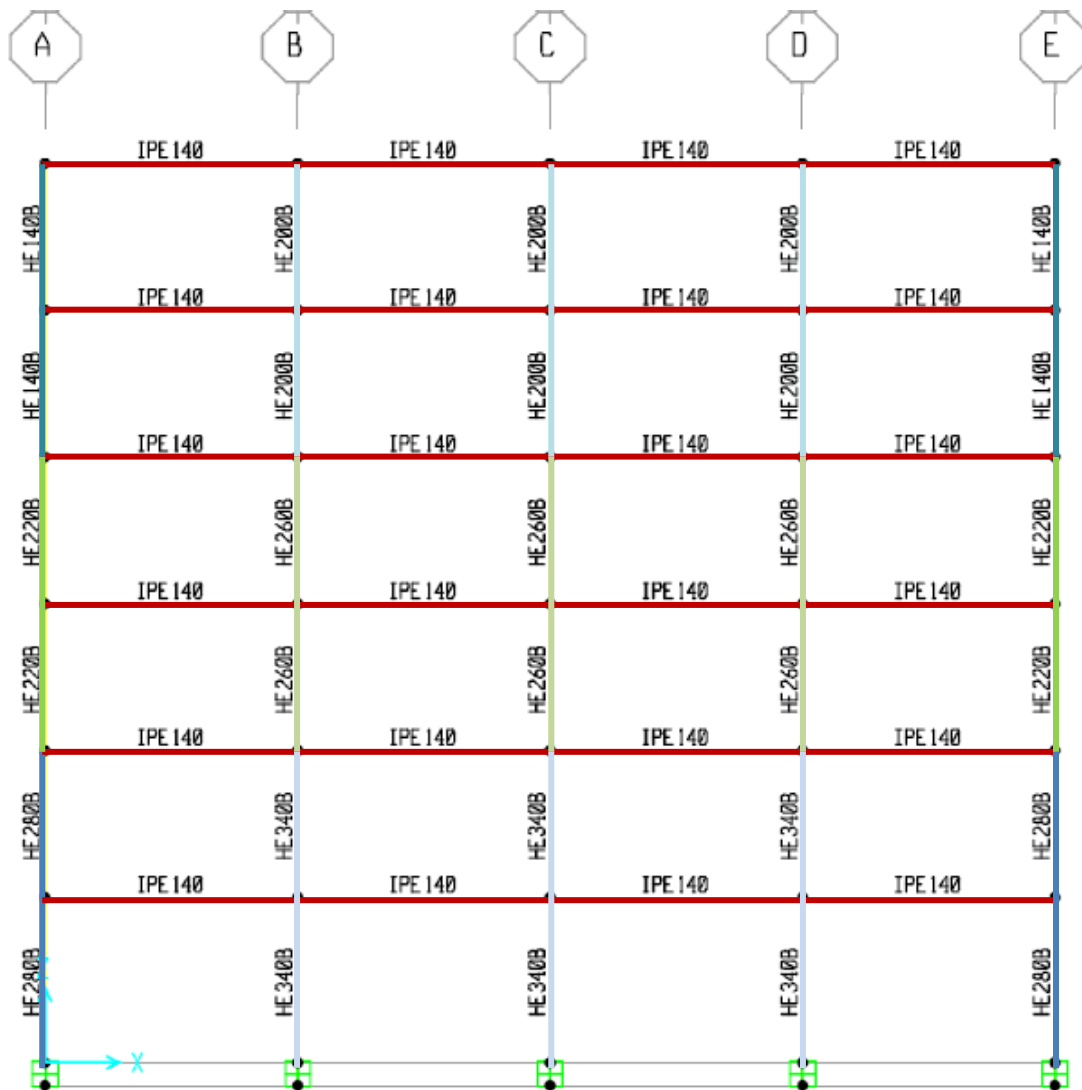
Σχήμα 8.8.6. Τομή Β του κτιρίου (όμοια με τομή D) παράλληλα με τον άξονα Y και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με πακτώσεις στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



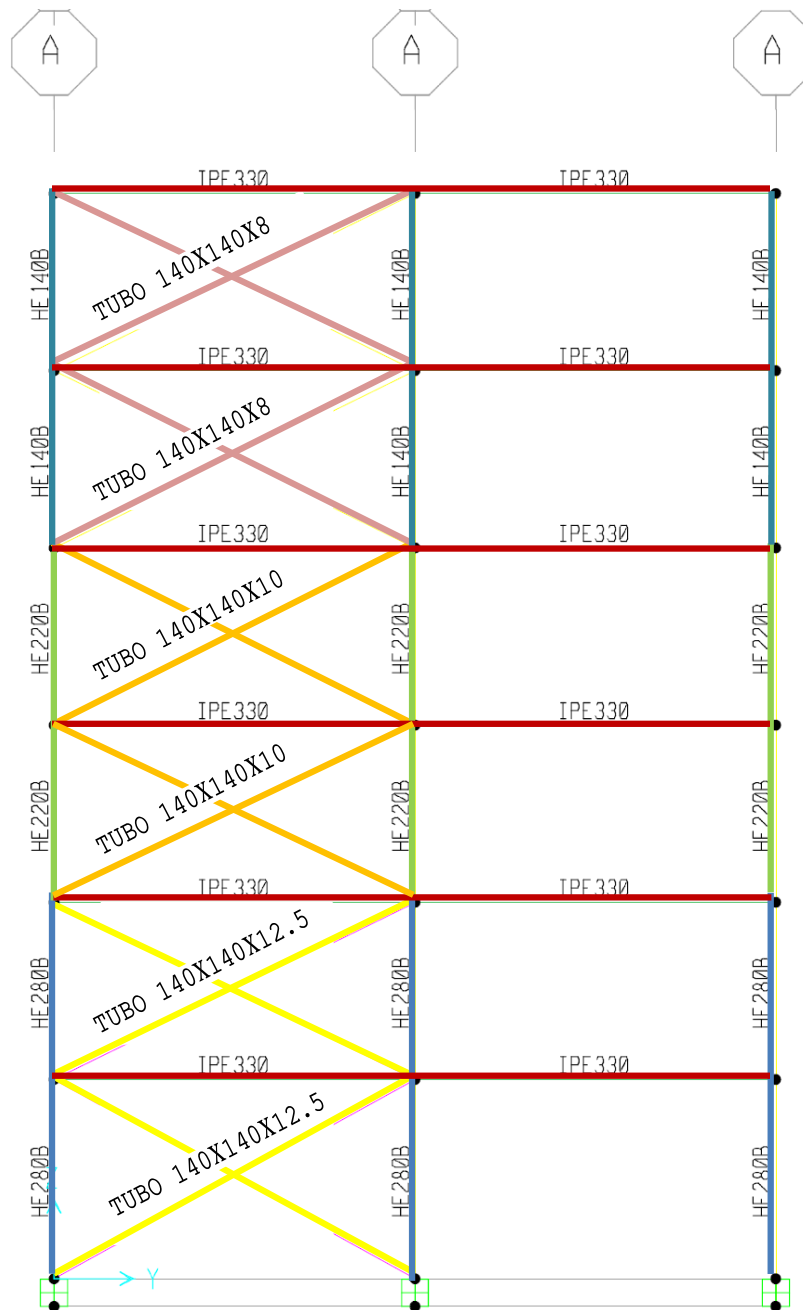
Σχήμα 8.8.7. Τομή του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα Χ (Όμοια με την τομή του κτιρίου κατά τον άξονα 1) και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με εφέδρανα LRB ή FPS στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



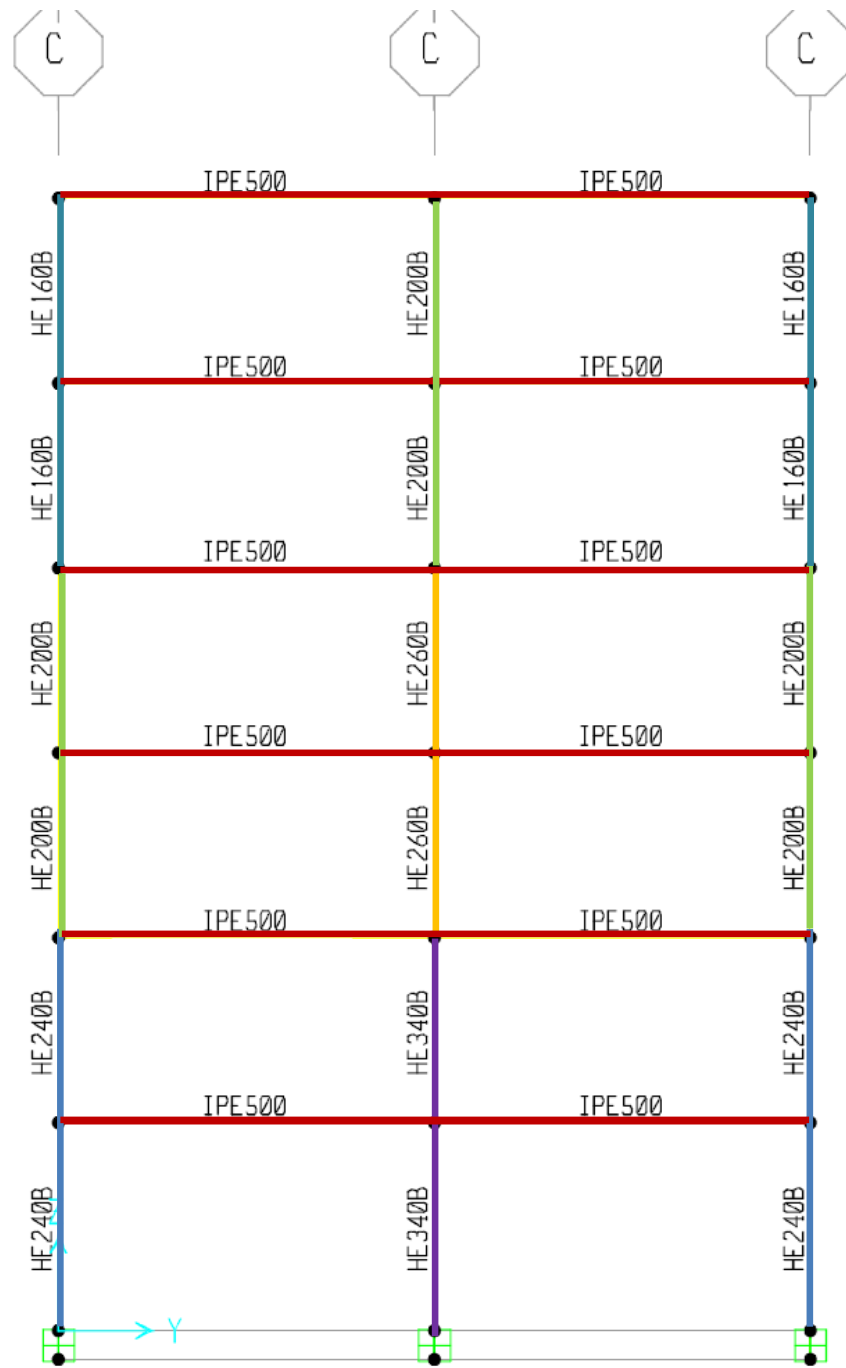
Σχήμα 8.8.8. Τομή 2 του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα X και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με εφεδράνα LRB ή FPS στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



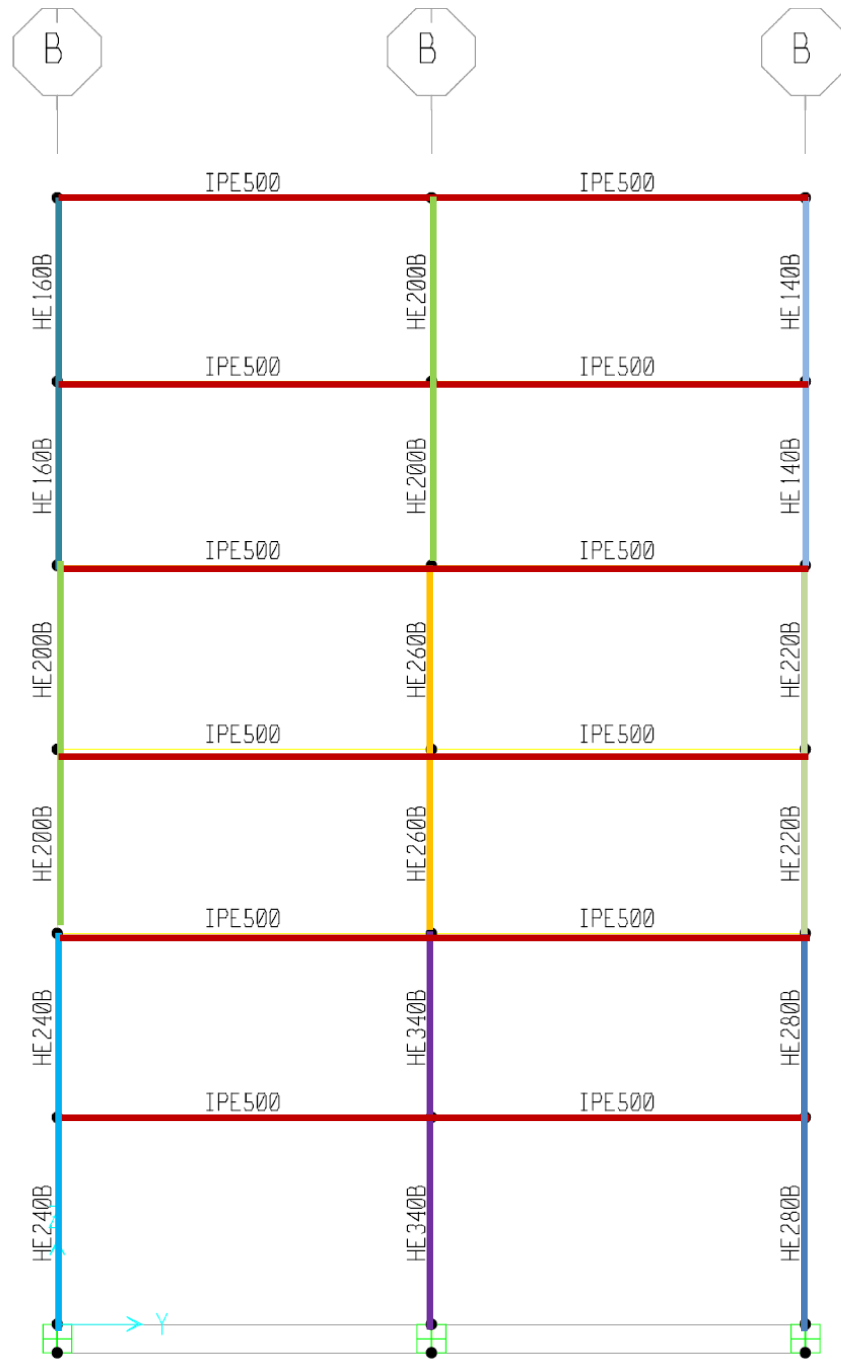
Σχήμα 8.8.9. Τομή Α του κτιρίου (όμοια τομή η Ε) παράλληλα με τον άξονα Υ και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με εφέδρανα LRB ή FPS στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 8.8.10. Τομή C του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα Y και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με εφέδρανα LRB ή FPS στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 8.8.11. Τομή Β του κτιρίου (όμοια με τομή D) παράλληλα με τον άξονα Y και διατομές των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα του φορέα με εφέδρανα LRB ή FPS στη βάση των στύλων (Τα διαφορετικά χρώματα αντιπροσωπεύουν και διαφορετικές διατομές).

Παρατηρούμε ότι με την χρήση σεισμικής μόνωσης μπορέσαμε να χρησιμοποιήσουμε διατομές αρκετά μικρότερες κατά το σχεδιασμό των κτιρίων για κοινές σεισμικές παραμέτρους. Το γεγονός αυτό φανερώνει την αντίστοιχη μείωση των εντατικών μεγεθών στα μέλη για τους

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων. Ωστόσο, τα κεντρικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με κρίσιμο συνδυασμό δράσεων εκείνον που αφορά στην οριακή κατάσταση αστοχίας, οπότε για αυτά δεν προέκυψε σημαντικό όφελος από την χρήση σεισμικής μόνωσης. Αντίθετα, για τα υπόλοιπα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους το όφελος από την χρήση σεισμικής μόνωσης ήταν σημαντικό. Ενδεικτικά αναφέρουμε, ότι για τα υποστυλώματα του ισογείου που συνδέονται με χιαστί συνδέσμους κατά την διεύθυνση Υ του κτιρίου, οι διατομές που επιλέχθηκαν στα σεισμικά μονωμένα κτίρια είναι HEB 280, ενώ οι αντίστοιχες διατομές είναι HEB 450 για την περίπτωση του συμβατικού κτιρίου. Αντίστοιχα, για τους χιαστί συνδέσμους που συνδέονται με τα προαναφερθέντα υποστυλώματα, οι διατομές που επιλέχθηκαν στα σεισμικά μονωμένα κτίρια είναι 140X140X12.5, ενώ οι αντίστοιχες διατομές είναι 180X180X10 για την περίπτωση του συμβατικού κτιρίου.

Λαμβάνοντας υπόψη τις διατομές που προέκυψαν τελικά με βάση τις παραπάνω αναλύσεις για το κτίριο χωρίς και τα κτίρια με τη σεισμική μόνωση, υπολογίζεται ότι το συνολικό βάρος των διατομών χάλυβα για το κτίριο χωρίς σεισμική μόνωση είναι 13644,07 KN και για τα κτίρια με σεισμική μόνωση είναι 13542,64 KN. Προέκυψε δηλαδή οικονομία υλικού της τάξης των 10 τόνων (οικονομία 0,75%).

8.9 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση των κτιρίων

8.9.1 Χαρακτηριστικά του επιταχυνσιογραφήματος της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου

Σύμφωνα με την παράγραφο 10.9.5 του EC8 εάν ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης βάσης δεν μπορεί να προσομοιωθεί αξιόπιστα με ένα γραμμικά ελαστικό μοντέλο τότε απαραίτητα η σεισμική απόκριση πρέπει να υπολογισθεί με χρήσης ανάλυσης χρονοϊστορίας (time history analysis) και κατάλληλο καταστατικό νόμο συμπεριφοράς των συσκευών, που να αποδίδουν αξιόπιστα την συμπεριφορά τους στην περιοχή μετακινήσεων και ταχυτήτων της εκάστοτε σεισμικής απαίτησης.

Τα κτίρια που προσομοιώνονται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι συμμετρικά ως προς του δυο κεντροβαρικούς άξονες Χ,Υ (συμμετρία μαζών και δυσκαμψιών). Η διάταξη των εφεδράνων είναι επίσης συμμετρική ως προς τους δυο άξονες και βρίσκονται τοποθετημένα κεντροβαρικά ακριβώς κάτω από τα κατακόρυφα μέλη. Η θεμελίωση (γενική κοιτόστρωση) όπως και η πλάκα (δάπεδο ισογείου) που βρίσκεται ακριβώς πάνω από το επίπεδο των εφεδράνων, έχουν διαφραγματική λειτουργία στο οριζόντιο επίπεδο, άρα είναι επαρκώς δυστενείς. Επίσης από όλες τις αναλύσεις που έχουν πραγματοποιηθεί και δημοσιευθεί σε συνέδρια και διεθνή περιοδικά προκύπτει, ότι σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα η φασματική δυναμική ανάλυση είναι αποδεκτή μέθοδος για την ανάλυση των σεισμικά μονωμένων κατασκευών.

Επιπλέον των ανωτέρω για την διερεύνηση της απόκρισης των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας έγιναν αναλύσεις μη-γραμμικές με χρήση χρονοϊστορίας από το σεισμό του Αιγίου.

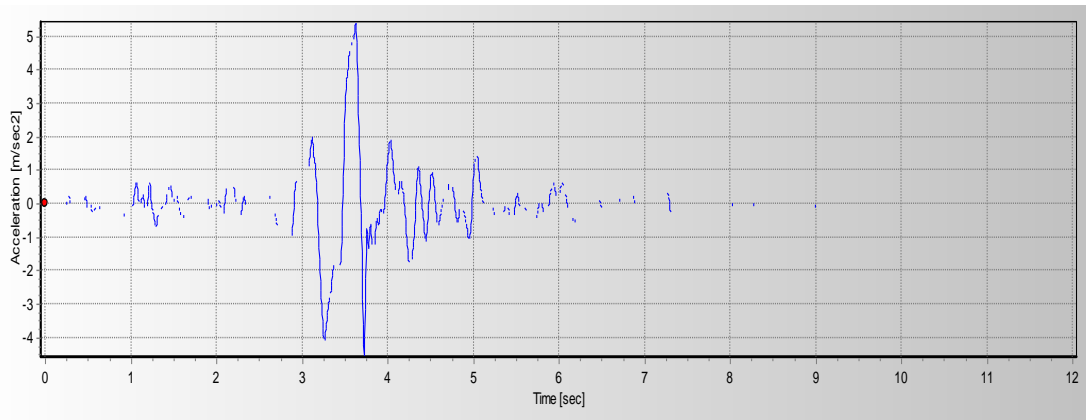
Επισημαίνεται ότι, οι αναλύσεις αυτές δεν έγιναν για την διαστασιολόγηση των εφεδράνων αλλά για την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για τη σεισμική απόκριση των μοντέλων και τη συγκριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων τους (κτίρια Fixed και Isolated, είτε με LRB είτε

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

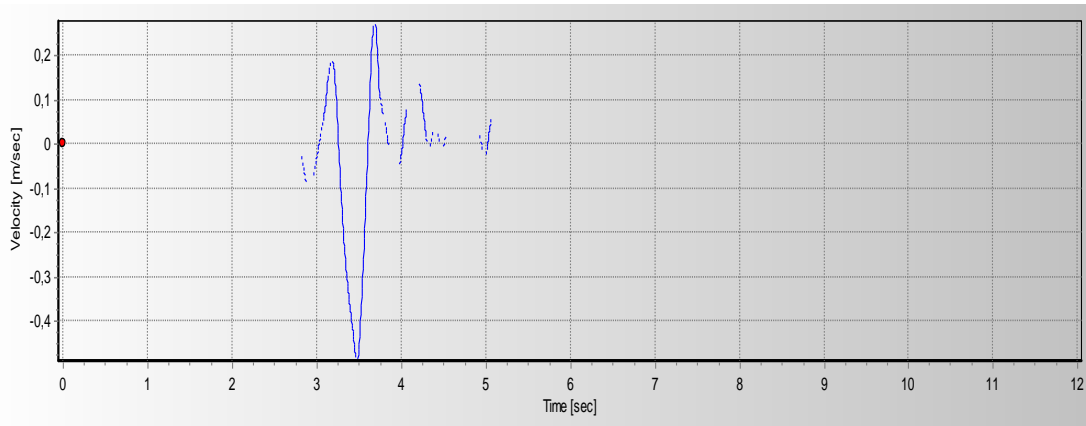
FPS). Για την μοντελοποίηση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε καταστατικός νόμος πλαστικών αρθρώσεων για τα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους.

Για την επεξεργασία της χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoSignal v4.1.2. Στη συνέχεια παρουσιάζονται ακροθιγώς τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου, που χρησιμοποιήθηκε για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις κατά τις δύο διευθύνσεις των κτιρίων.

Για την διενέργηση των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000. Τα κατακόρυφα φορτία προσομοιώθηκαν με την χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Εικόνα 8.9.1.1), τα αποτελέσματα της οποίας αποτελούν αρχικές συνθήκες για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις που εισήχθησαν στο λογισμικό SAP2000 (Εικόνα 8.9.1.2). Επίσης, στην Εικόνα 8.9.1.3 παρουσιάζεται η φόρμα εισαγωγής της σεισμικής διέγερσης κατά τον άξονα Χ του κτιρίου. Με παρόμοιο τρόπο, εισήχθη η σεισμική διέγερση και κατά τον άξονα Υ του κτιρίου (accel κατά U2). Σε όλες τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις ελήφθησαν υπόψη φαινόμενα Ρ-δ για μεγάλες μετατοπίσεις.

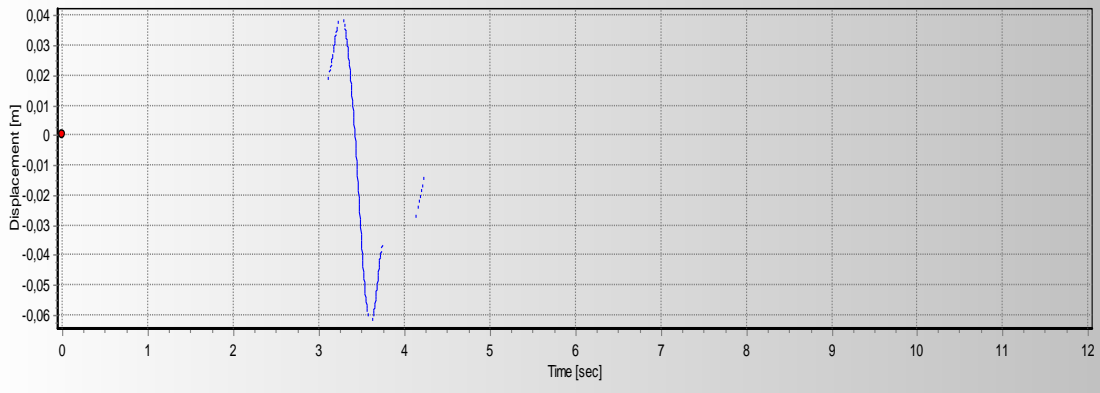


Σχήμα 8.9.1.1. Επιταχυνσιογράφημα της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.

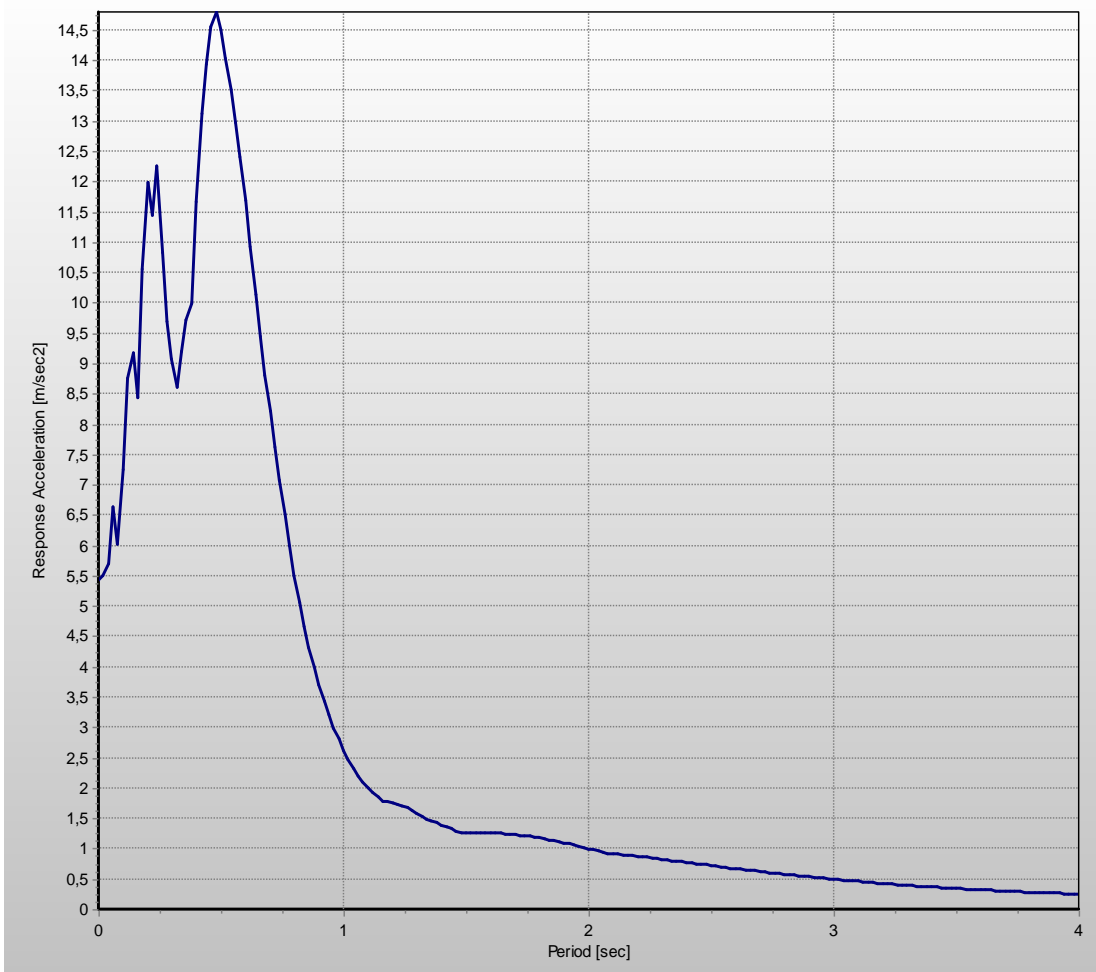


Σχήμα 8.9.1.2. Διάγραμμα ταχυτήτων της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 8.9.1.3. Διάγραμμα μετακινήσεων της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.



Σχήμα 8.9.1.4. Φάσμα Επιταχύνσεων της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Parameter	Corrected Accelerogram	Characteristic Intensity (Ic)	2,45823
Max. Acceleration (m/sec ²)	5,42931	Specific Energy Density (m ² /se	0,05934
Time of Max. Acceleration (sec)	3,62000	Cumulative Absolute Velocity (r	4,49560
Max. Velocity (m/sec)	0,49031	Acceleration Spectrum Intensit	4,37053
Time of Max. Velocity (sec)	3,47000	Velocity Spectrum Intensity (m)	1,51728
Max. Displacement (m)	0,06259	Housner Intensity (m)	1,09525
Time of Max. Displacement (sec)	3,60500	Sustained Maximum Acceleratio	1,92564
Vmax / Amax: (sec)	0,09031	Sustained Maximum Velocity (m	0,19179
Acceleration RMS: (m/sec ²)	0,79559	Effective Design Acceleration (I	5,27681
Velocity RMS: (m/sec)	0,07032	A95 parameter (m/sec ²)	5,38843
Displacement RMS: (m)	0,01459	Predominant Period (sec)	0,48000
Arias Intensity: (m/sec)	1,21620	Mean Period (sec)	0,46408

Πίνακας 8.9.1.1. Συγκεντρωτικός πίνακας χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	MONIMA	1.
Load Pattern	MONIMA	1.
Load Pattern	KINHHTA	0,3

Other Parameters:

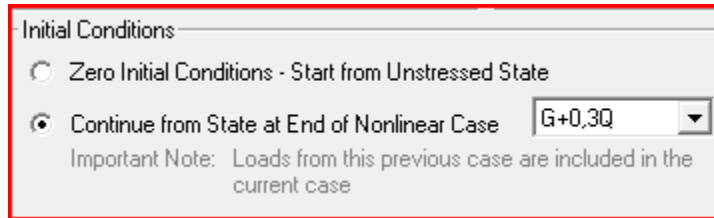
Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Εικόνα 8.9.1.1. Δεδομένα κατακόρυφων φορτίων για τη μη γραμμική στατική ανάλυση.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



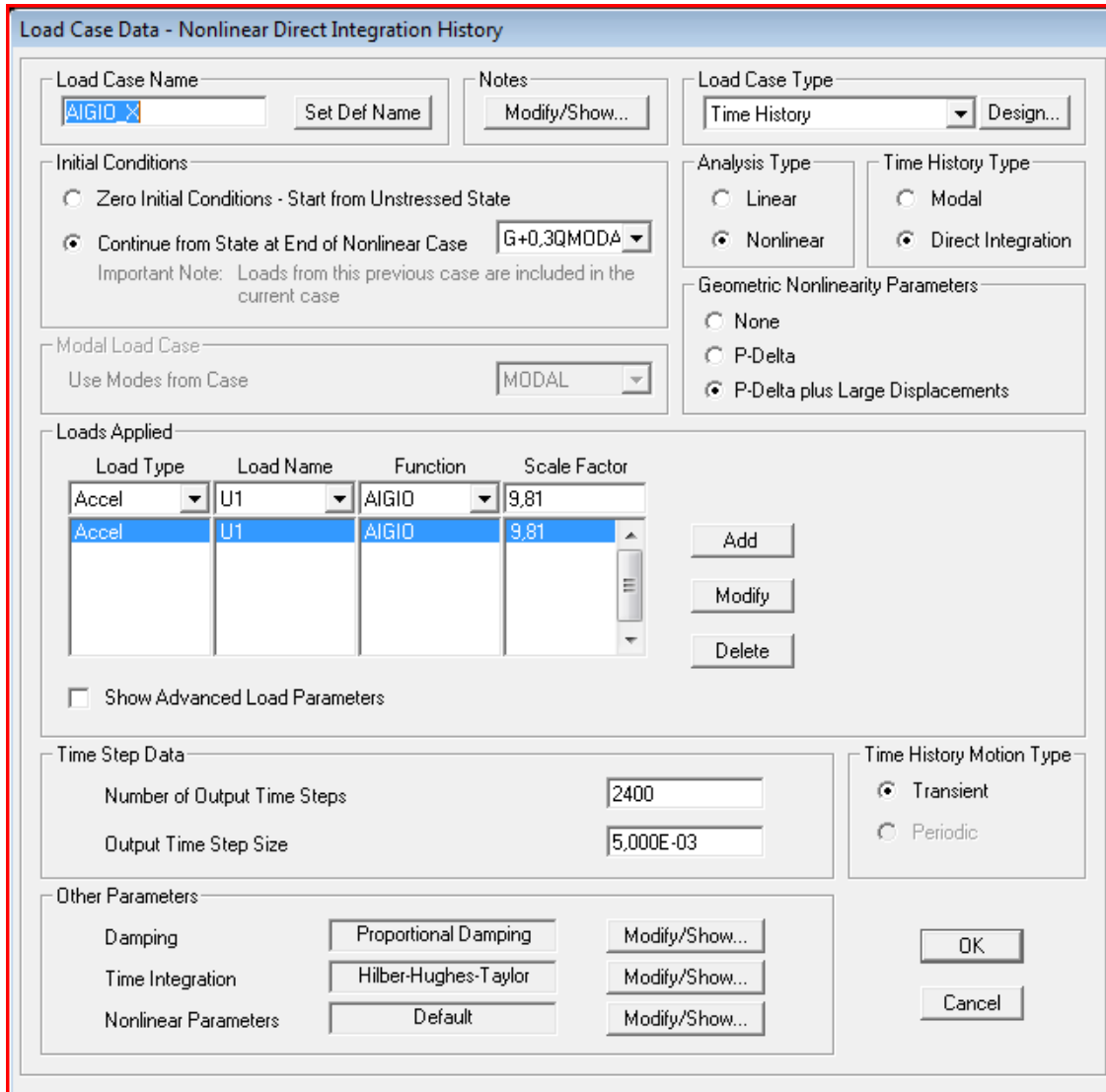
Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case G+0,3Q

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Εικόνα 8.9.1.2. Ορισμός αρχικών συνθηκών για τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση.



Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: AIGIO Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case G+0,3QMODA

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Time History Type

Modal

Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Modal Load Case

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	AIGIO	9,81
Accel	U1	AIGIO	9,81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps: 2400

Output Time Step Size: 5,000E-03

Time History Motion Type

Transient

Periodic

Other Parameters

Damping: Proportional Damping Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

8.9.1.3. Φόρμα εισαγωγής της σεισμικής διέγερσης κατά τον άξονα X του κτιρίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

8.9.2 Προσδιορισμός τιμών συντελεστή τριβής που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό SAP2000

Σε αντιστοιχία με τις σχέσεις που αναφέρθηκαν σε προηγούμενες παραγράφους για τα εφέδρανα τριβής, το υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000 χρησιμοποιεί για το συντελεστή τριβής του FPS τις παρακάτω σχέσεις:

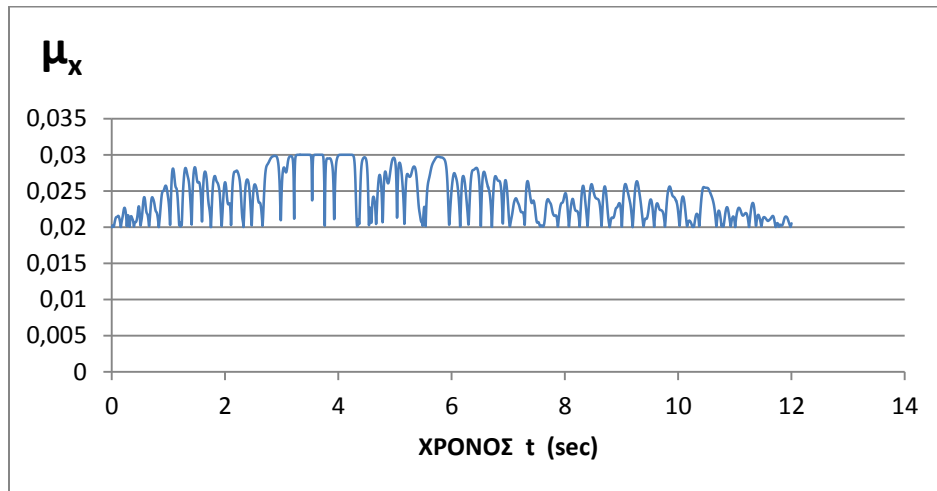
$$\begin{aligned} f &= f_f + f_p \\ f_f &= -P \mu z \\ \mu &= \text{fast} - (\text{fast} - \text{slow}) e^{-\text{rate } \dot{d}} \end{aligned} \quad \begin{aligned} \dot{z} &= \frac{k}{P \mu} \begin{cases} \dot{d}(1-z^2) & \text{if } \dot{d} z > 0 \\ \dot{d} & \text{otherwise} \end{cases} \\ f_p &= -P \frac{d}{\text{radius}} \end{aligned}$$

Οι τύποι αυτοί είναι σε πλήρη αντιστοιχία με αυτούς που παρατέθηκαν στην παράγραφο 3.3. Με βάση τον τύπο που δίνεται παραπάνω για το συντελεστή τριβής μ και χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης του λογισμικού SAP2000 για την ταχύτητα ολίσθησης των εφεδράνων, προκύπτουν τα διαγράμματα συντελεστή τριβής 8.9.2.1 και 8.9.2.2. Τα διαγράμματα αυτά παρουσιάζουν την μεταβολή του συντελεστή τριβής κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης (14 sec). Οι τιμές των συντελεστών τριβής (στατικός και δυναμικός) και του συντελεστή μετάβασης που εισήχθησαν ως δεδομένα στο λογισμικό SAP2000 φαίνονται στην Εικόνα 8.9.2.1.

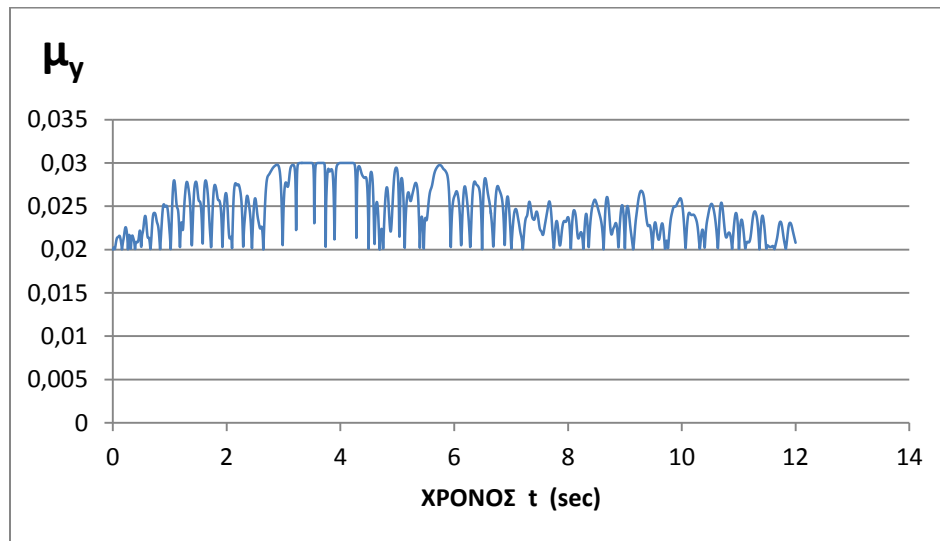
Friction Coefficient, Slow	0,02
Friction Coefficient, Fast	0,03
Rate Parameter	42,9016

Εικόνα 8.9.2.1. Παράμετροι υπολογισμού του συντελεστή τριβής.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

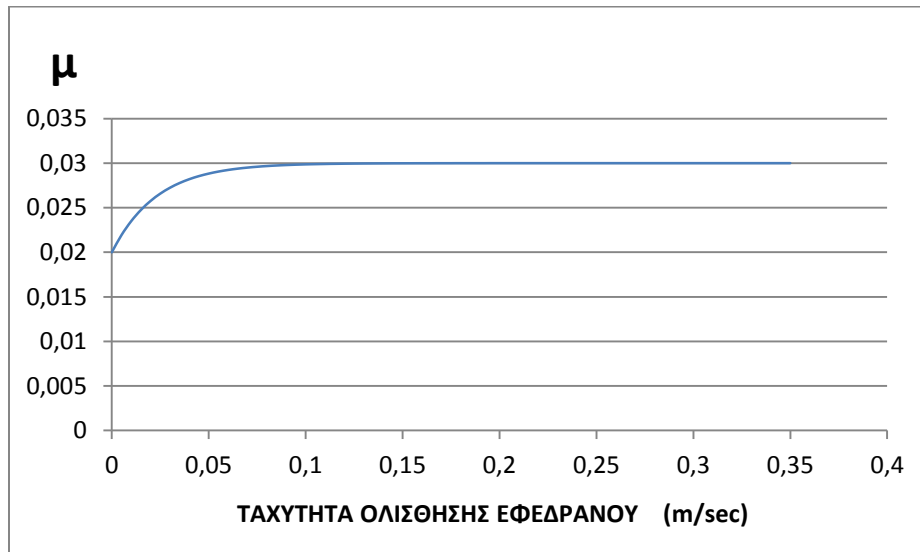


Διάγραμμα 8.9.2.1. Διάγραμμα μεταβολής συντελεστή τριβής για κίνηση κατά τον άξονα X του κτιρίου, με βάση την στιγμιαία ταχύτητα ολίσθησης του κατά την διάρκεια (14 sec) της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.



Διάγραμμα 8.9.2.2. Διάγραμμα μεταβολής συντελεστή τριβής για κίνηση κατά τον άξονα Y του κτιρίου, με βάση την στιγμιαία ταχύτητα ολίσθησης του κατά την διάρκεια (14 sec) της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου.

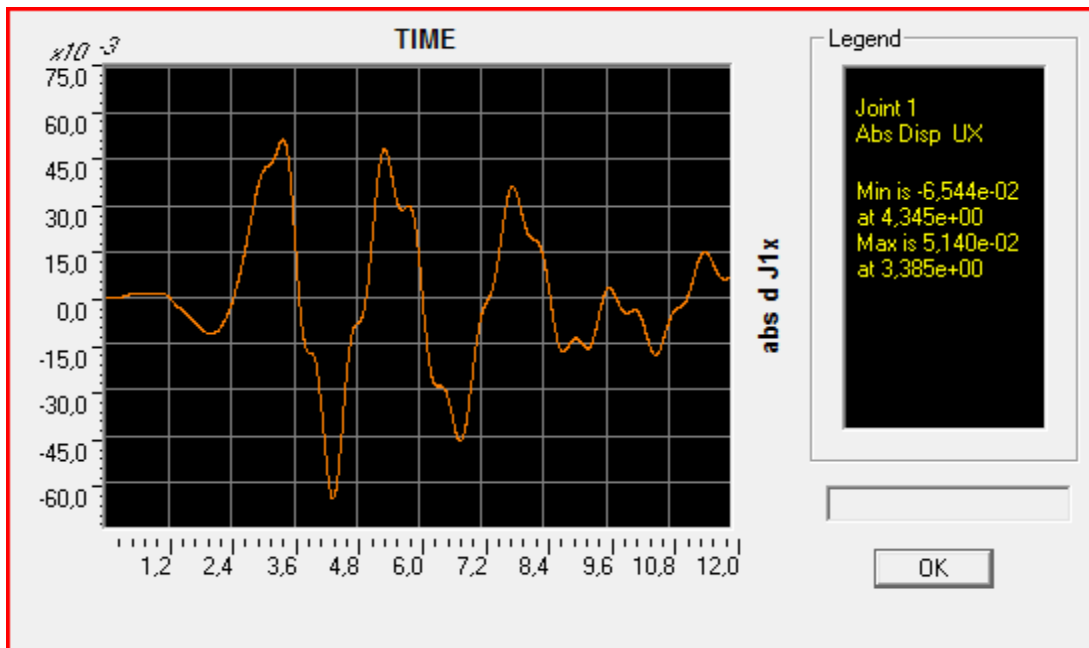
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.2.3. Διάγραμμα συντελεστή τριβής συναρτήσει της ταχύτητας ολίσθησης του εφεδράνου για συντελεστή μετάβασης 42,9 (rate parameter).

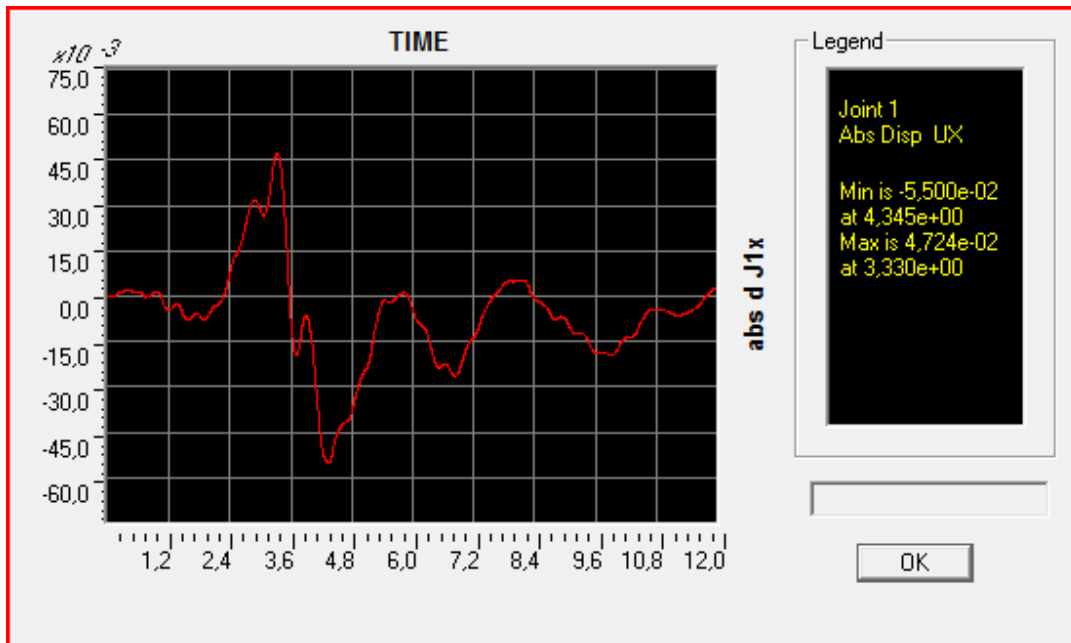
8.9.3 Συγκριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης για τα κτίρια

8.9.3.1. Συγκριτική παρουσίαση κινηματικών μεγεθών στην στάθμη της βάσης και της κορυφής των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου

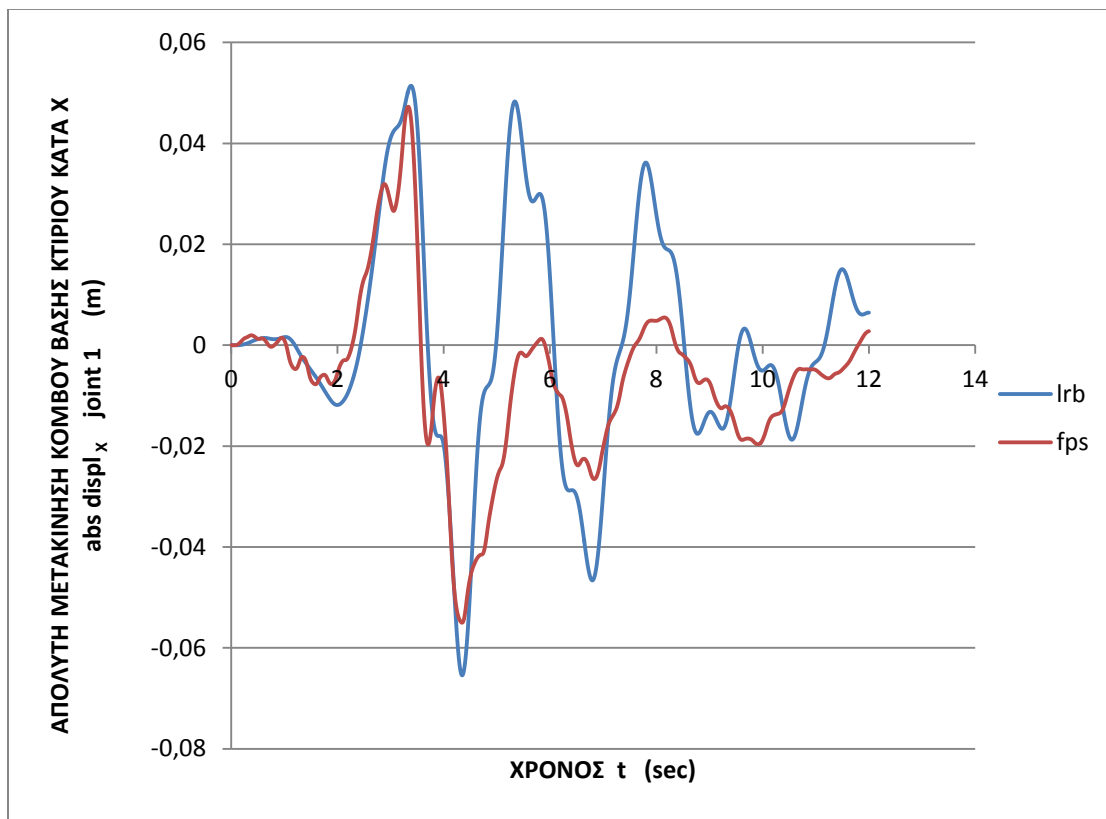


Διάγραμμα 8.9.3.1.1. Απόλυτη μετακίνηση κόμβου βάσης κατά τον άξονα X σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,065m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

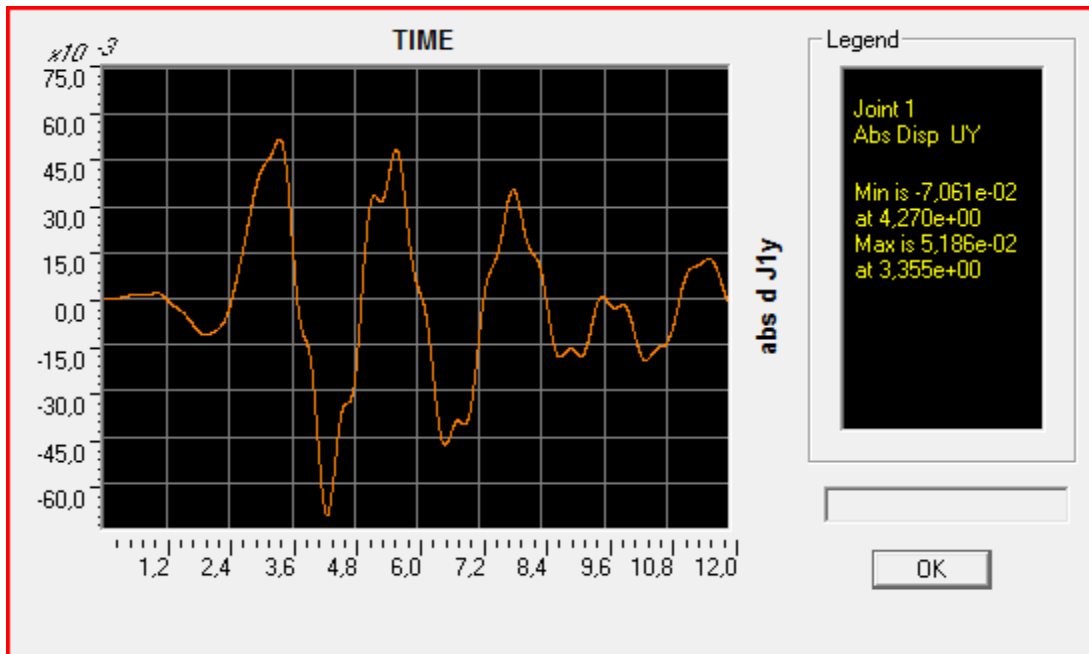


Διάγραμμα 8.9.3.1.2. Απόλυτη μετακίνηση κόμβου βάσης κατά τον άξονα X σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τριβής τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,055m.

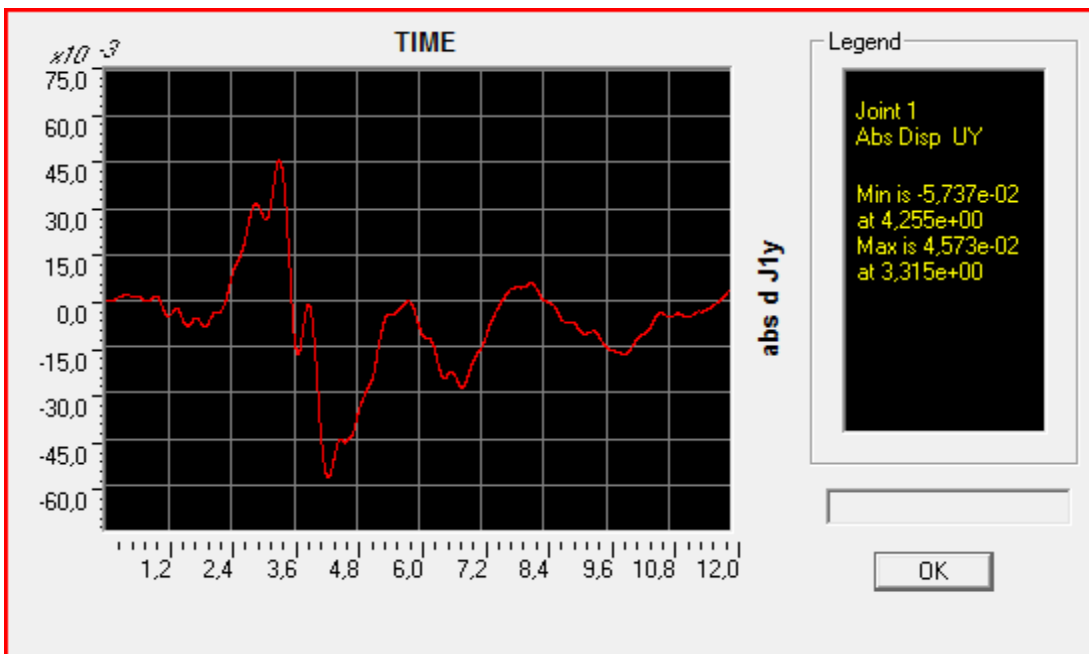


Διάγραμμα 8.9.3.1.3. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων μετακινήσεων της βάσης κατά τον άξονα X των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

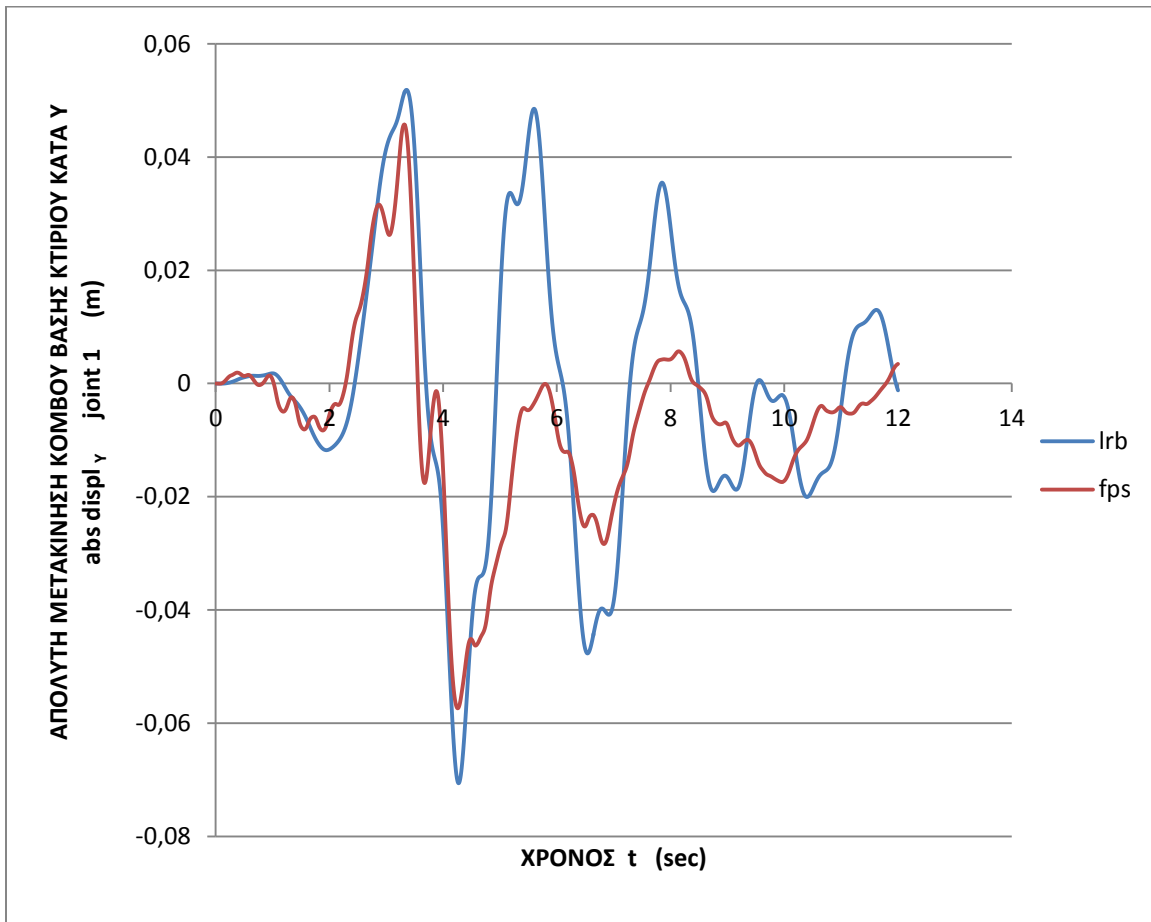


Διάγραμμα 8.9.3.1.4. Απόλυτη μετακίνηση κόμβου βάσης κατά τον άξονα Y σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,071m.



Διάγραμμα 8.9.3.1.5. Απόλυτη μετακίνηση κόμβου βάσης κατά τον άξονα Y σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,057m.

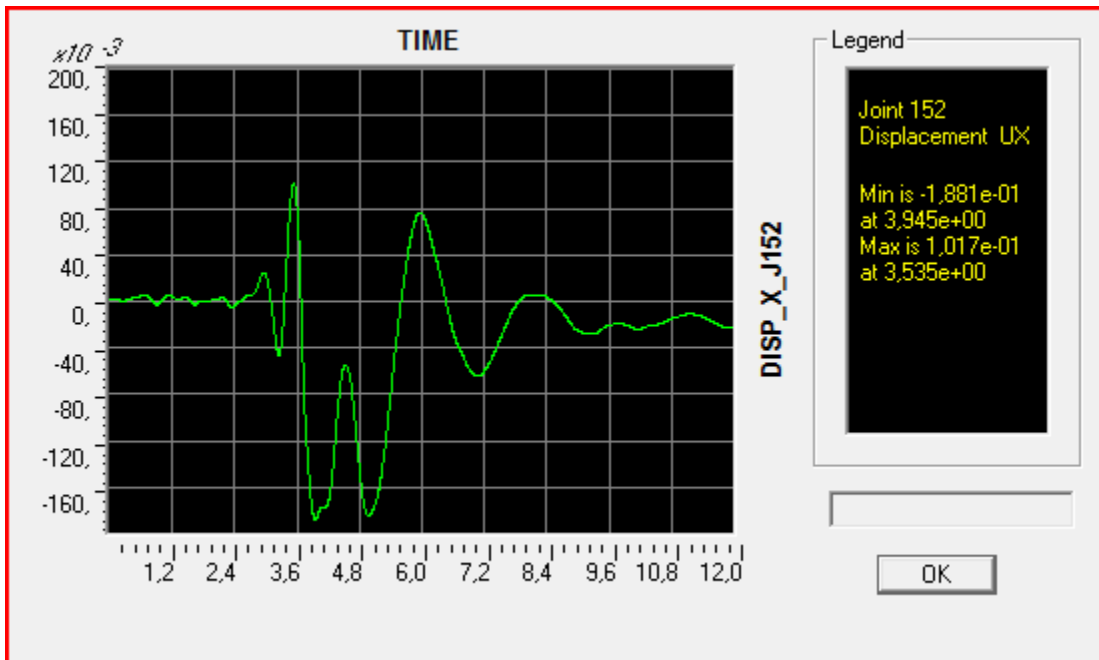
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



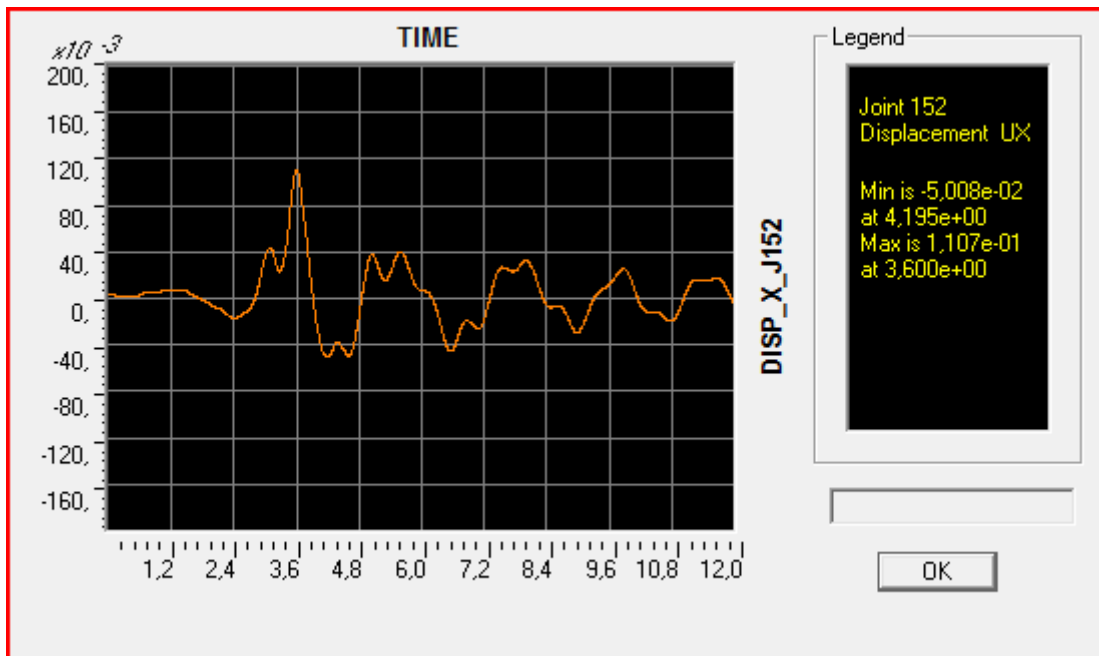
Διάγραμμα 8.9.3.1.6. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων μετακινήσεων κατά τον άξονα Y της βάσης των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τύπου FPS.

Από τα παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι οι απόλυτες μετακινήσεις στη βάση των σεισμικά μονωμένων κτιρίων προέκυψαν κατά περίπου 20% μεγαλύτερες για το κτίριο με εφεδράνα τύπου LRB. Με βάση τη μέγιστη τιμή (είτε κατά τη διεύθυνση X είτε κατά την Y) γίνεται η διαστασιολόγηση της περιμετρικής τάφρου για κάθε κτίριο με σεισμική μόνωση.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

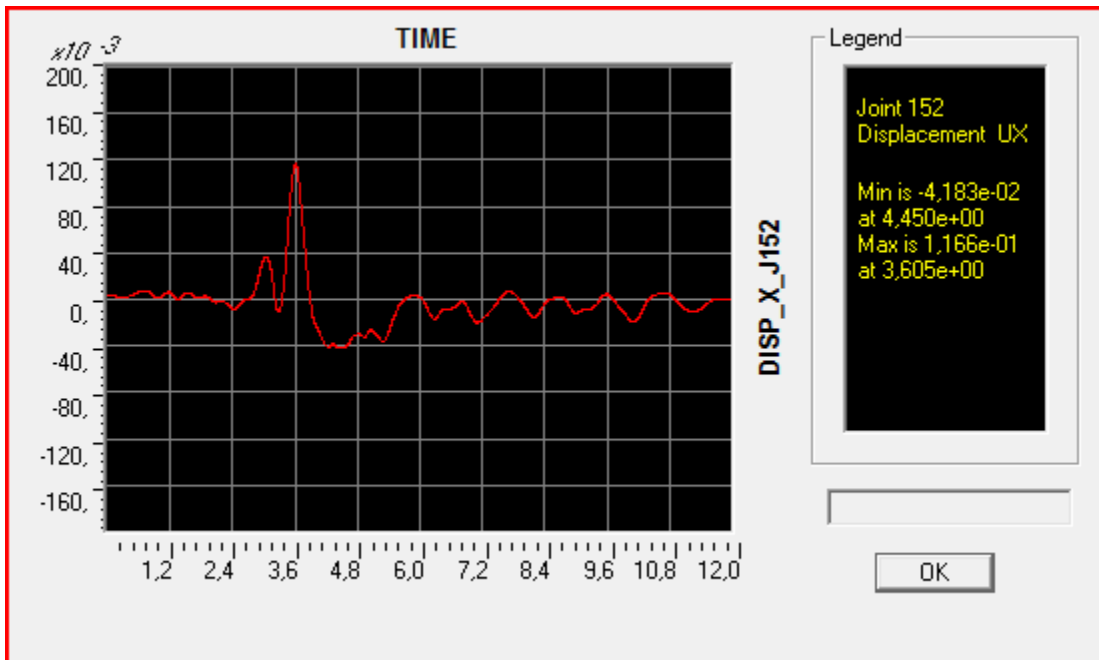


Διάγραμμα 8.9.3.1.7. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,19m.

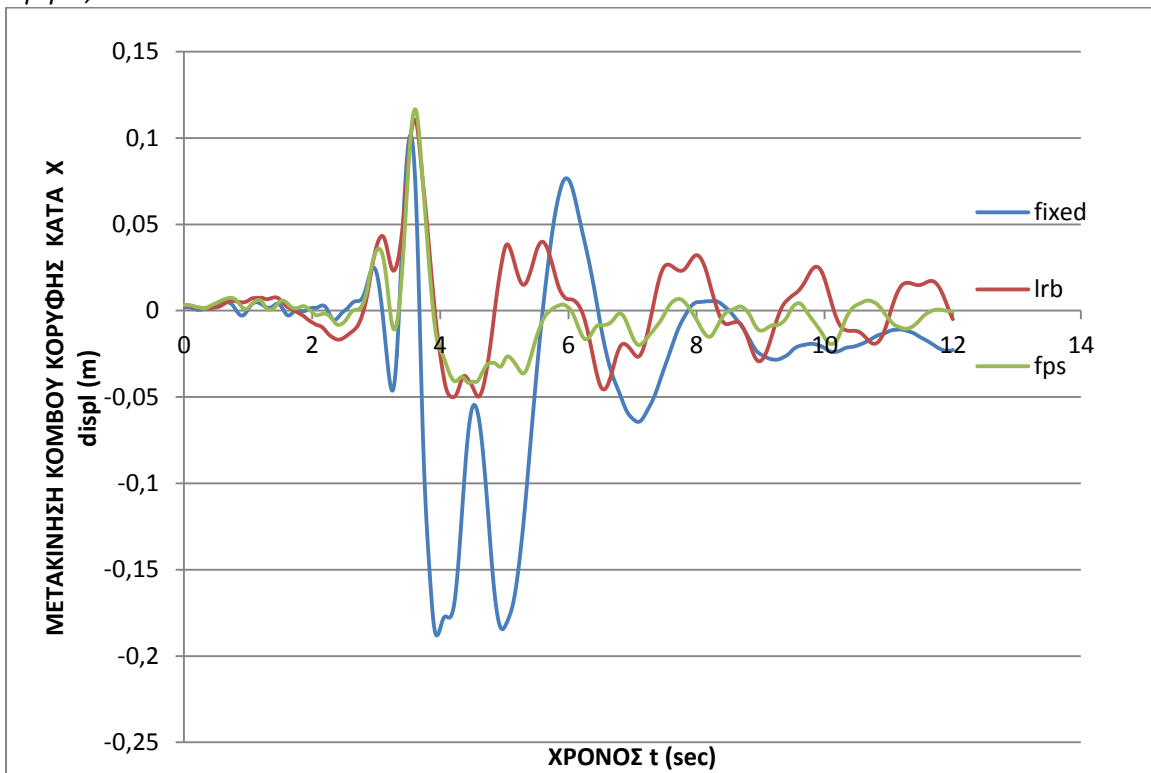


Διάγραμμα 8.9.3.1.8. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,11m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



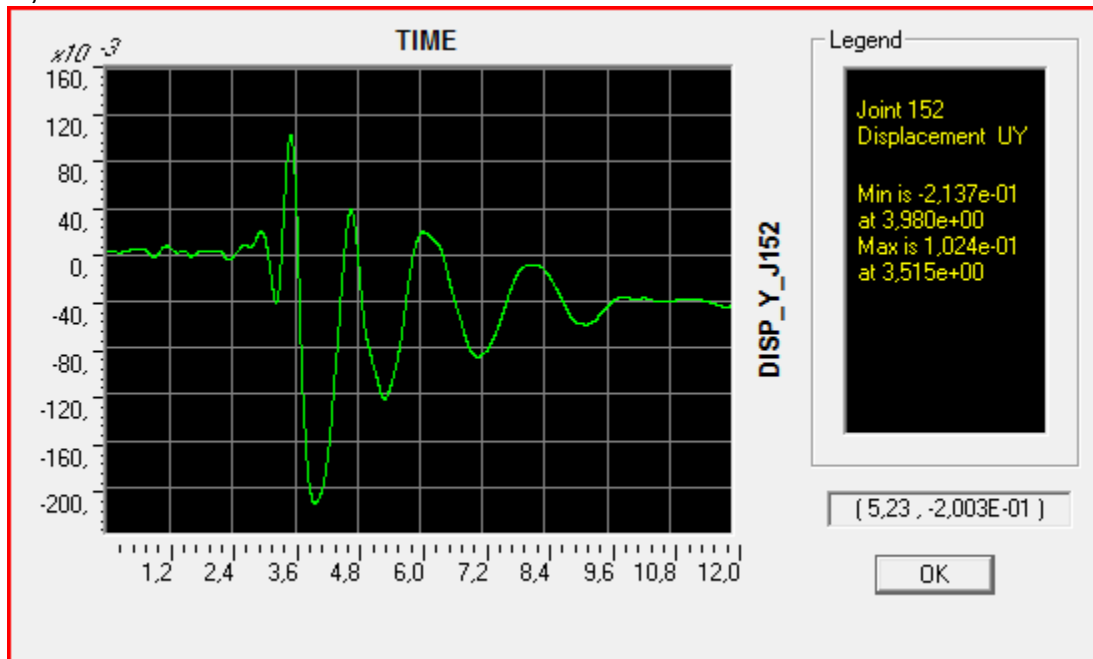
Διάγραμμα 8.9.3.1.9. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,12m.



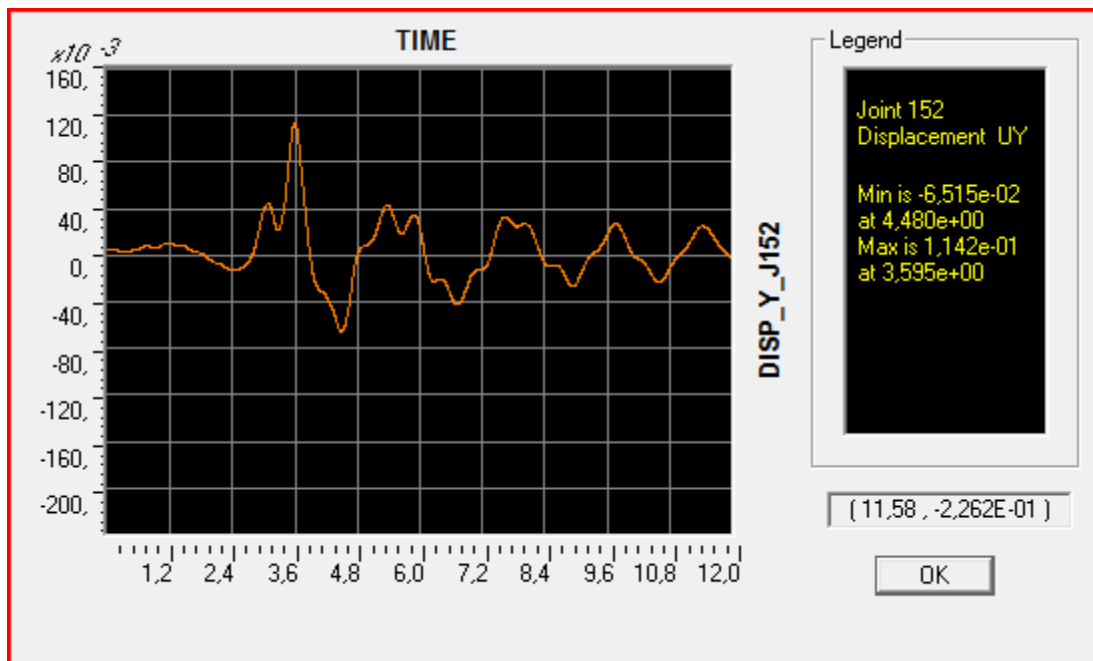
Διάγραμμα 8.9.3.1.10. Συγκριτικό διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων της οροφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε η μέγιστη μετακίνηση κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 1,5 με 2 φορές μεγαλύτερη από τις μέγιστες μετακινήσεις των σεισμικά μονωμένων στη βάση κτιρίων, για τα οποία οι μέγιστες μετακινήσεις στην οροφή του κτιρίου είναι περίπου ίδιες.

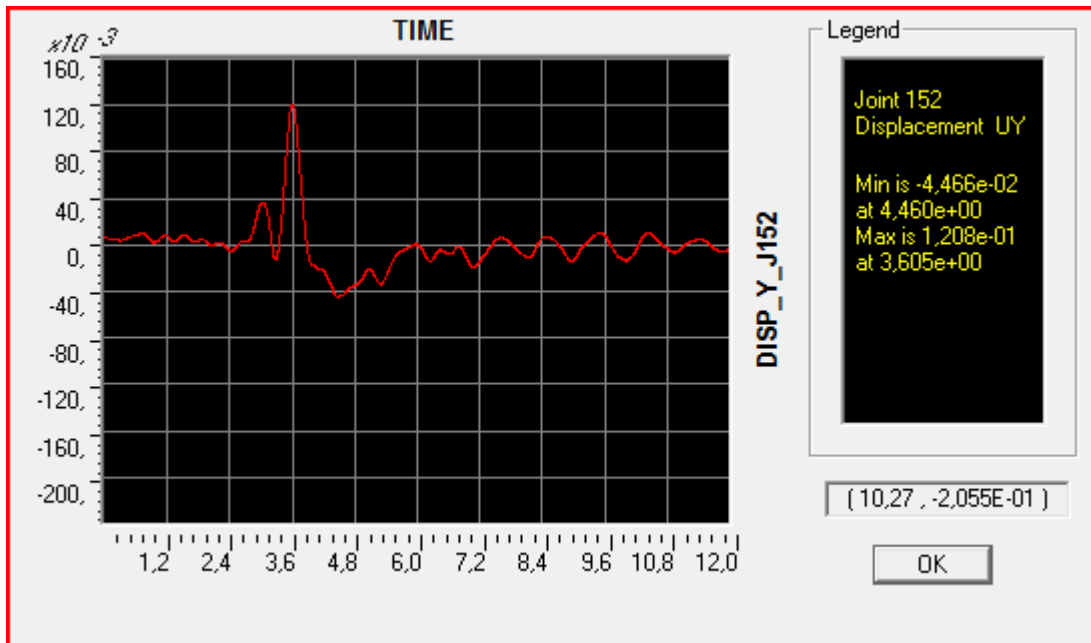


Διάγραμμα 8.9.3.1.11. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,21m.

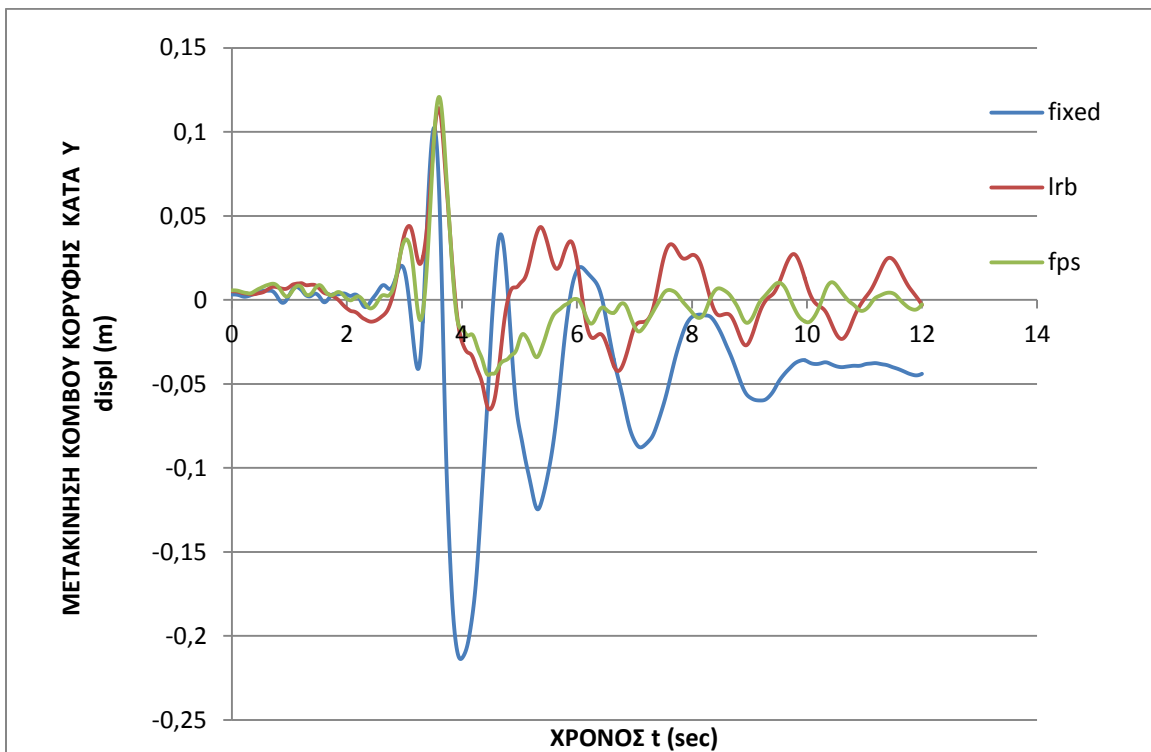


Διάγραμμα 8.9.3.1.12. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,11m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



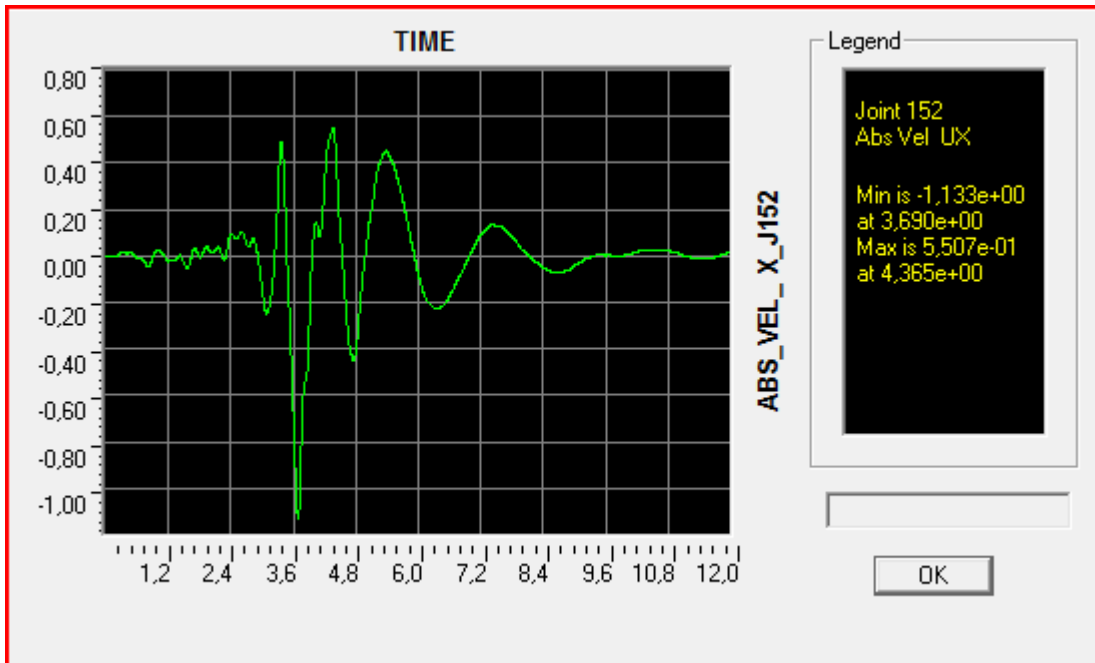
Διάγραμμα 8.9.3.1.13. Σχετική μετακίνηση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,12m.



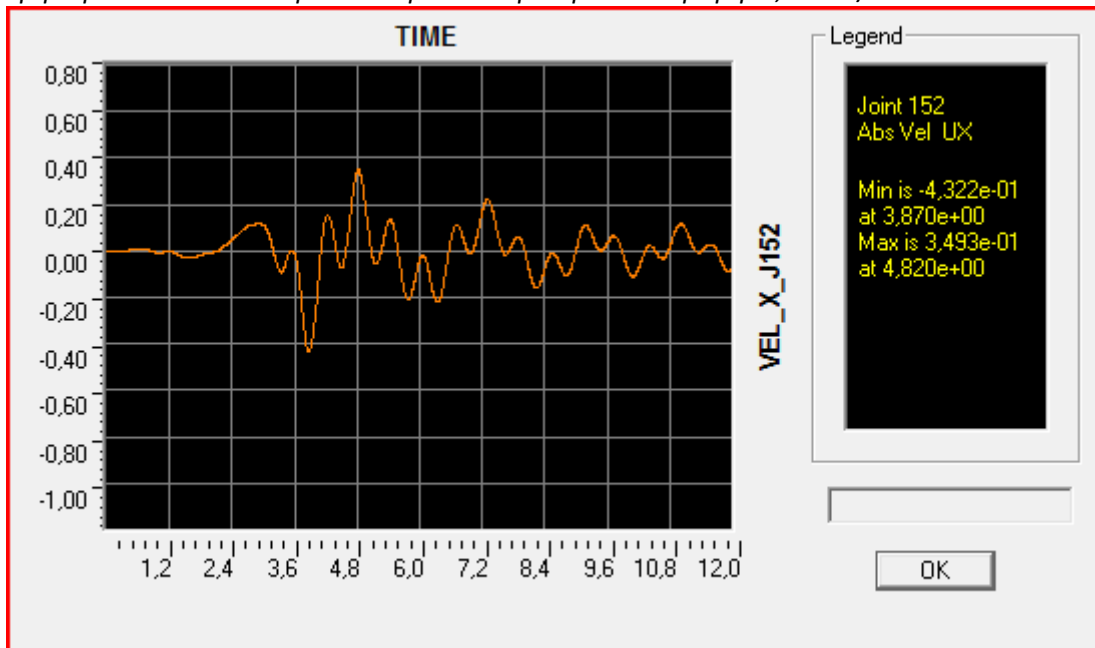
Διάγραμμα 8.9.3.1.14. Συγκριτικό διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων της οροφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου διπλάσια από τις μέγιστες μετακινήσεις των σεισμικά μονωμένων στη βάση κτιρίων, για τα οποία οι μέγιστες μετακινήσεις στην οροφή του κτιρίου είναι περίπου ίδιες.

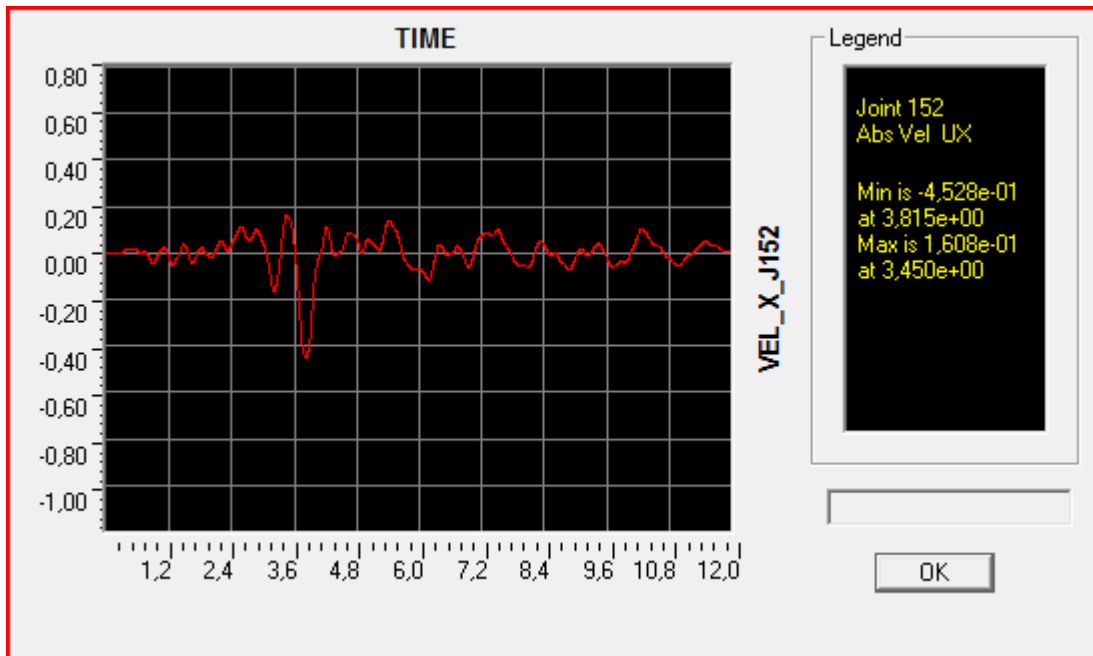


Διάγραμμα 8.9.3.1.15. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 1,133 m/sec.

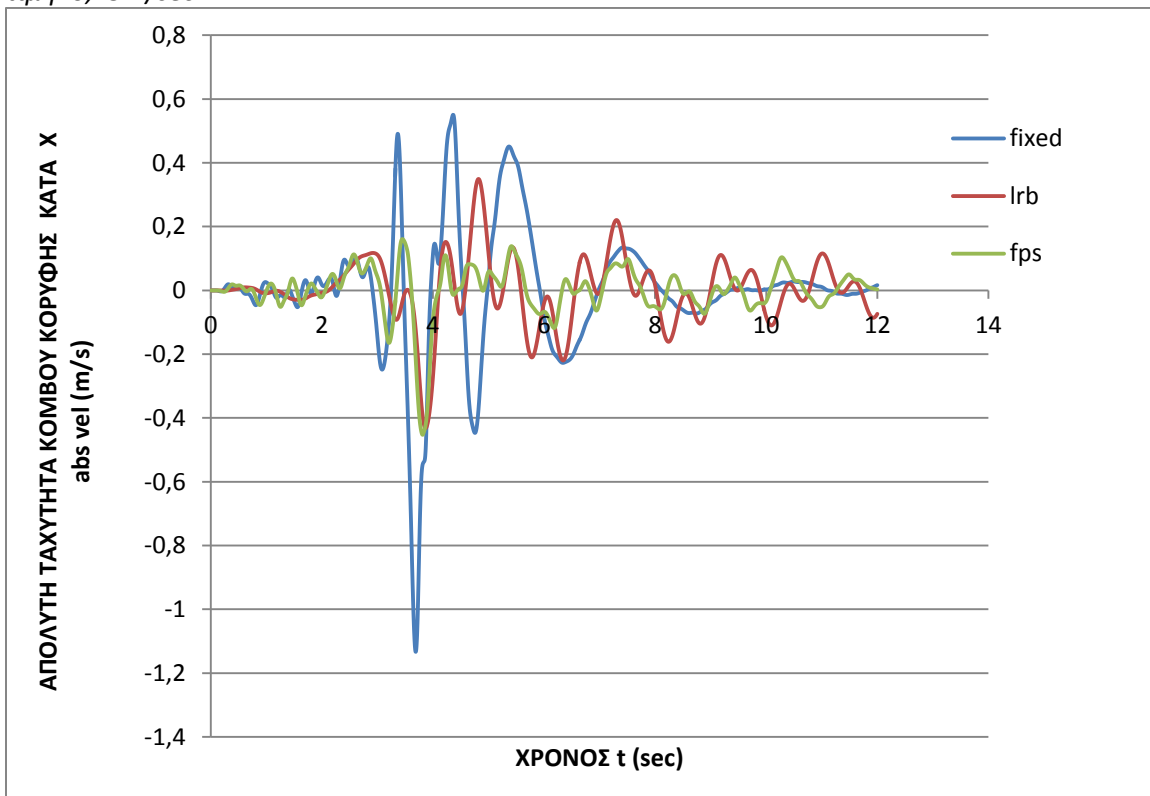


Διάγραμμα 8.9.3.1.16. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,43m/sec.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



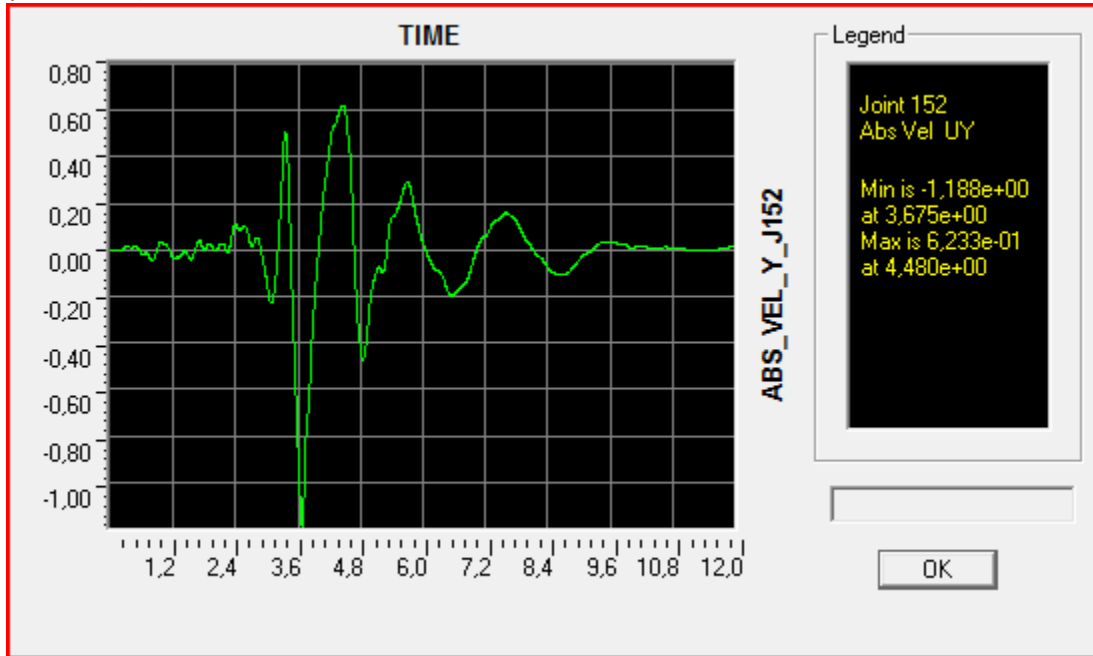
Διάγραμμα 8.9.3.1.17. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,45m/sec.



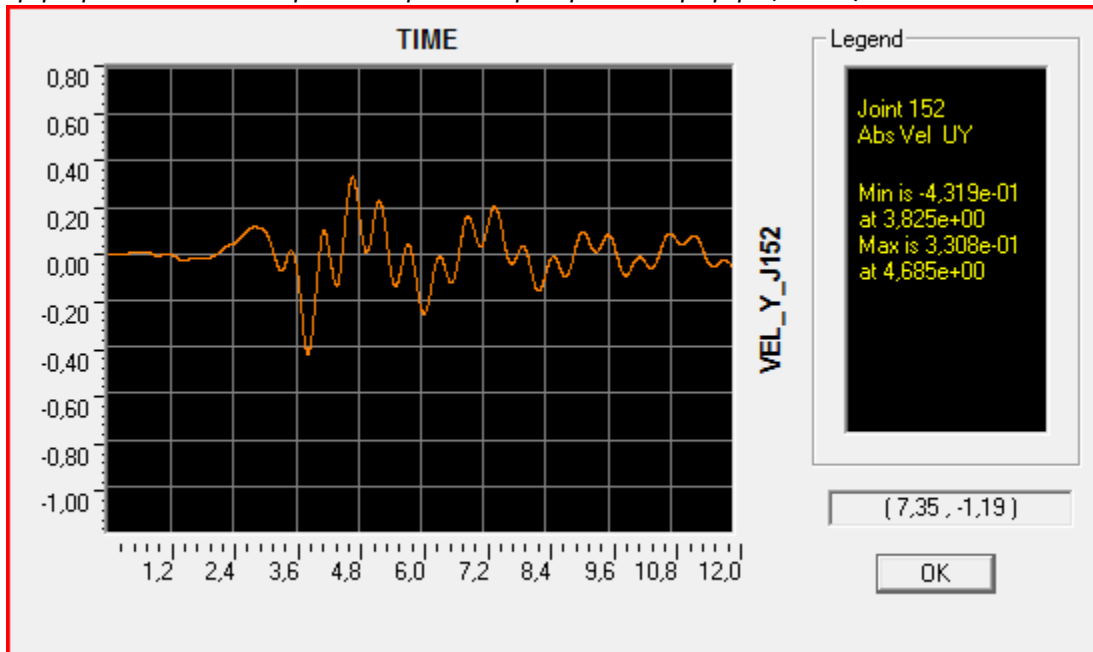
Διάγραμμα 8.9.3.1.18. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων ταχυτήτων της οροφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριθής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε ότι η μέγιστη απόλυτη ταχύτητα κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 2,5 με 3 φορές μεγαλύτερη από τις μέγιστες ταχύτητες των σεισμικά μονωμένων στη βάση κτιρίων, για τα οποία οι μέγιστες απόλυτες ταχύτητες στην οροφή του κτιρίου είναι περίπου ίδιες.

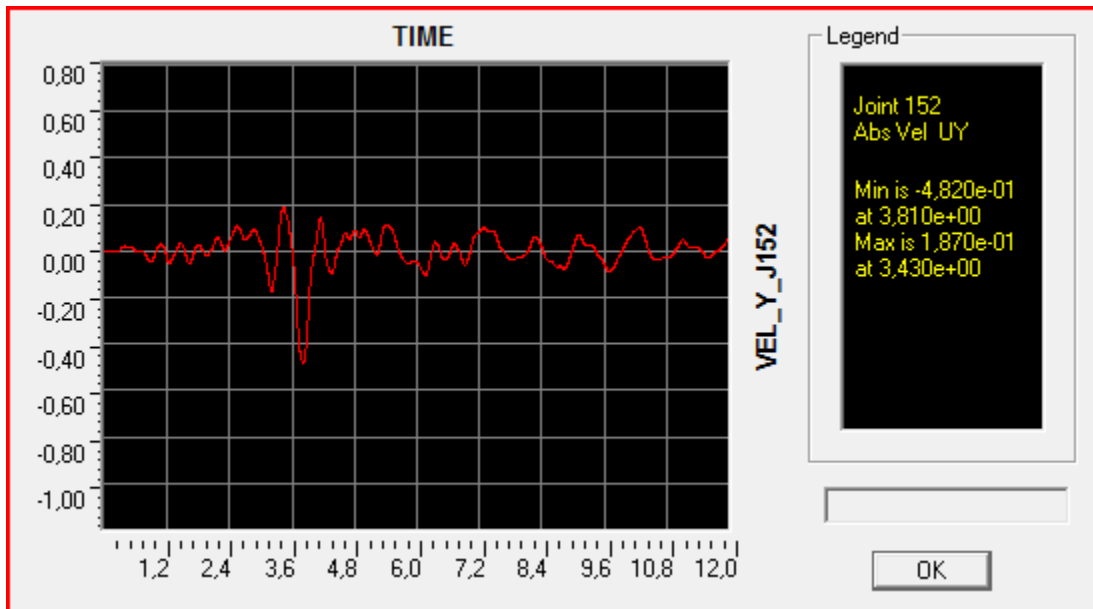


Διάγραμμα 8.9.3.1.19. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 1,188 m/sec.

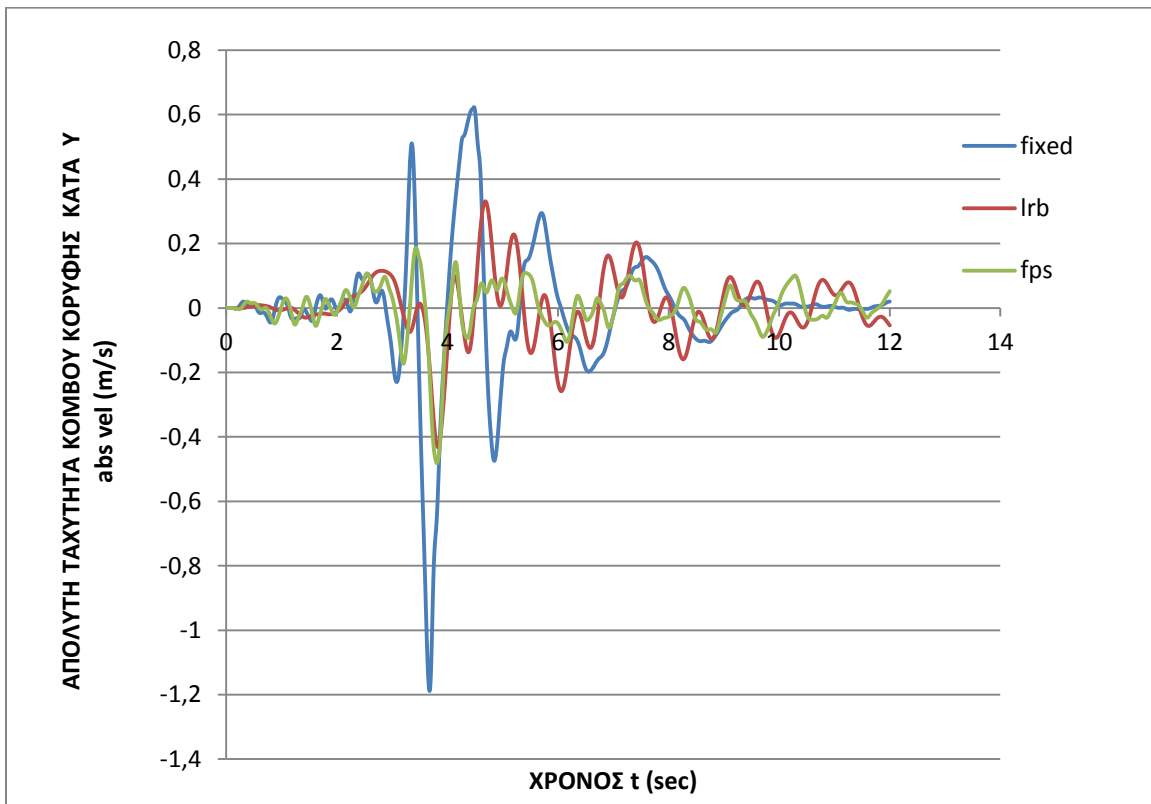


Διάγραμμα 8.9.3.1.20. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,43m/sec.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



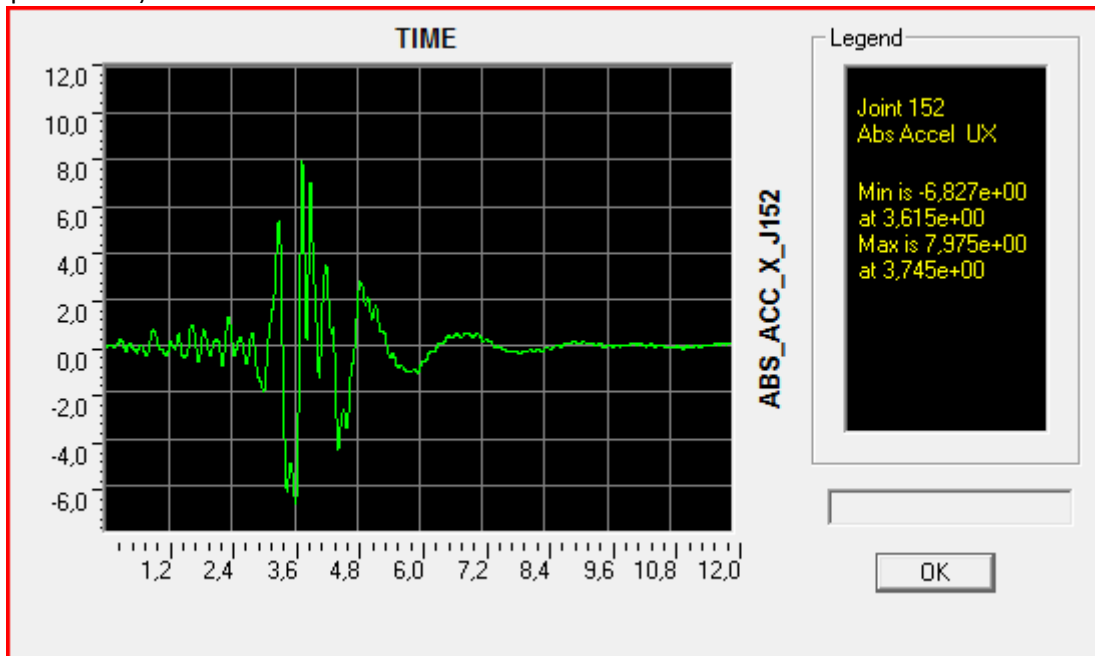
Διάγραμμα 8.9.3.1.21. Απόλυτη ταχύτητα κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 0,48m/sec.



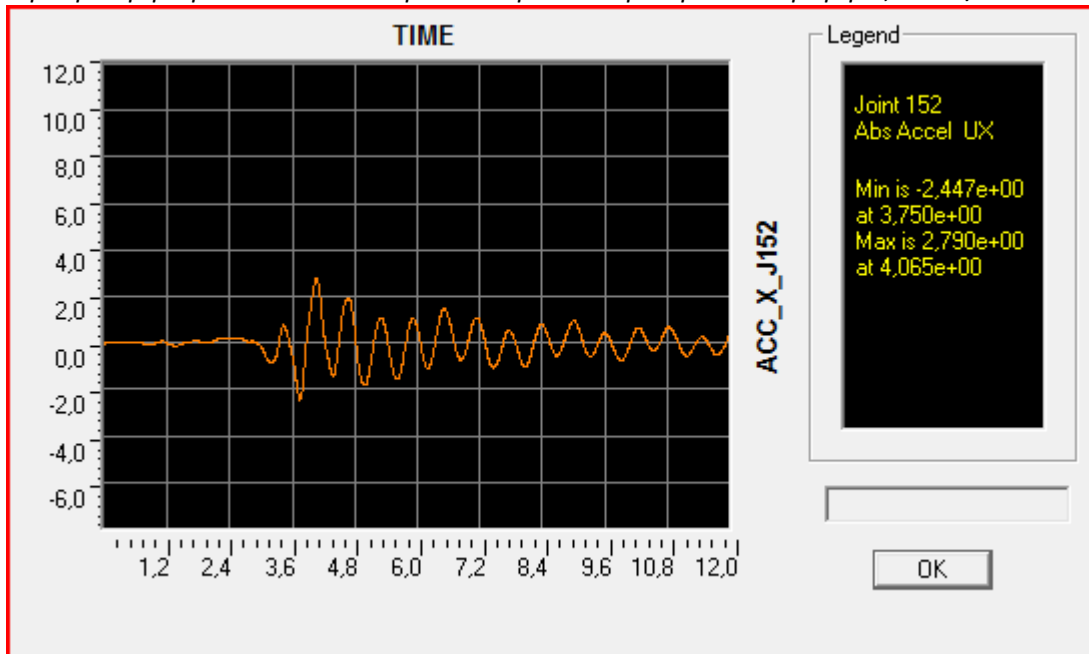
Διάγραμμα 8.9.3.1.22. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων ταχυτήτων της οροφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε ότι η μέγιστη απόλυτη ταχύτητα κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 2,5 με 3 φορές μεγαλύτερη από τις μέγιστες ταχύτητες των σεισμικά μονωμένων στη βάση κτιρίων, για τα οποία οι μέγιστες απόλυτες ταχύτητες στην οροφή του κτιρίου είναι περίπου ίδιες.

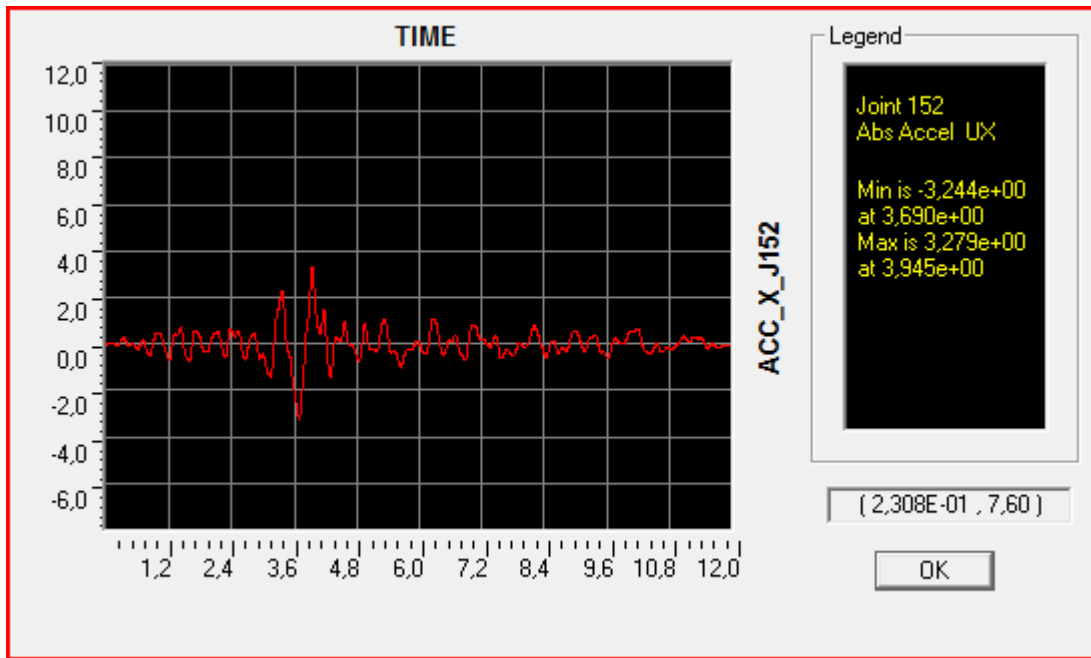


Διάγραμμα 8.9.3.1.23. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 7,975 m/sec².

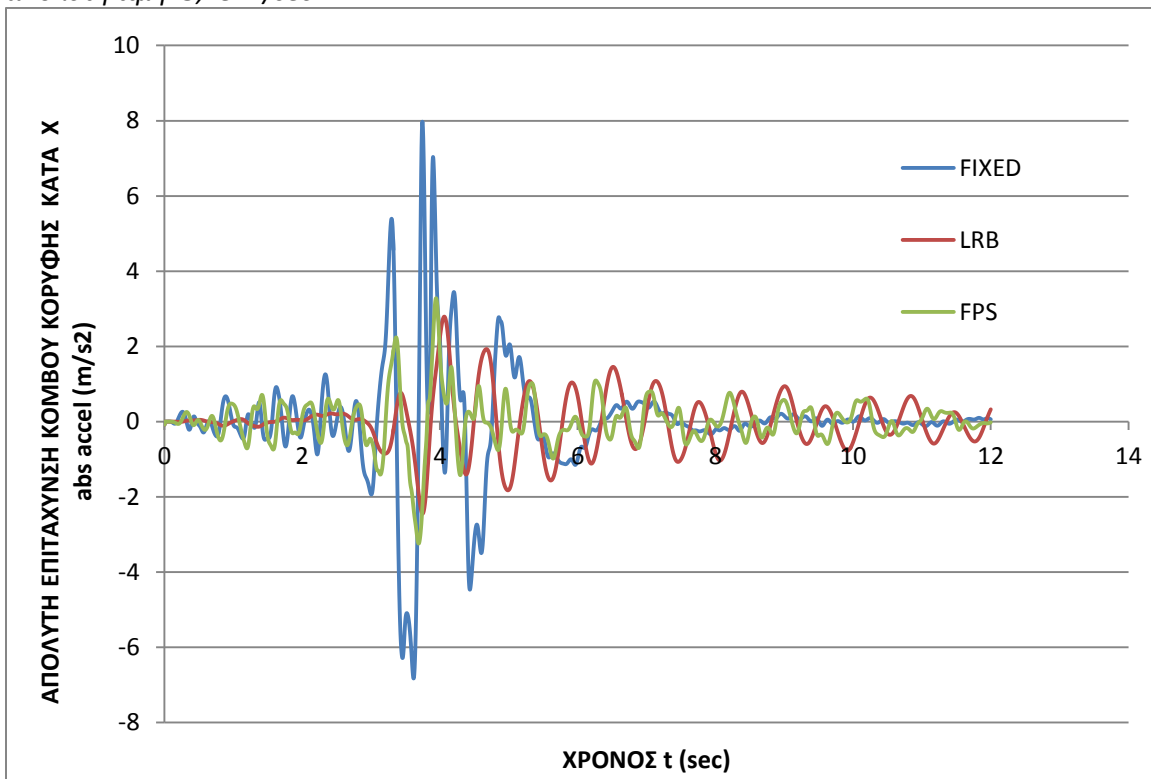


Διάγραμμα 8.9.3.1.24. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 2,79 m/sec².

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



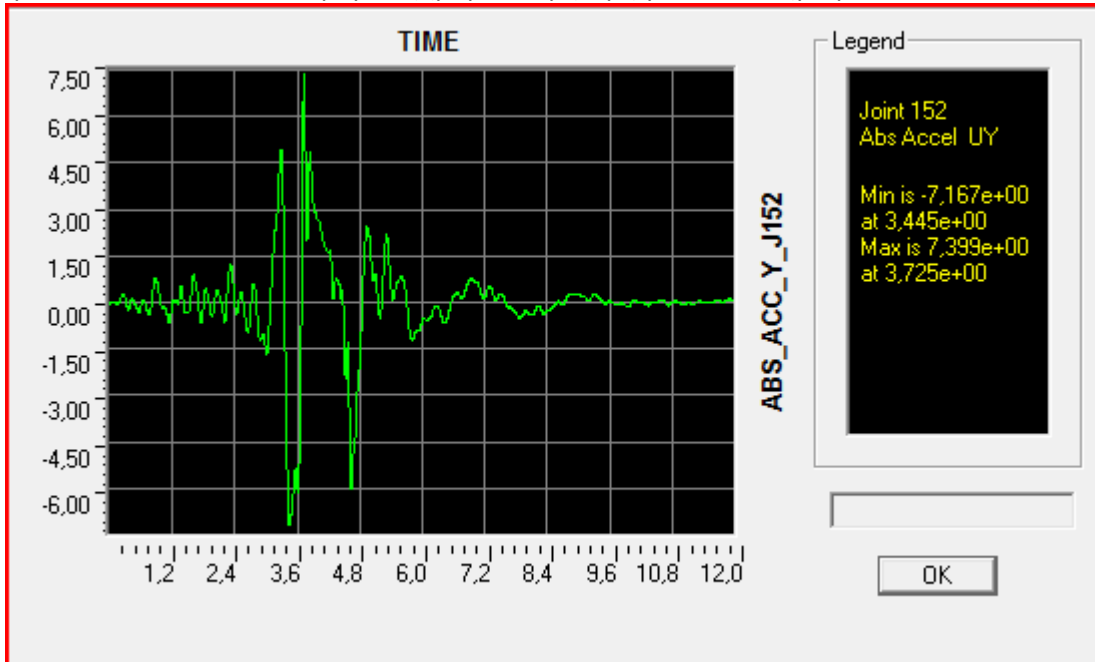
Διάγραμμα 8.9.3.1.25. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: $3,28 \text{ m/sec}^2$.



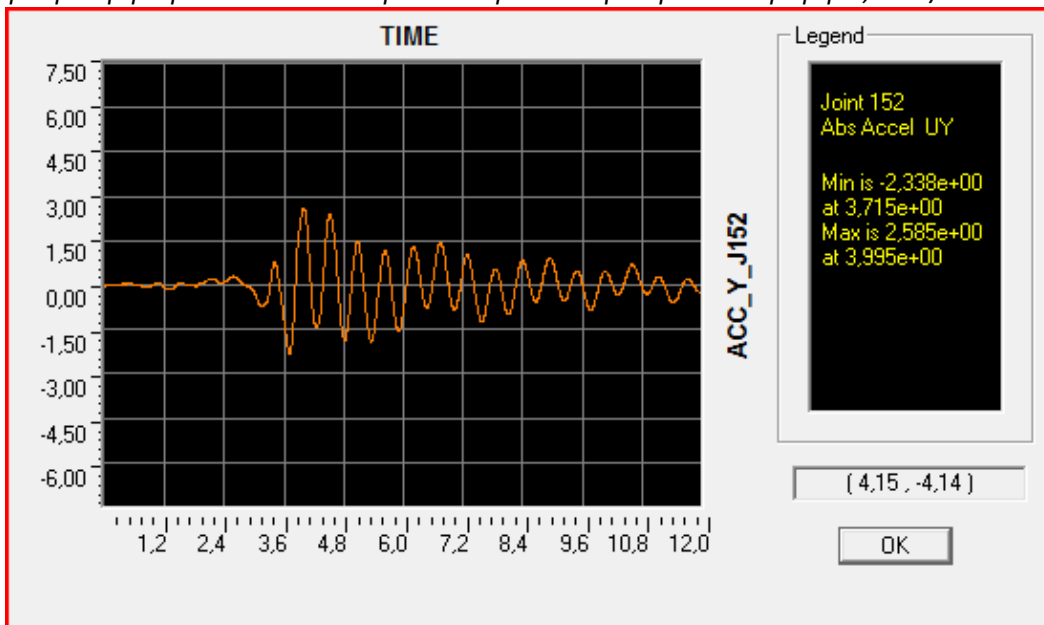
Διάγραμμα 8.9.3.1.26. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων επιταχύνσεων της οροφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 2,5 με 3 φορές μεγαλύτερη από τις μέγιστες επιταχύνσεις των σεισμικά μονωμένων στη βάση κτιρίων, για τα οποία οι μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις στην οροφή του κτιρίου είναι πολύ κοντά σε μέγεθος (μεγαλύτερη τιμή για το σύστημα με FPS κατά 18%).

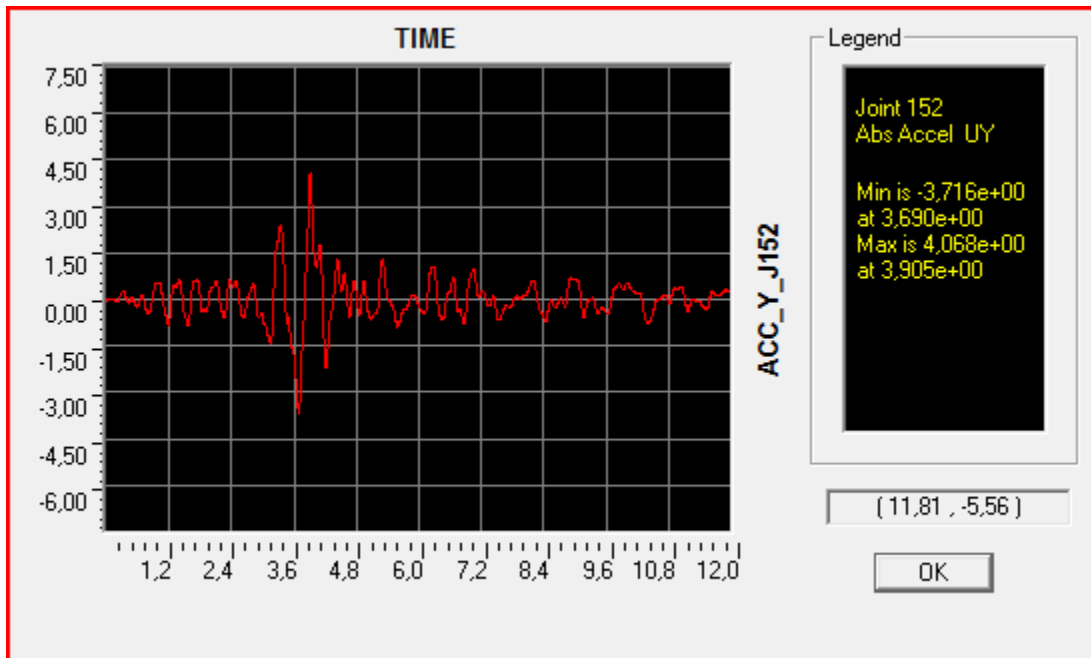


Διάγραμμα 8.9.3.1.27. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 7,40 m/sec².

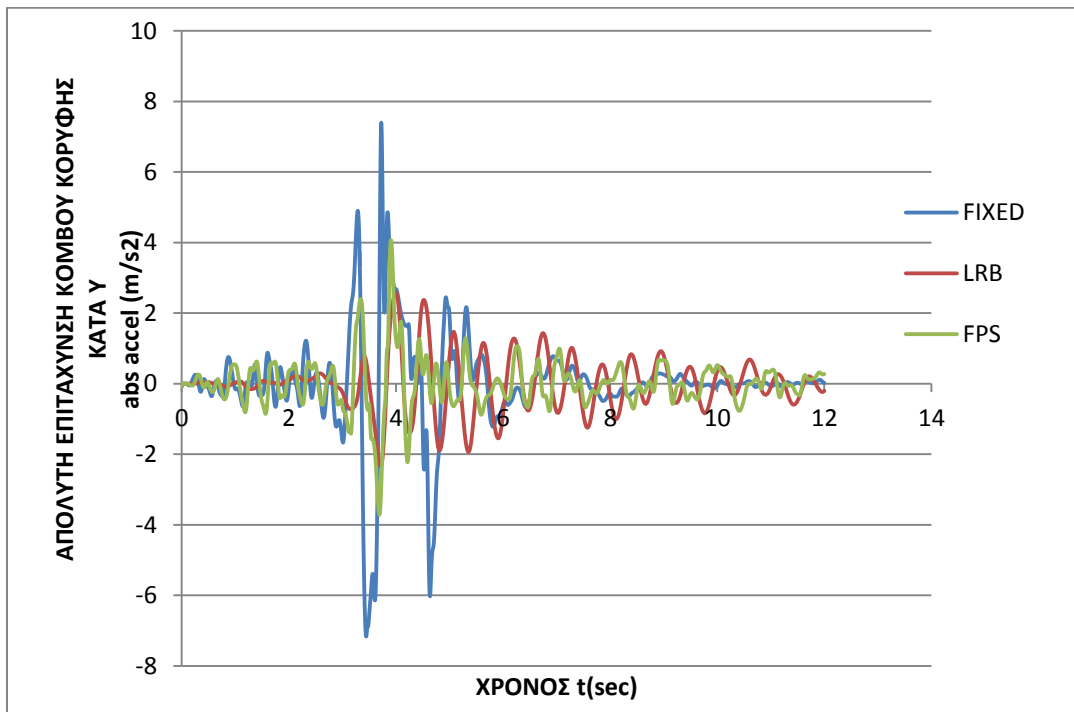


Διάγραμμα 8.9.3.1.28. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη απόλυτη τιμή: 2,60 m/sec².

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.1.29. Απόλυτη επιτάχυνση κόμβου οροφής (152) κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη απόλυτη τιμή: $4,10 \text{ m/sec}^2$.



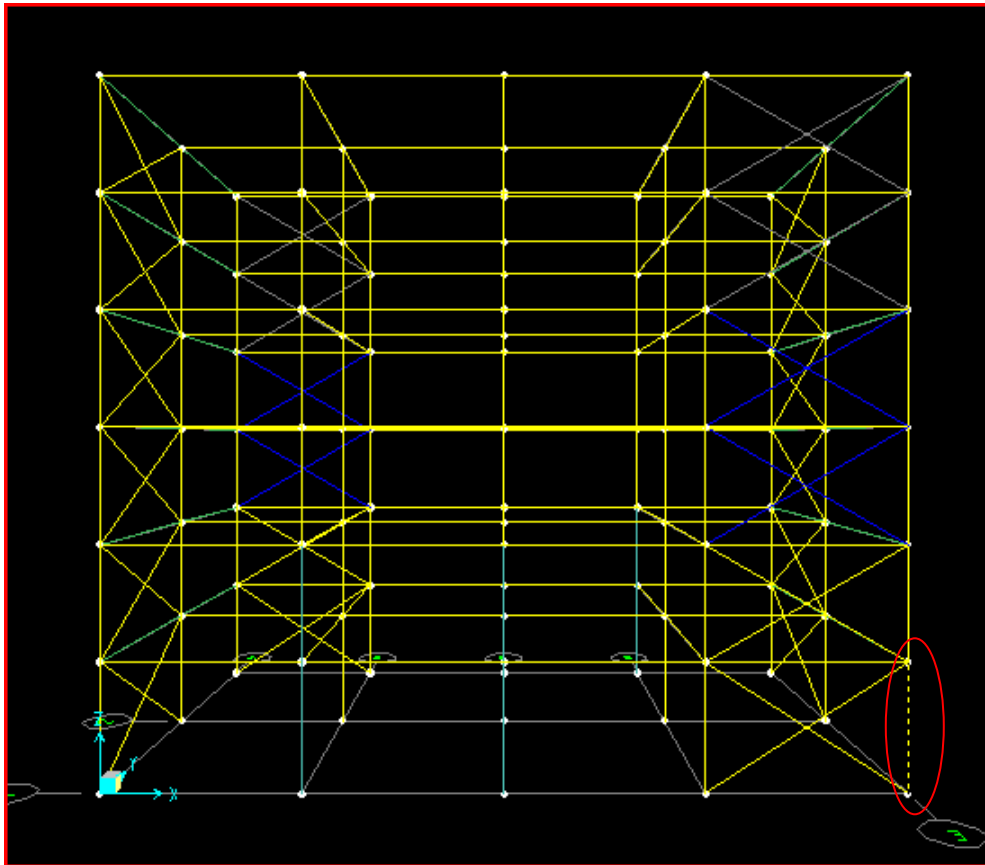
Διάγραμμα 8.9.3.1.30. Συγκριτικό διάγραμμα απόλυτων επιταχύνσεων της οροφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση κόμβου της κορυφής κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 2 φορές μεγαλύτερη από τη μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου με εφέδρανα τριβής και περίπου 3 φορές μεγαλύτερη από το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB. Η μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση στην οροφή του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS είναι 1,5 φορές περίπου μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB.

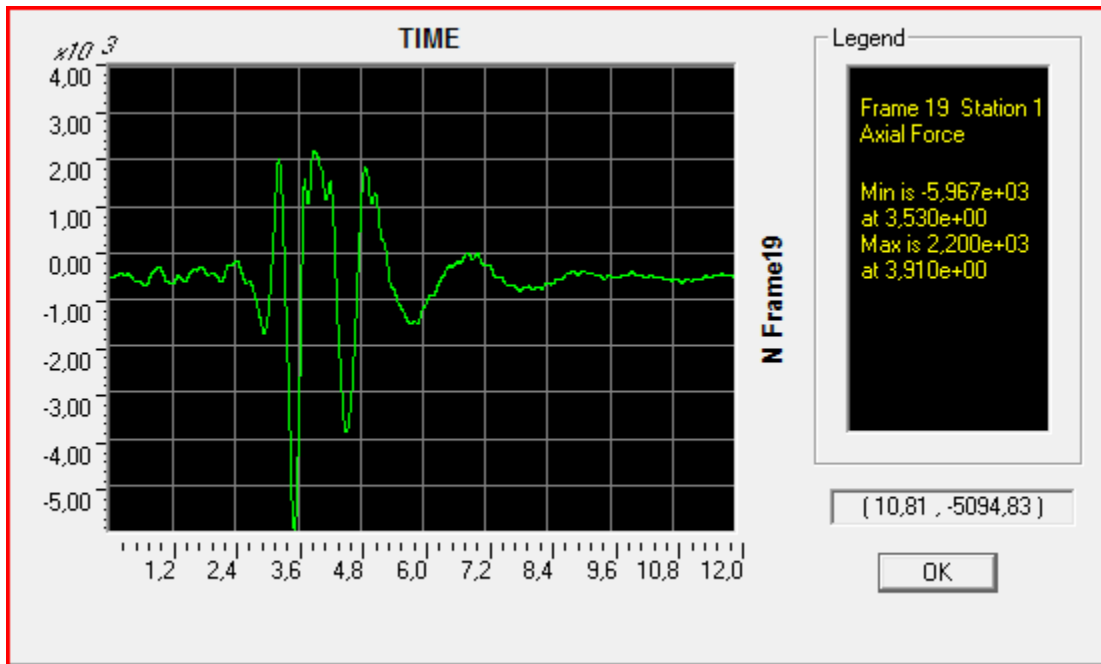
Από τα παραπάνω φαίνεται ότι τόσο η σχετική μετακίνηση, που έχει σαν συνέπεια τις βλάβες στα φέροντα στοιχεία του φορέα, όσο και η ταχύτητα μαζί με την επιτάχυνση, που έχουν σαν συνέπεια τις βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία, μειώνονται δραματικά με τη χρήση σεισμικής μόνωσης (είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε FPS) και αυτό θα έχει σαν συνέπεια τη μείωση του κόστους επισκευής του κτιρίου σε κάποιο μελλοντικό σεισμό.

8.9.3.2. Συγκριτική παρουσίαση εντατικών μεγεθών μελών κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου

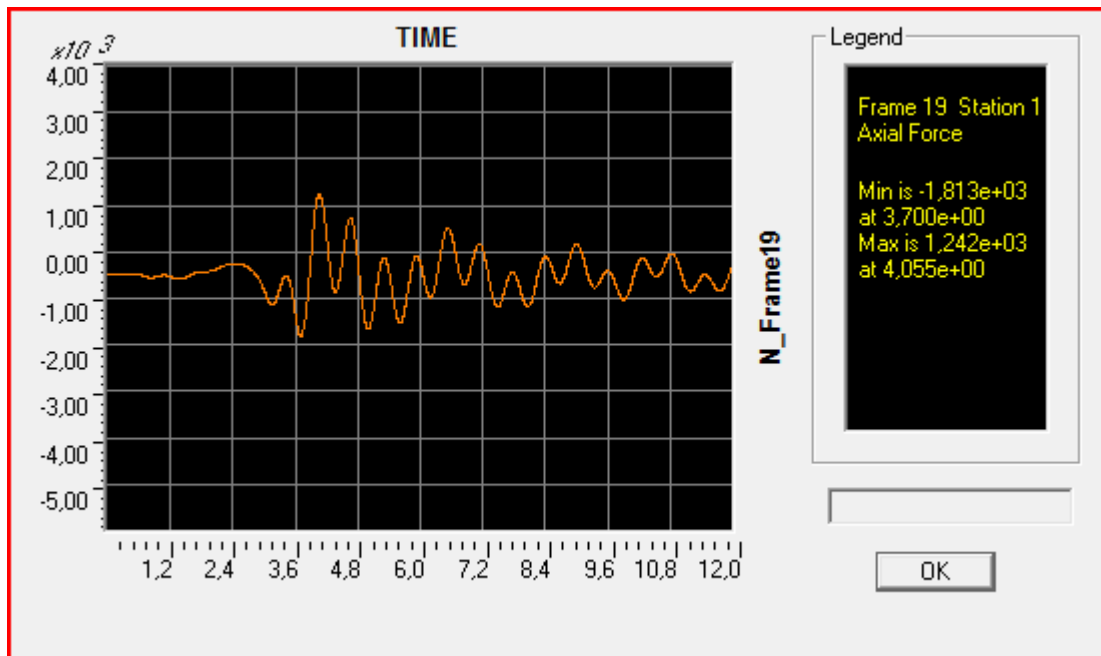


Εικόνα 8.9.3.2.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση της γεωμετρίας του μοντέλου των κτιρίων και επισήμανση με κύκλο του προς ανάλυση δομικού μέλους, που είναι κοινό στα περιμετρικά πλαίσια του φορέα και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

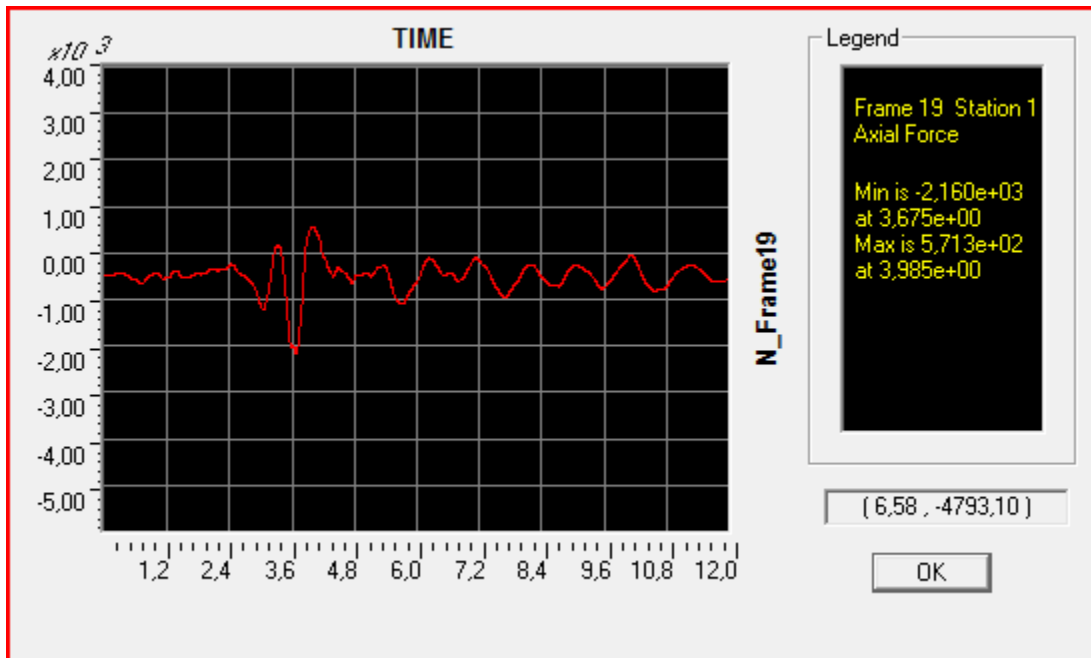


Διάγραμμα 8.9.3.2.1. Αξονική δύναμη μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 5967KN.

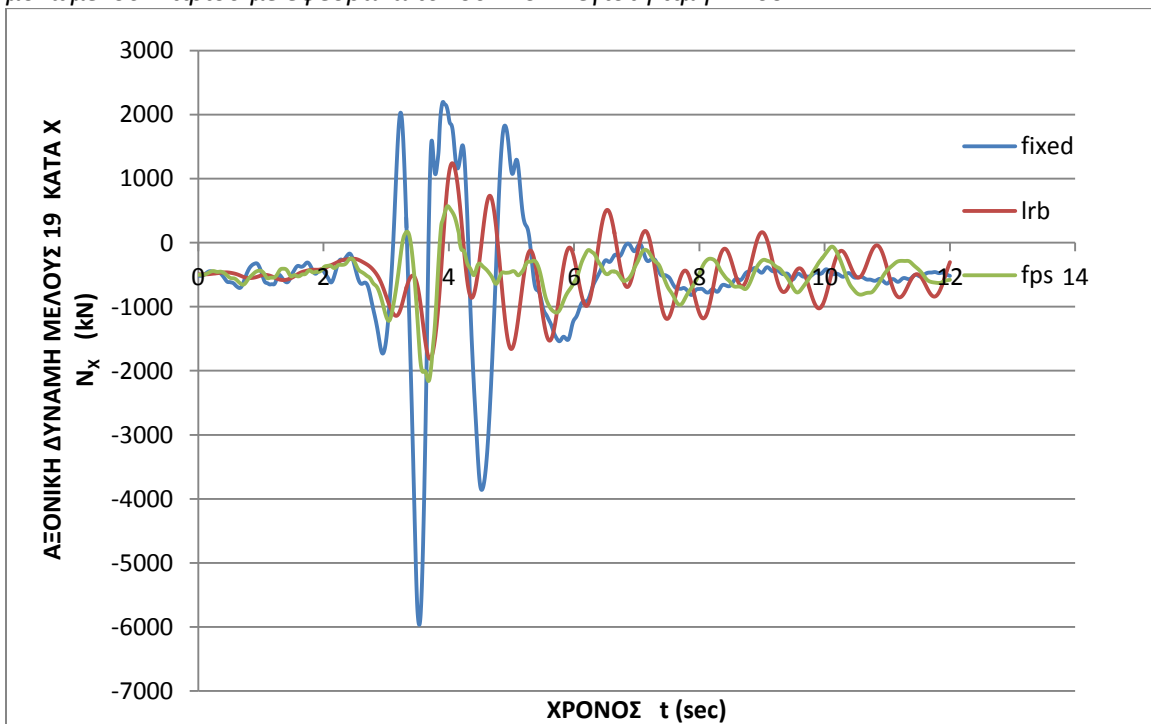


Διάγραμμα 8.9.3.2.2. Αξονική δύναμη μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1813KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.3. Αξονική δύναμη μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 2160KN.

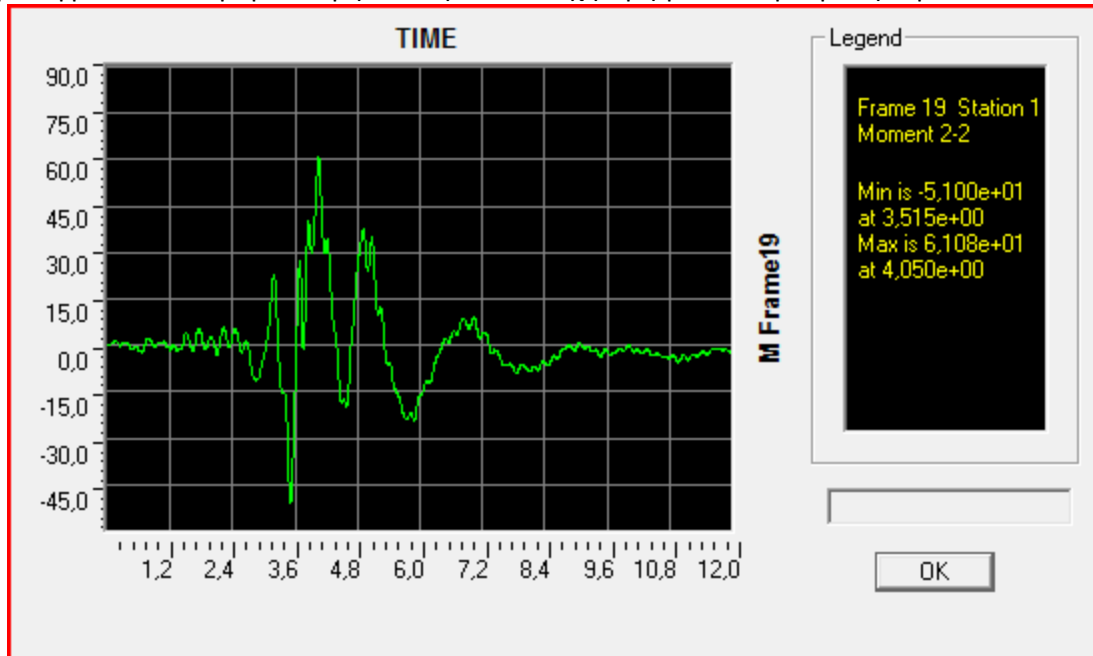


Διάγραμμα 8.9.3.2.4. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του περιμετρικού μέλους 19 (κοινό για περιμετρικά πλαίσια κατά X και κατά Y) για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

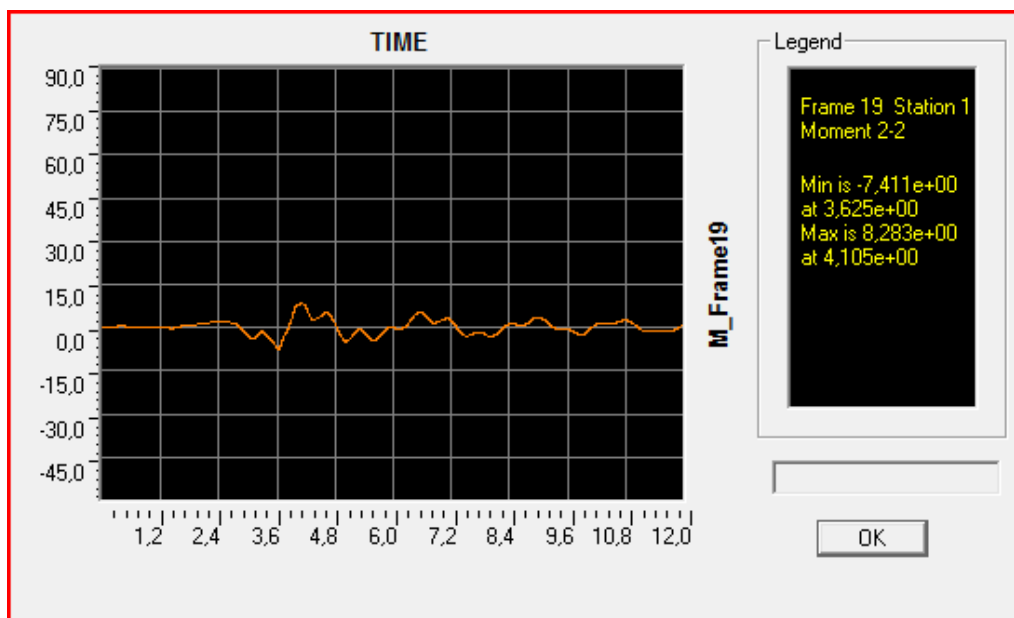
Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη αξονική δύναμη του

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

μέλους 19, που βρίσκεται στην περίμετρο του κτιρίου και είναι κοινό για τα περιμετρικά πλαίσια, για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 3 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη αξονική δύναμη του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου, είτε με εφέδρανα τριβής, είτε με εφέδρανα μολύβδου LRB. Η μέγιστη αξονική δύναμη του μέλους αυτού για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τύπου FPS είναι προσεγγιστικά 20% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB.

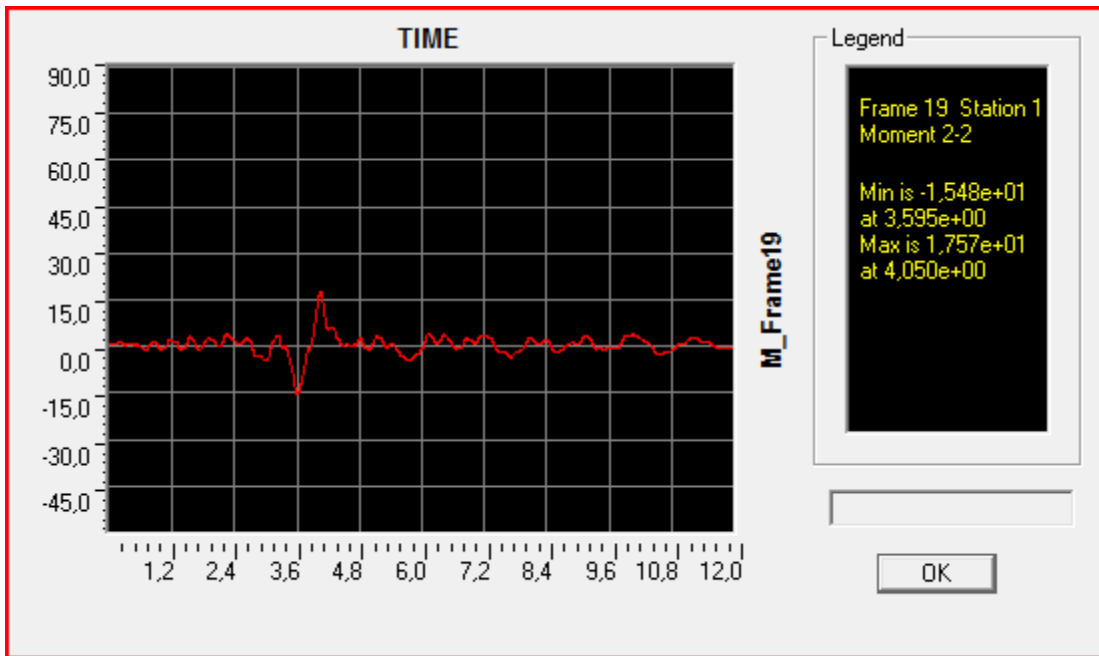


Διάγραμμα 8.9.3.2.5. Ροπή στη βάση του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 61,1kN/m.

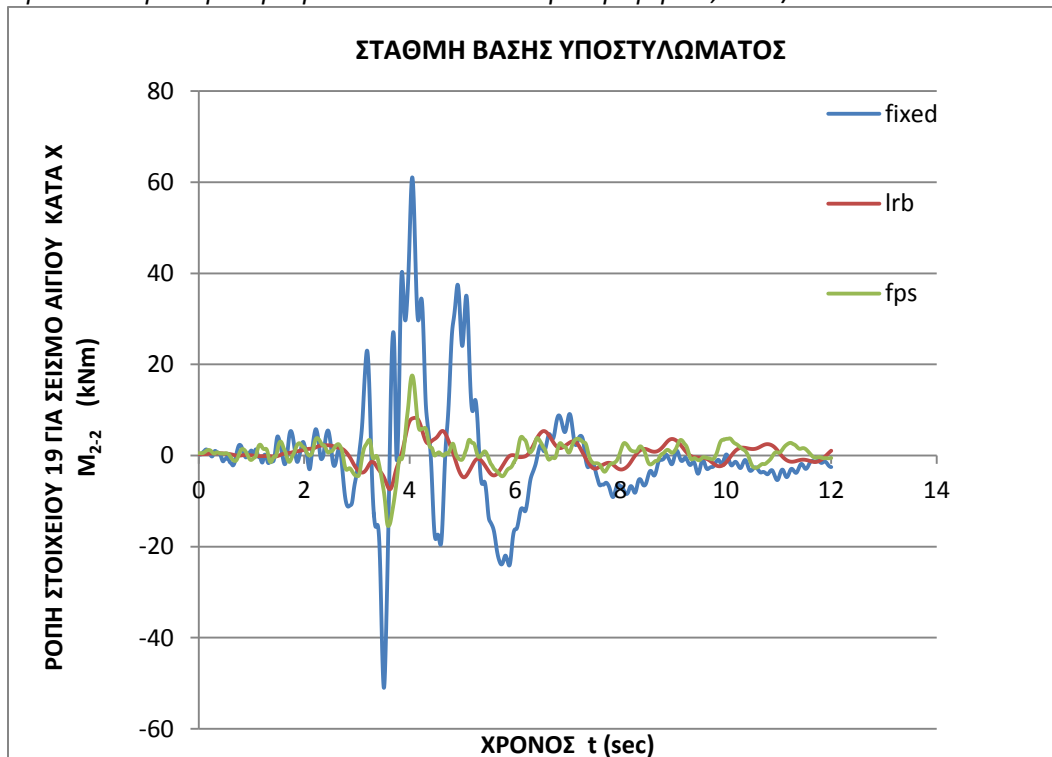


Διάγραμμα 8.9.3.2.6. Ροπή στη βάση του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 8,28kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

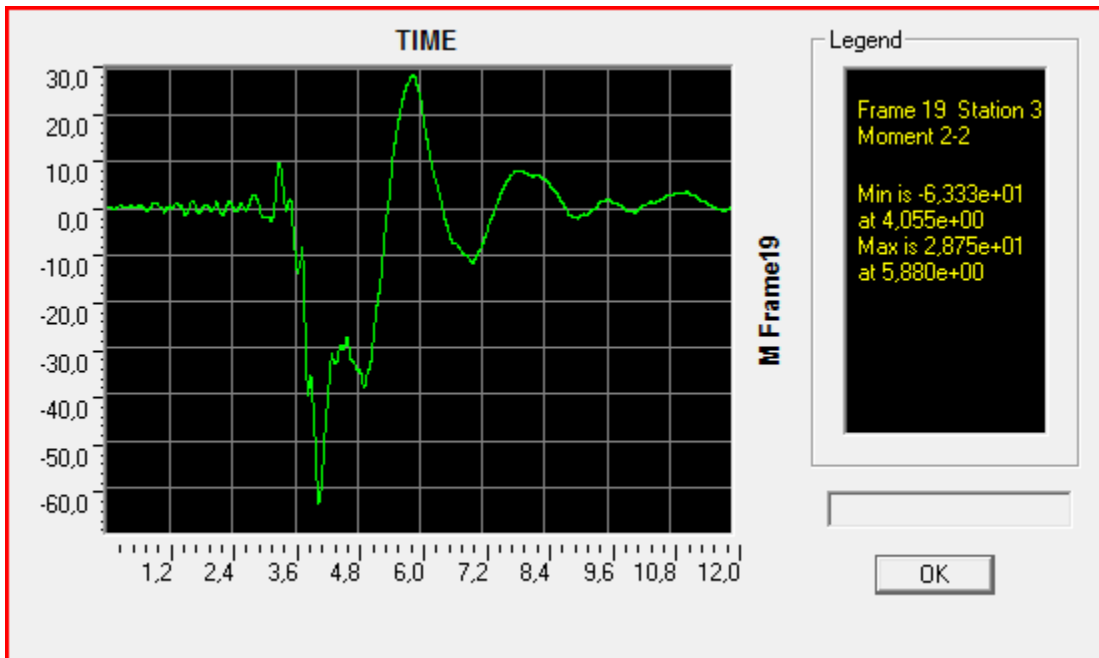


Διάγραμμα 8.9.3.2.7. Ροπή στη βάση του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά Χ του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 17,57KN/m.

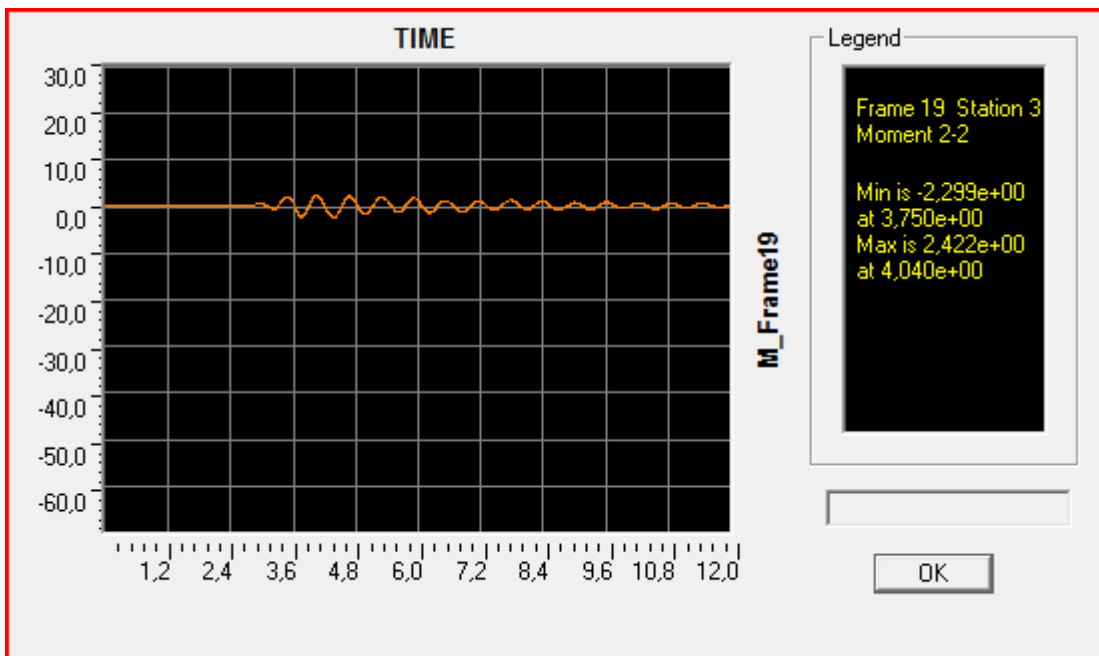


Διάγραμμα 8.9.3.2.8. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στη βάση του περιμετρικού μέλους 19 (κοινό για περιμετρικά πλαίσια κατά Χ και κατά Υ) για σεισμική διέγερση κατά Χ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

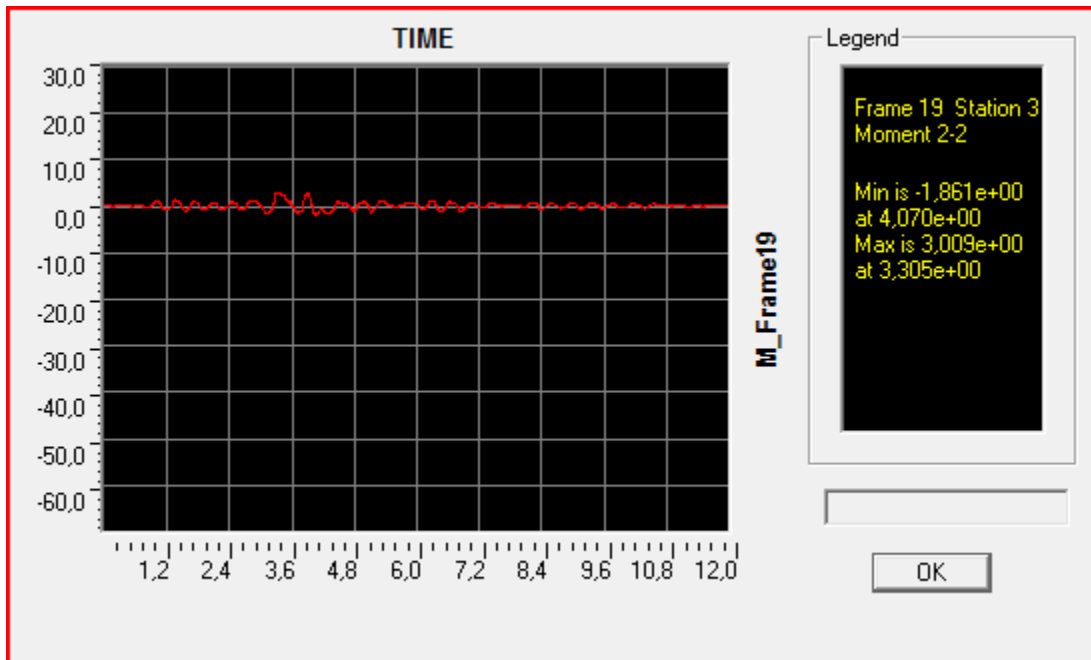


Διάγραμμα 8.9.3.2.9. Ροπή στην κορυφή του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 63,3kN/m.

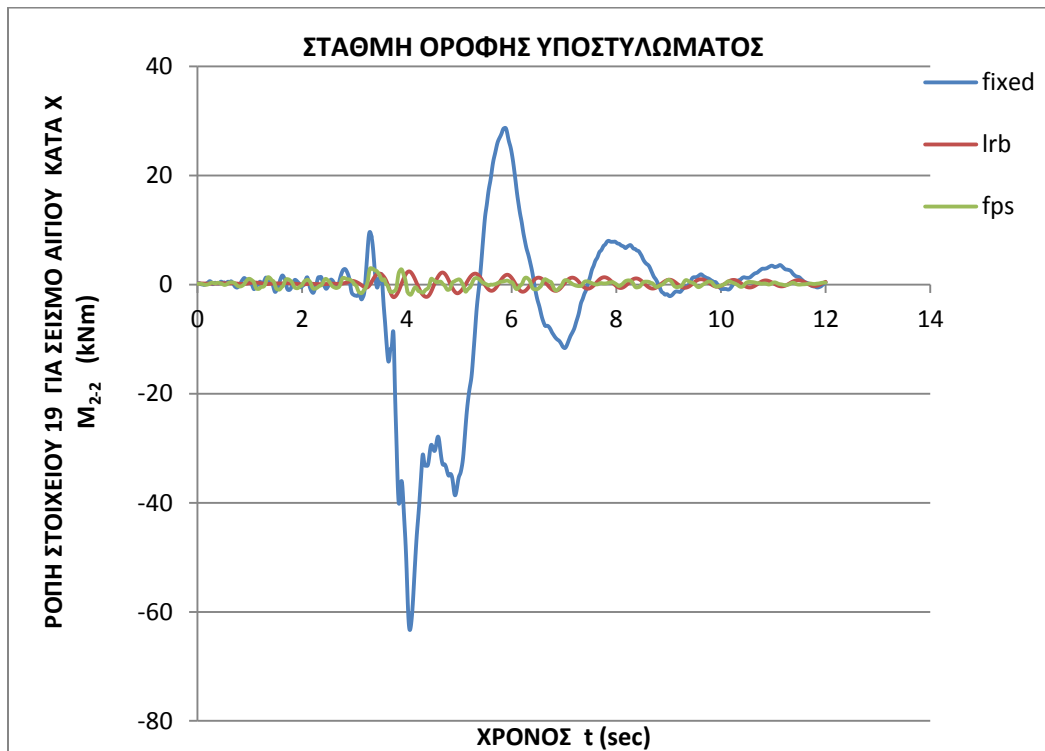


Διάγραμμα 8.9.3.2.10. Ροπή στην κορυφή του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 2,3kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



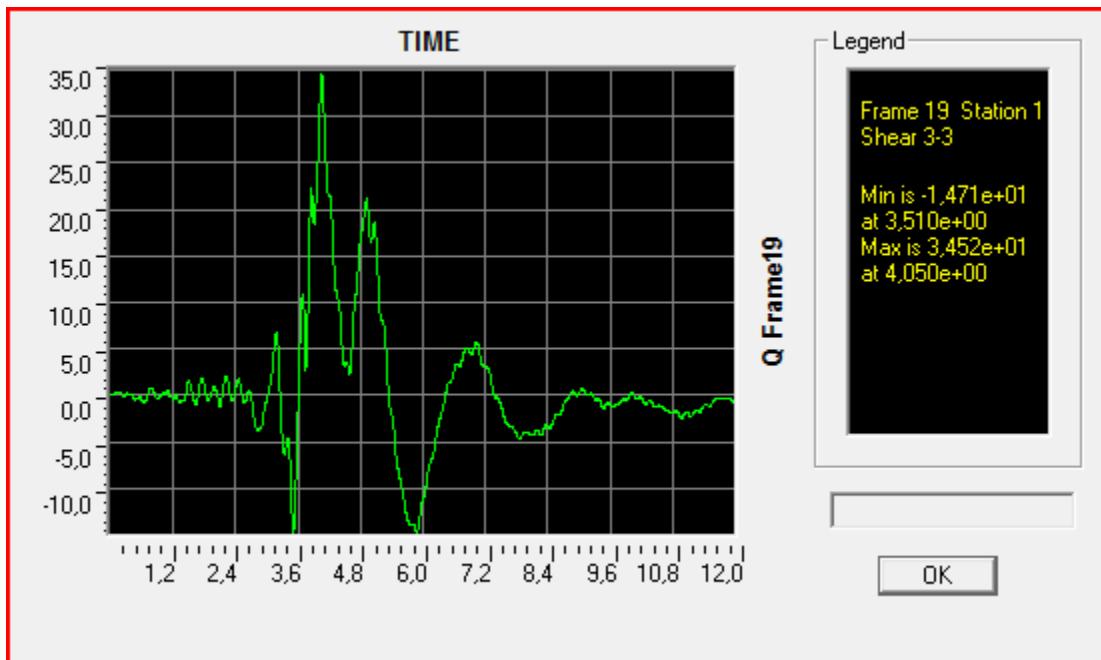
Διάγραμμα 8.9.3.2.11. Ροπή στην κορυφή του μέλους 19 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 3,01kN/m.



Διάγραμμα 8.9.3.2.12. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στην κορυφή του περιμετρικού μέλους 19 (κοινό για περιμετρικά πλαίσια κατά X και κατά Y) για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

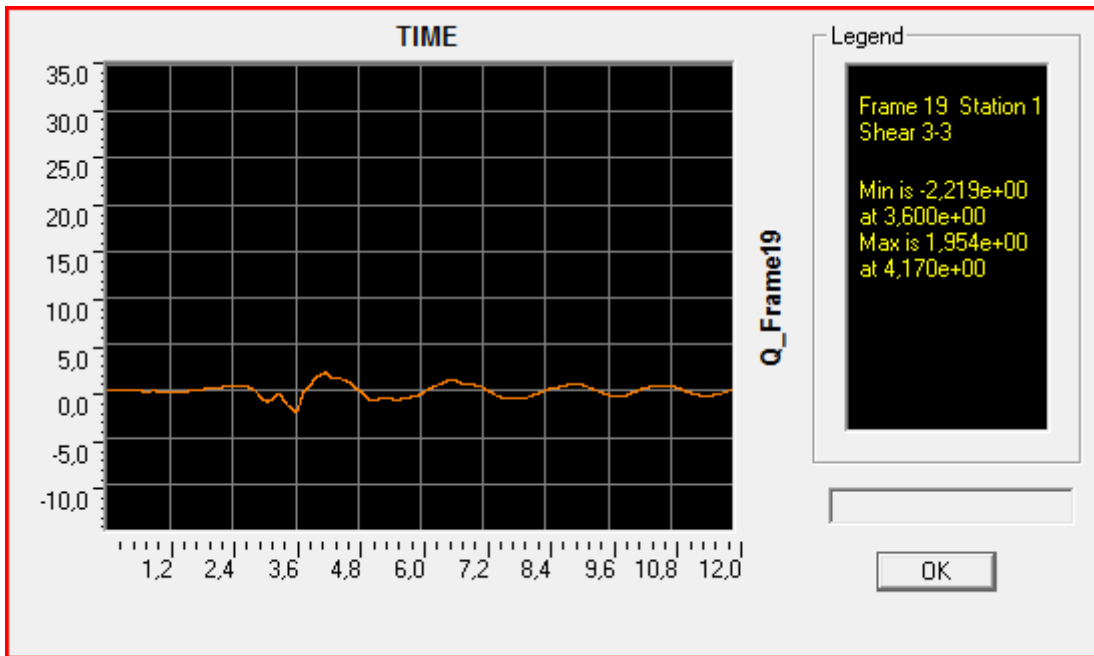
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη ροπή του μέλους 19 (που προκύπτει είτε στη βάση είτε στην κορυφή), βγια σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 8 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη ροπή του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB και 3,5 φορές περίπου για το κτίριο με εφέδρανα τριβής. Η μέγιστη ροπή του μέλους αυτού για σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS είναι διπλάσια περίπου από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB.

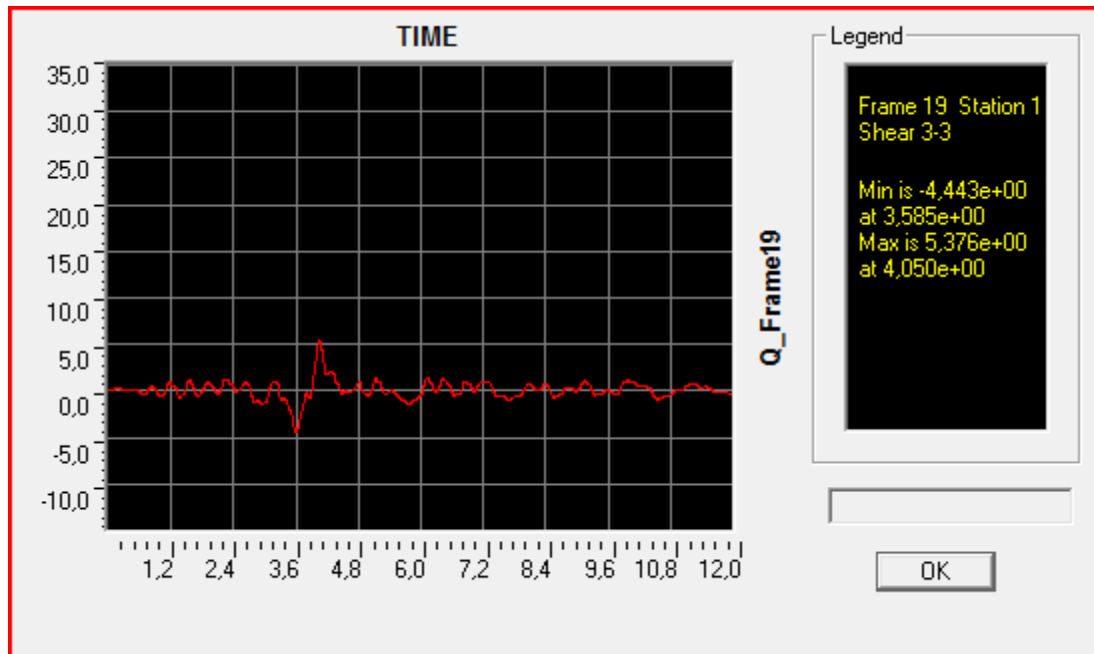


Διάγραμμα 8.9.3.2.13. Τέμνουσα του μέλους 19 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 34,52KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

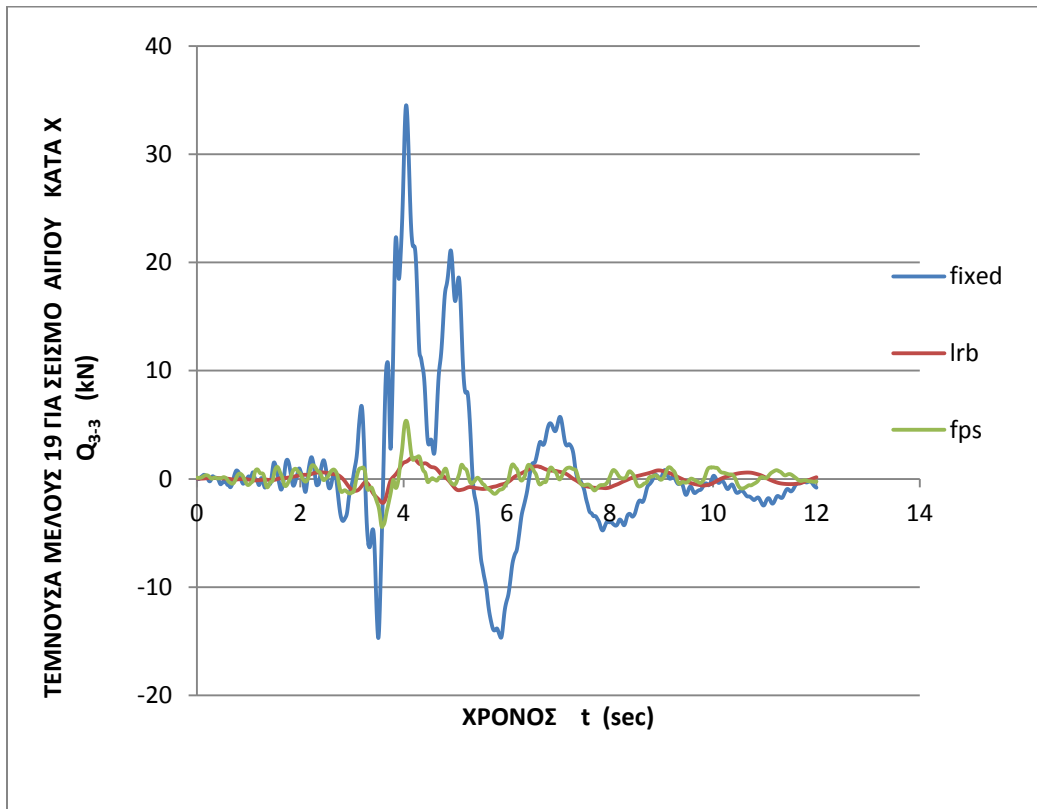


Διάγραμμα 8.9.3.2.14. Τέμνουσα του μέλους 19 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 2,21kN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.15. Τέμνουσα του μέλους 19 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 5,38kN.

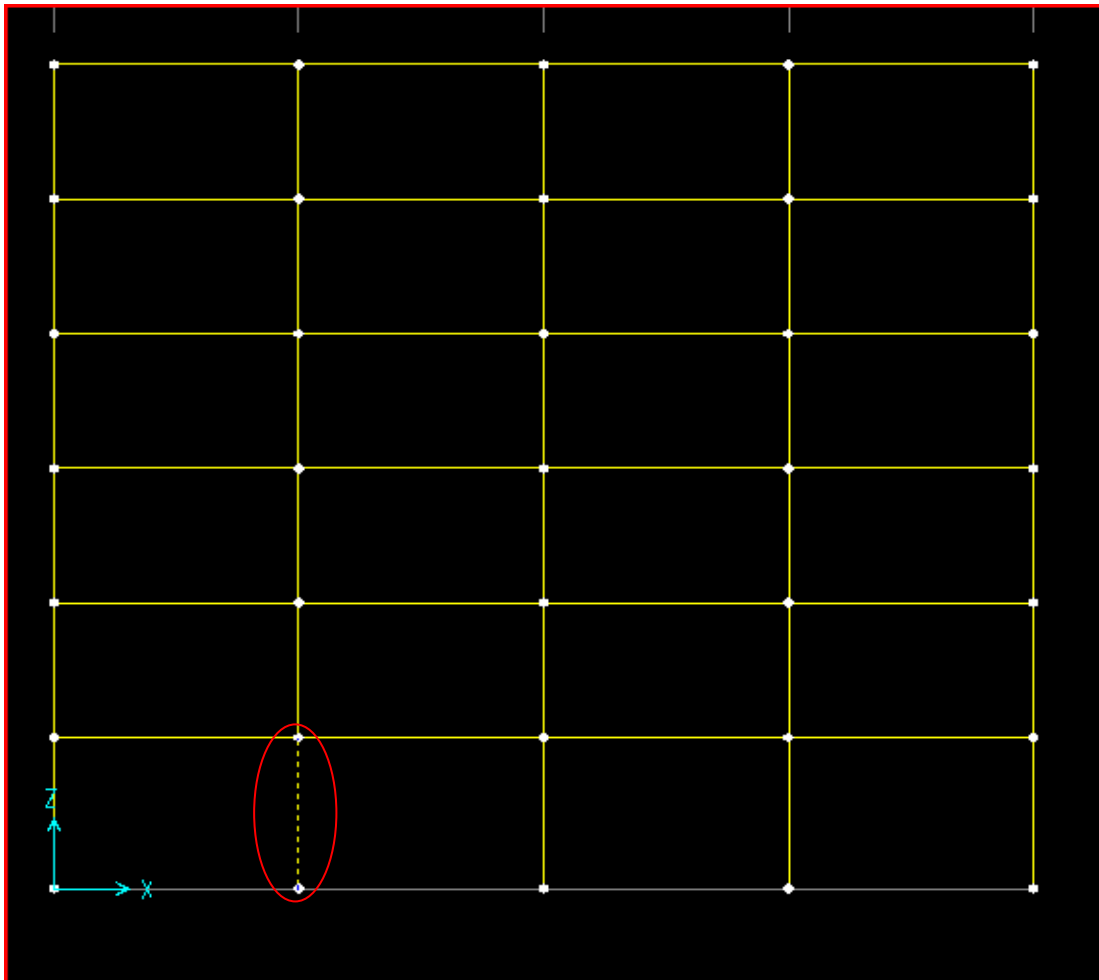
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.16. Συγκριτικό διάγραμμα τεμνουσών του περιμετρικού μέλους 19 (κοινό για περιμετρικά πλαίσια κατά X και κατά Y) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

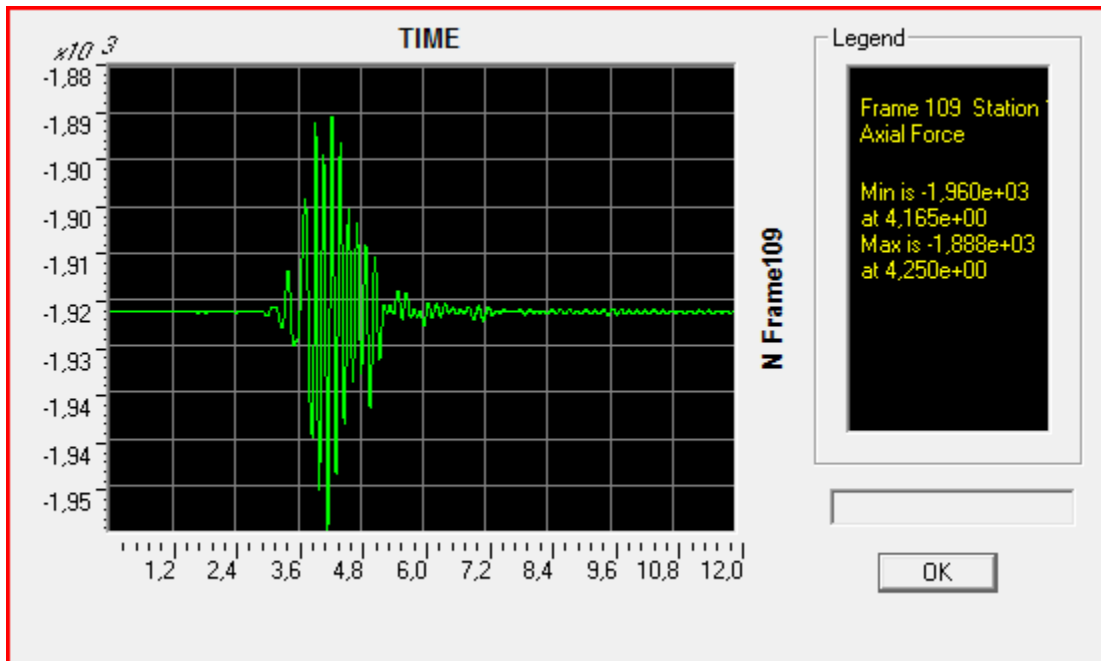
Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη τέμνουσα του μέλους 19, που βρίσκεται στην περίμετρο του κτιρίου και συμμετέχει στα δύο εξωτερικά πλαίσια κατά X και Y (που διαθέτουν χιαστί συνδέσμους), για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 16 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη τέμνουσα του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου με εφέδρανα μολύβδου LRB και 6,5 φορές περίπου για το κτίριο με εφέδρανα τριβής. Η μέγιστη τέμνουσα του μέλους αυτού για σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS είναι 2,5 φορές περίπου μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

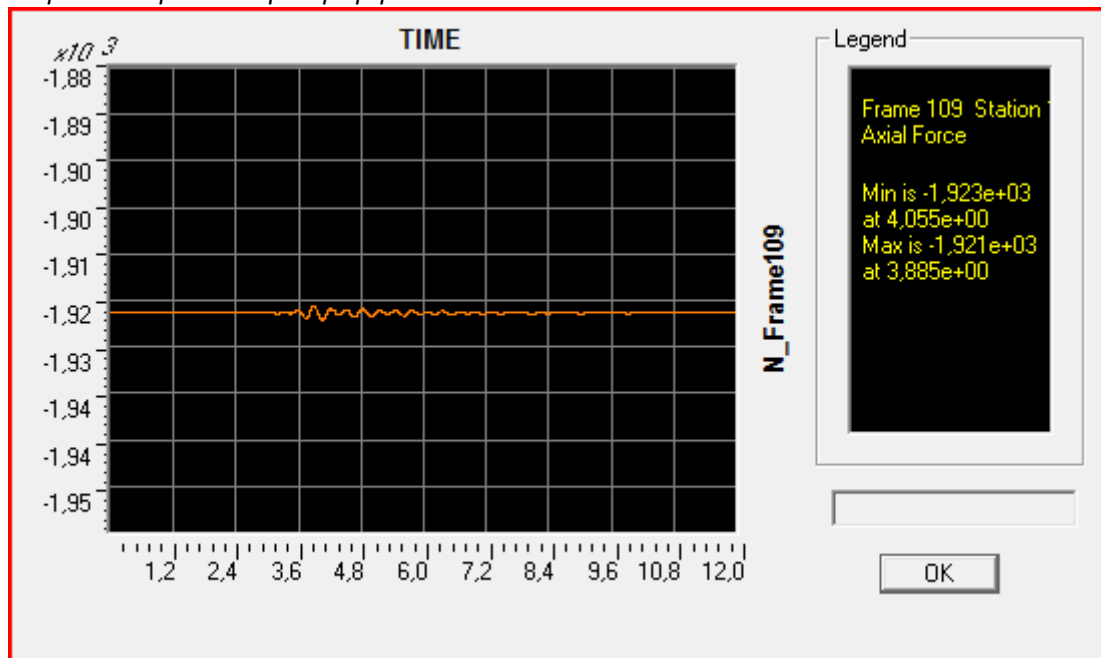


Εικόνα 8.9.3.2.2. Πλαίσιο κατά τον άξονα 2 (πλαίσιο X) της κάτοψης του κτιρίου και επισήμανση με κύκλο του προς ανάλυση δομικού μέλους.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

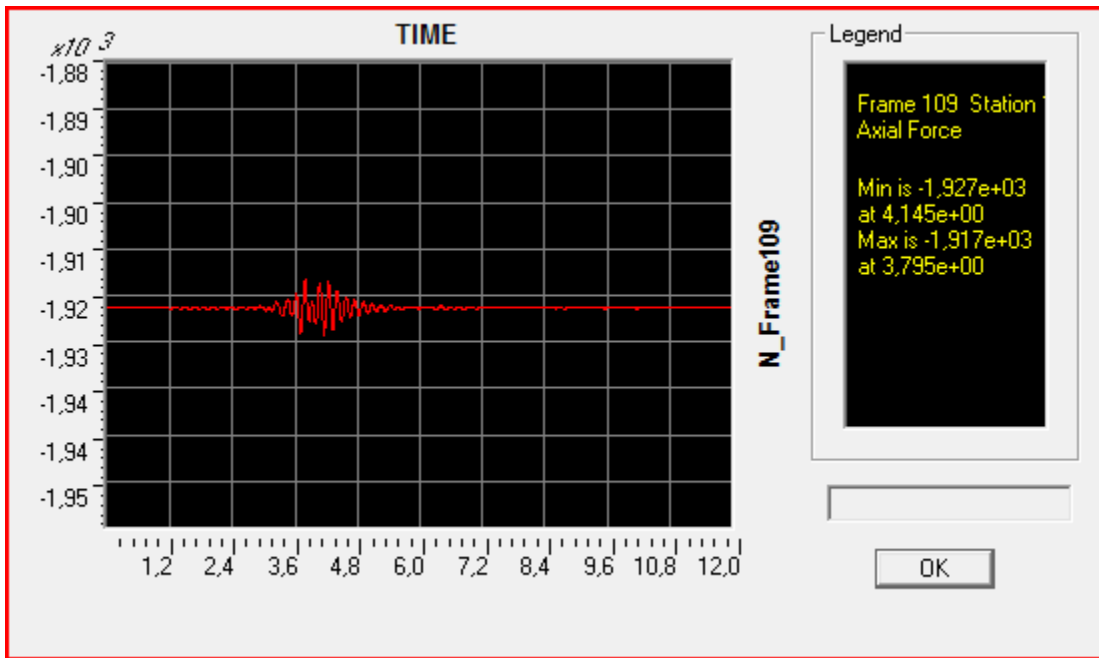


Διάγραμμα 8.9.3.2.17. Αξονική δύναμη μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 1960KN.

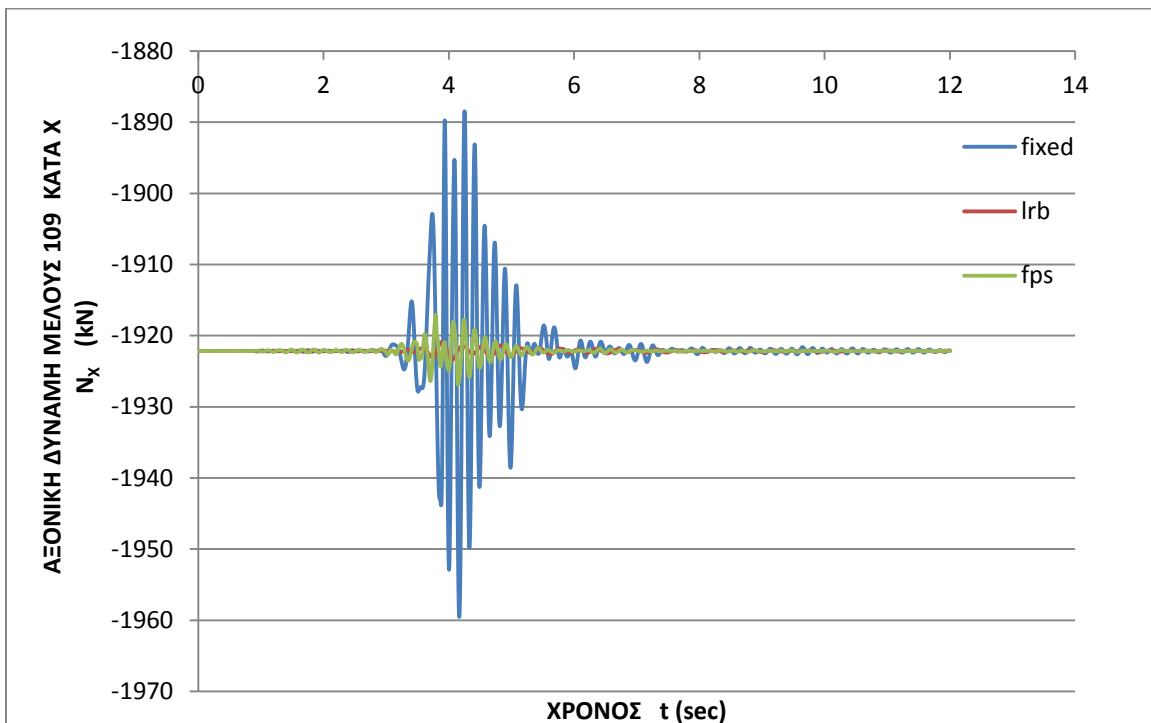


Διάγραμμα 8.9.3.2.18. Αξονική δύναμη μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1923KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



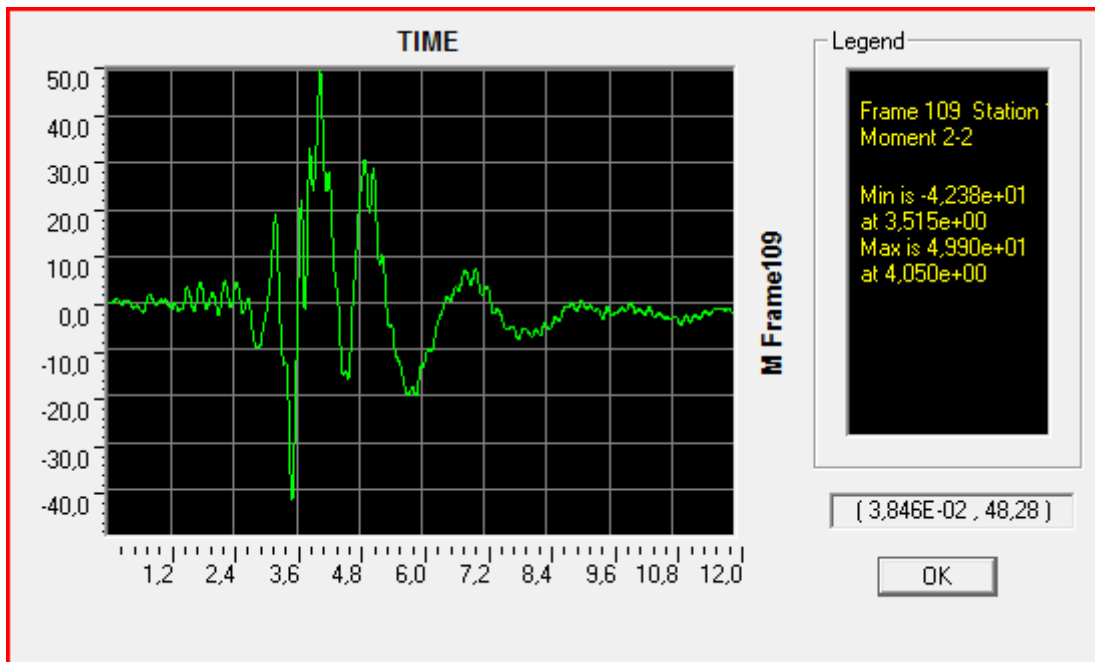
Διάγραμμα 8.9.3.2.19. Αξονική δύναμη μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 1927KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.20. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του ενδιαμέσου μέλους 109 (κοινό για ενδιαμέσα πλαίσια κατά X και κατά Y) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

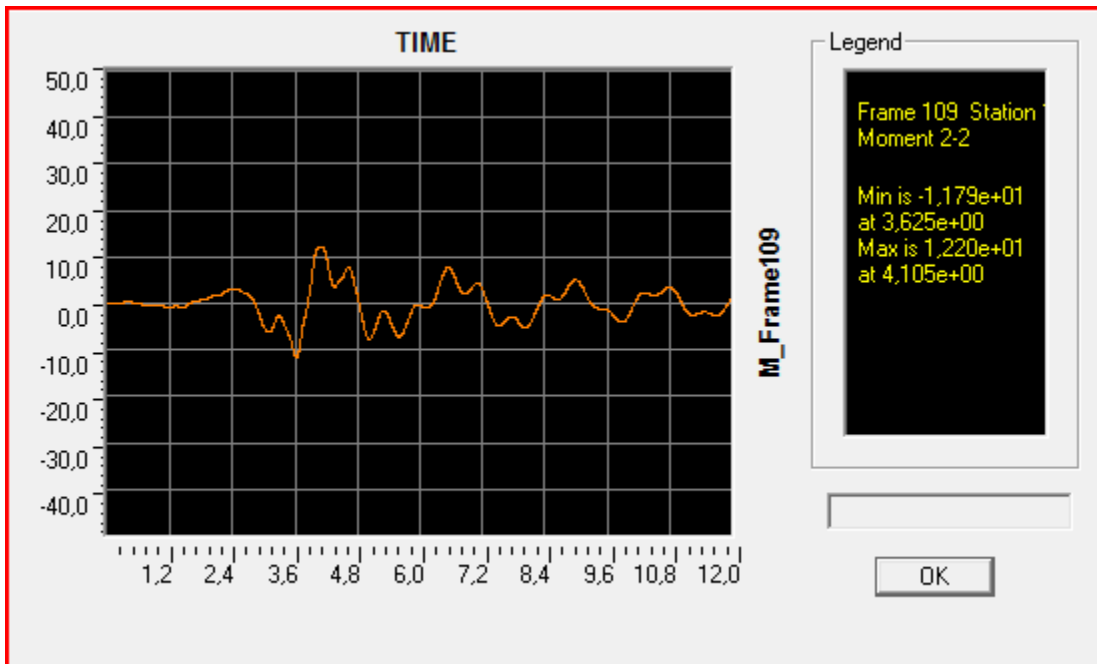
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε, ότι η αξονική δύναμη που καταπονεί το υποστύλωμα δεν μεταβάλλεται σημαντικά κατά την διάρκεια του σεισμού σε κανένα από τα εξεταζόμενα κτίρια, είτε αυτά διαθέτουν σεισμική μόνωση, είτε όχι. Αυτό συμβαίνει γιατί το υποστύλωμα που εξετάζεται είναι ενδιάμεσο (όμοια συμπεράσματα και για το κεντρικό υποστύλωμα παρακάτω). Οπότε με βάση την ισορροπία των δυνάμεων κατά τη σεισμική διέγερση, ορθώς δεν παρατηρούμε αξιοσημείωτη αυξομείωση της αξονικής δύναμης του μέλους. Τα κρίσιμα μεγέθη διαστασιολόγησης των ενδιάμεσων υποστυλωμάτων προκύπτουν για την οριακή κατάσταση αστοχίας και όχι για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων. Εξαρχής γνωρίζουμε, ότι τα οφέλη της σεισμικής μόνωσης για τα ενδιάμεσα ή κεντρικά υποστυλώματα είναι κατά πολύ μικρότερα από τα αντίστοιχα οφέλη, που προκύπτουν για τα υποστυλώματα που απέχουν από το κέντρο μάζας της κάτοψης του κτιρίου, όπως τα περιμετρικά.

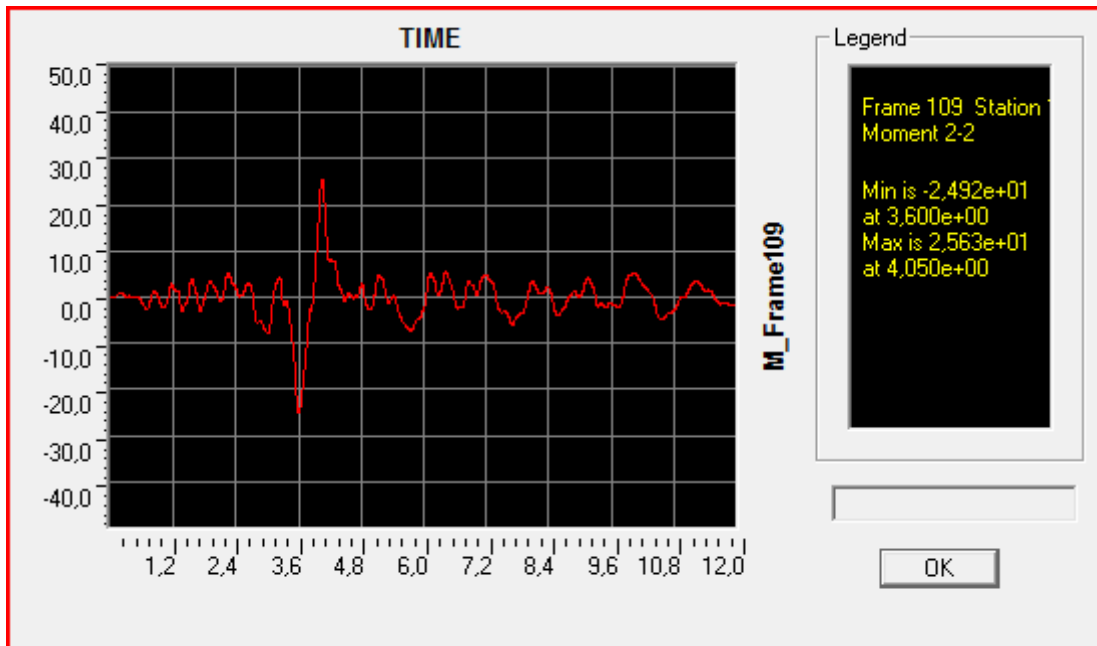


Διάγραμμα 8.9.3.2.21. Ροπή στη βάση του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 49,9kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

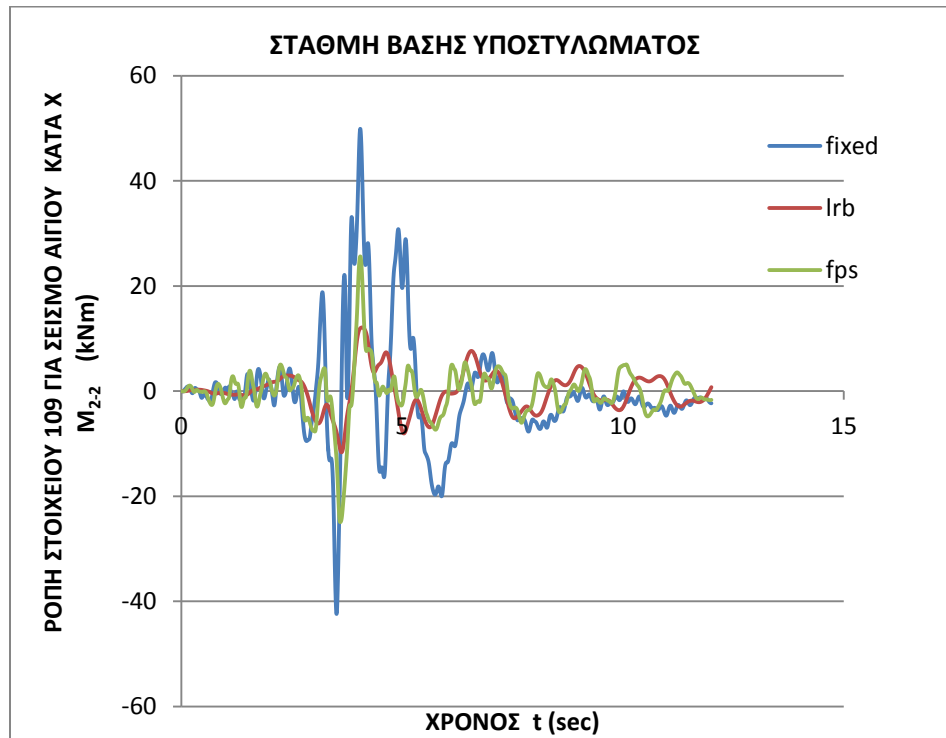


Διάγραμμα 8.9.3.2.22. Ροπή στη βάση του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 12,2kN/m.

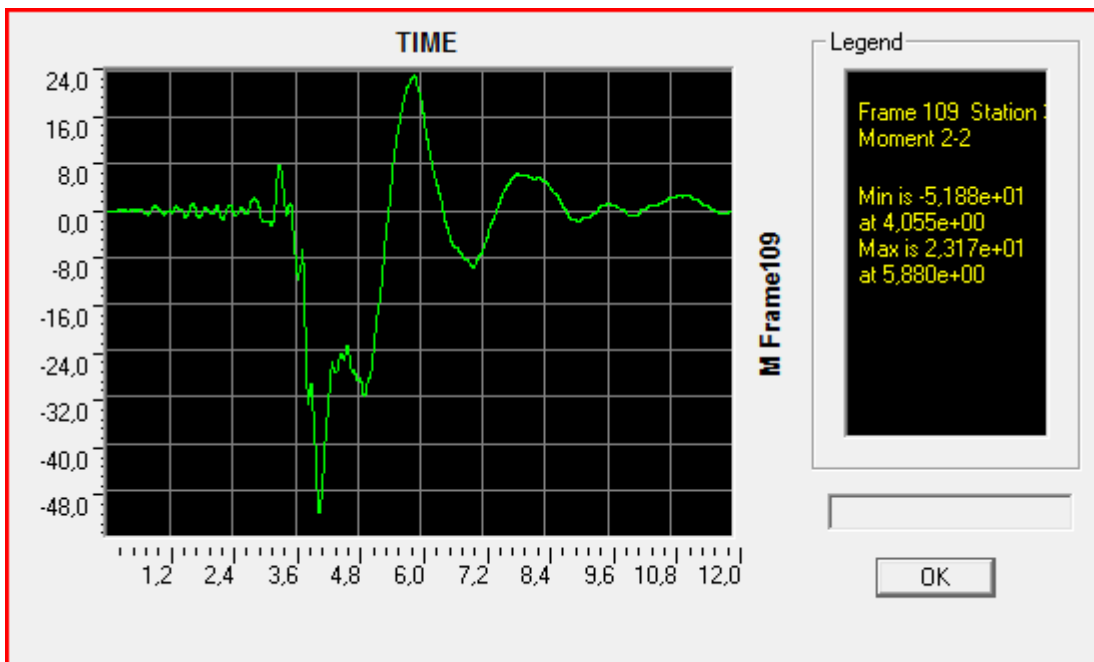


Διάγραμμα 8.9.3.2.23. Ροπή στη βάση του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 25,6kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

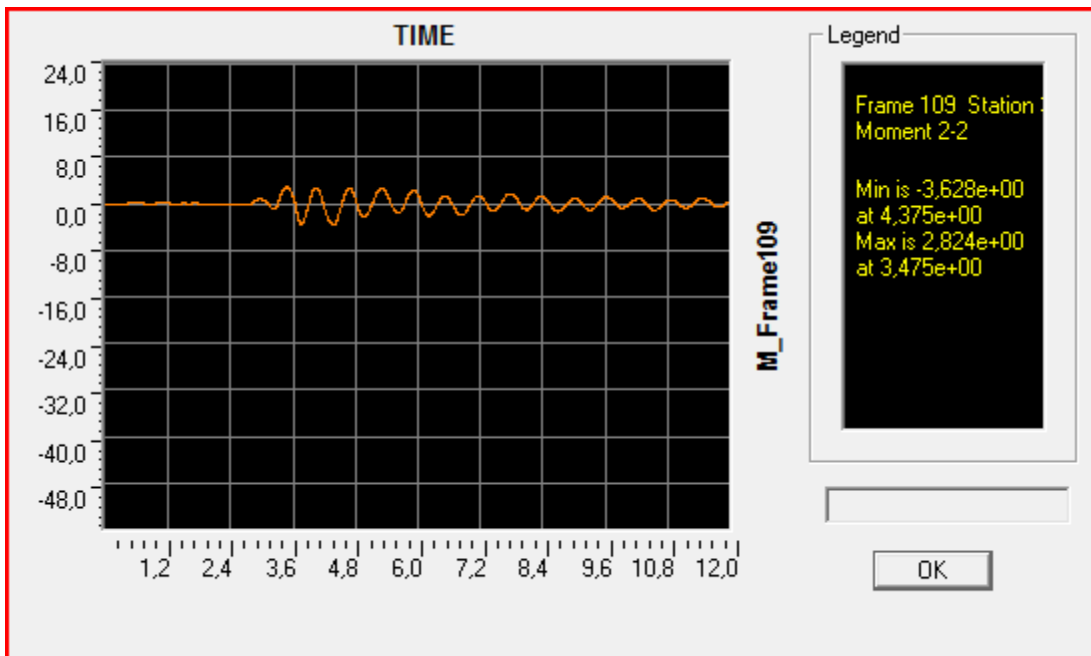


Διάγραμμα 8.9.3.2.24. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στη βάση του ενδιάμεσου μέλους 109 (κοινό για ενδιάμεσα πλαίσια κατά Χ και κατά Υ) για σεισμική διέγερση κατά Χ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τύπου FPS.

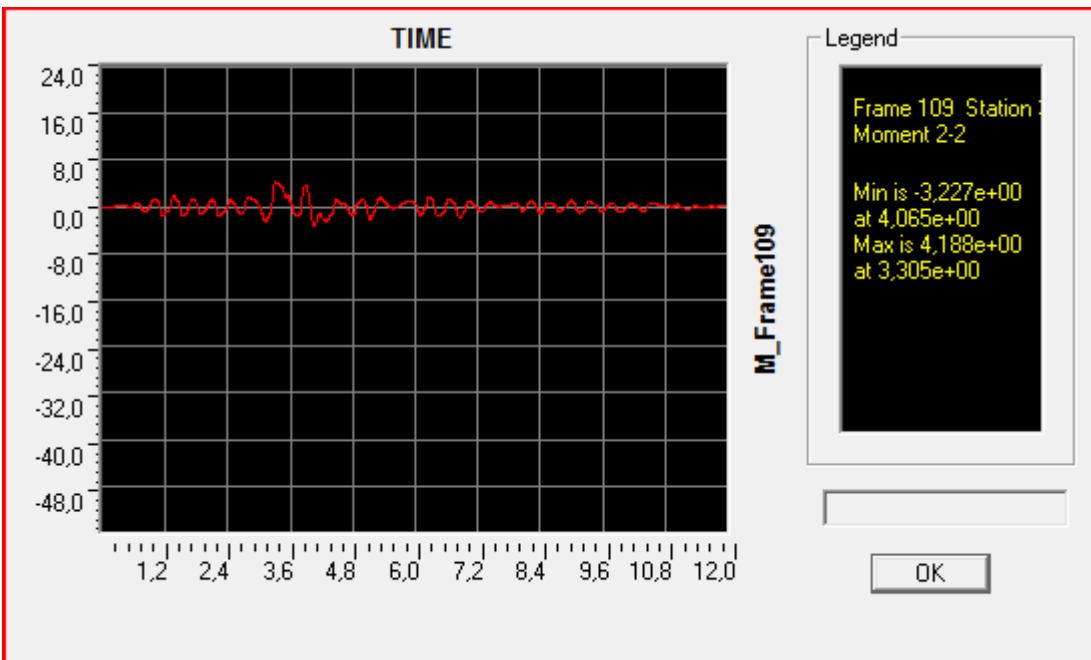


Διάγραμμα 8.9.3.2.25. Ροπή στην κορυφή του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά Χ του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 51,9kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

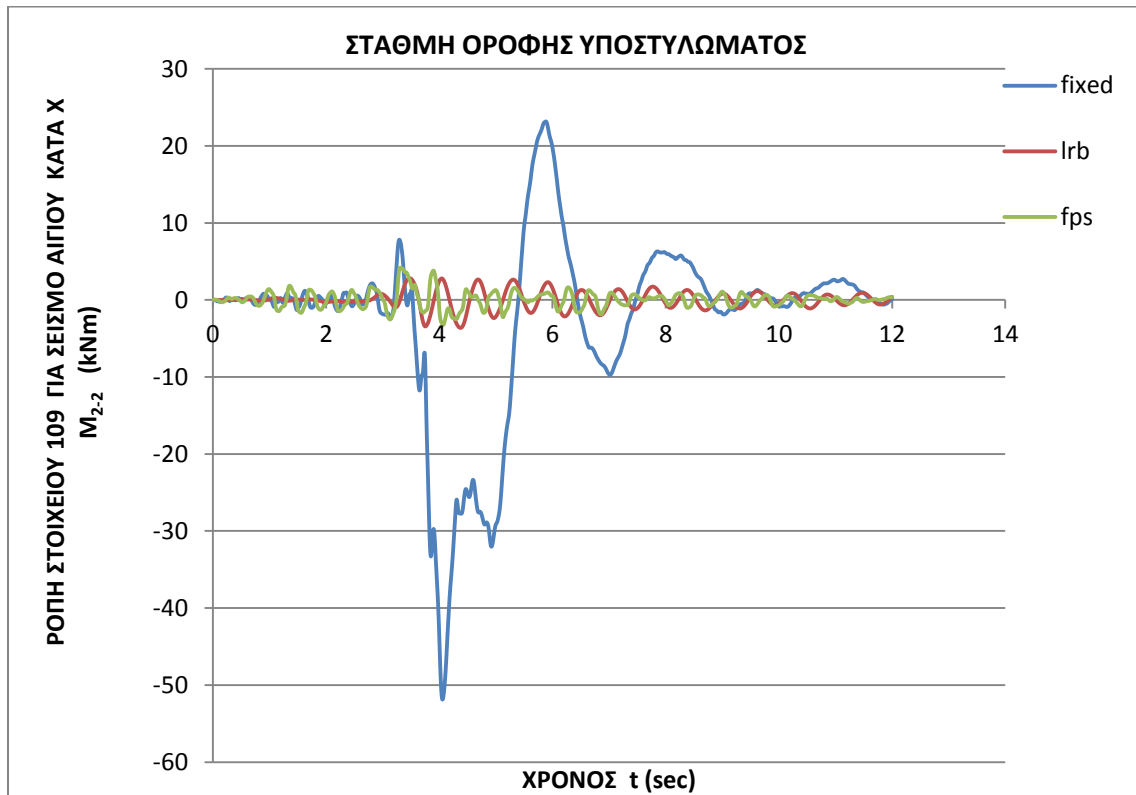


Διάγραμμα 8.9.3.2.26. Ροπή στην κορυφή του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 3,63KN/m.



Διάγραμμα 8.9.3.2.27. Ροπή στην κορυφή του μέλους 109 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 4,19KN/m.

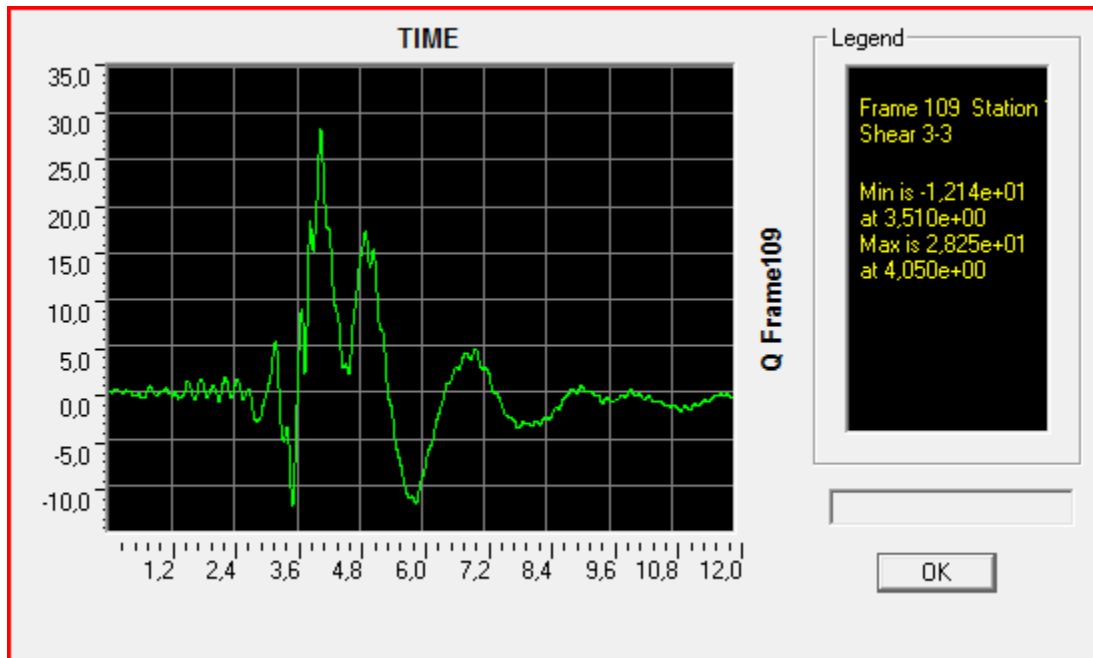
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



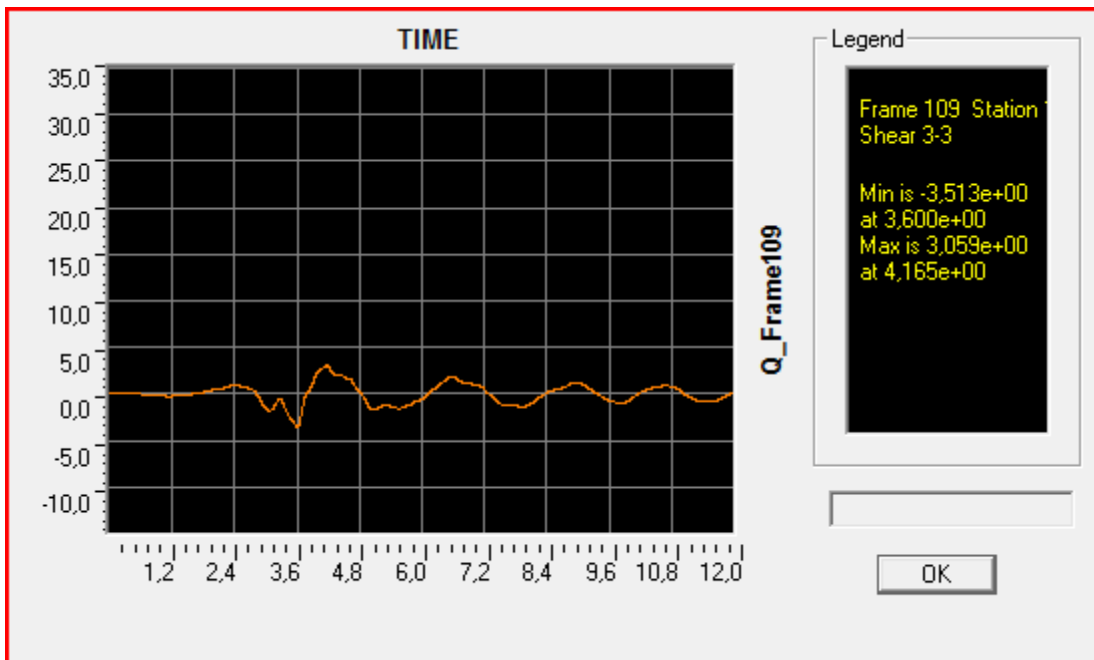
Διάγραμμα 8.9.3.2.28. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στην κορυφή του ενδιάμεσου μέλους 109 (κοινό για ενδιάμεσα πλαίσια κατά X και κατά Y) για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τριβής τύπου FPS.

Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη ροπή του μέλους 109 (που προκύπτει είτε στη βάση είτε στην κορυφή), που βρίσκεται σε ενδιάμεση θέση της κάτοψης του κτιρίου και είναι κοινό για ενδιάμεσα πλαίσια κατά X και Y, για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 4 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη ροπή του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB και 2 φορές περίπου για το κτίριο με εφεδράνα τριβής. Η μέγιστη ροπή του μέλους αυτού για σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου FPS είναι διπλάσια περίπου από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφεδράνα τύπου LRB.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

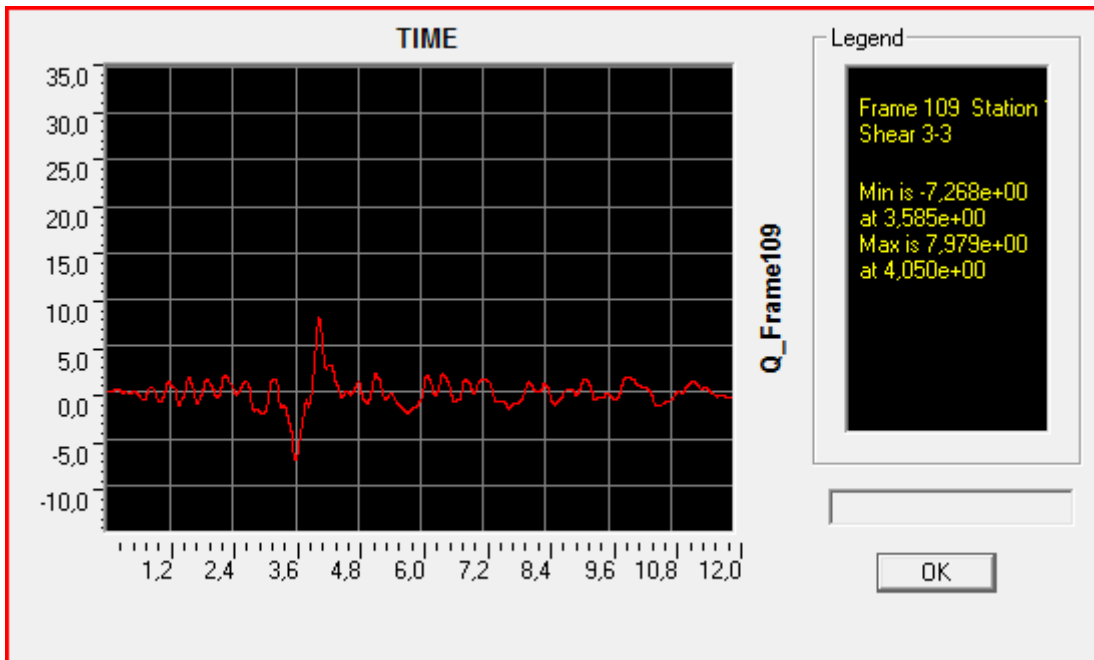


Διάγραμμα 8.9.3.2.29. Τέμνουσα του μέλους 109 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 28,25KN.

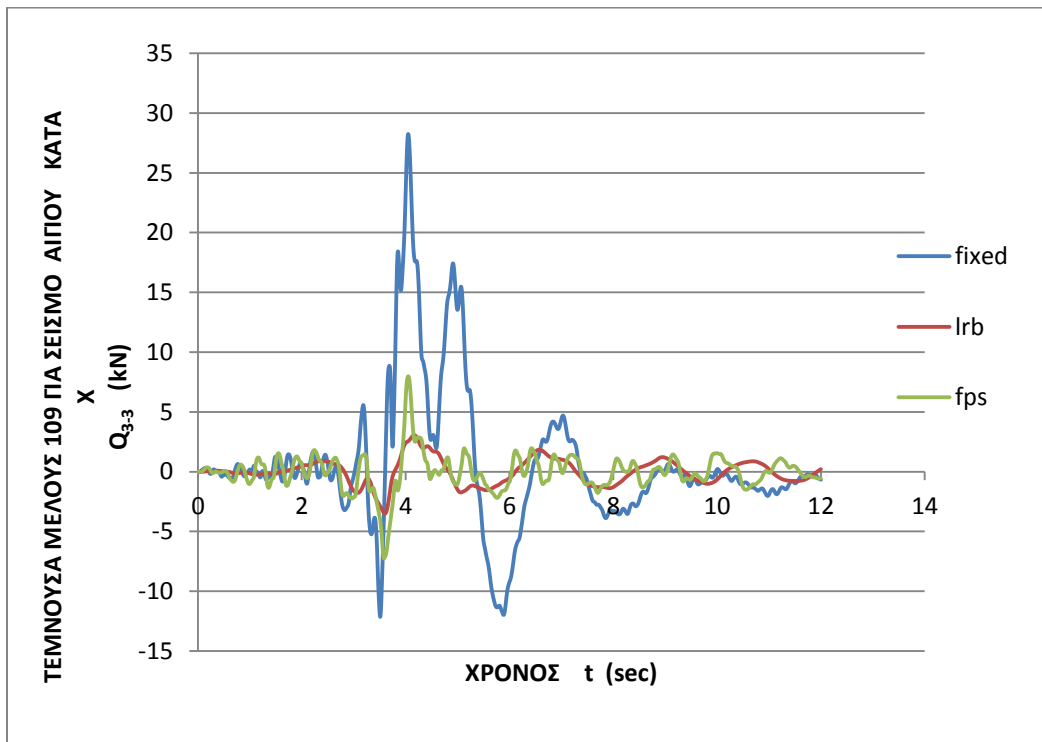


Διάγραμμα 8.9.3.2.30. Τέμνουσα του μέλους 109 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 3,5KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



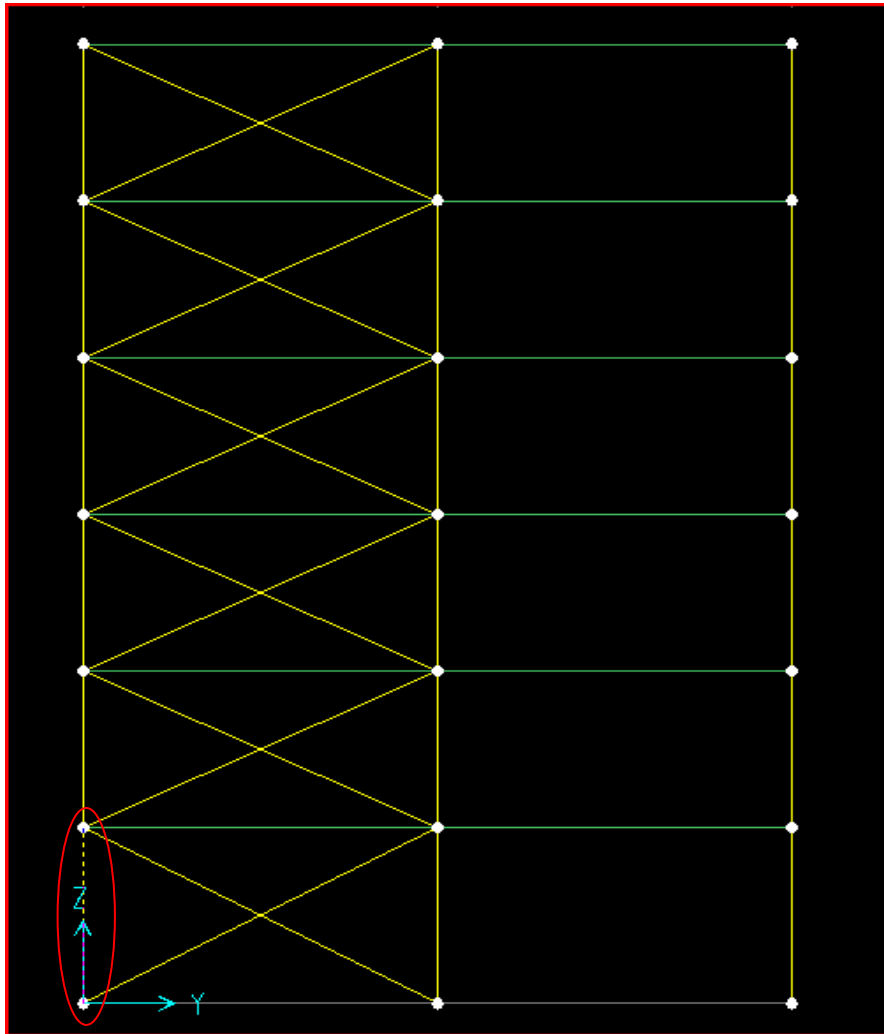
Διάγραμμα 8.9.3.2.31. Τέμνουσα του μέλους 109 κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 7,98KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.32. Συγκριτικό διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του ενδιάμεσου μέλους 109 (κοινό για ενδιάμεσα πλαίσια κατά X και κατά Y) κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τριβής τύπου FPS.

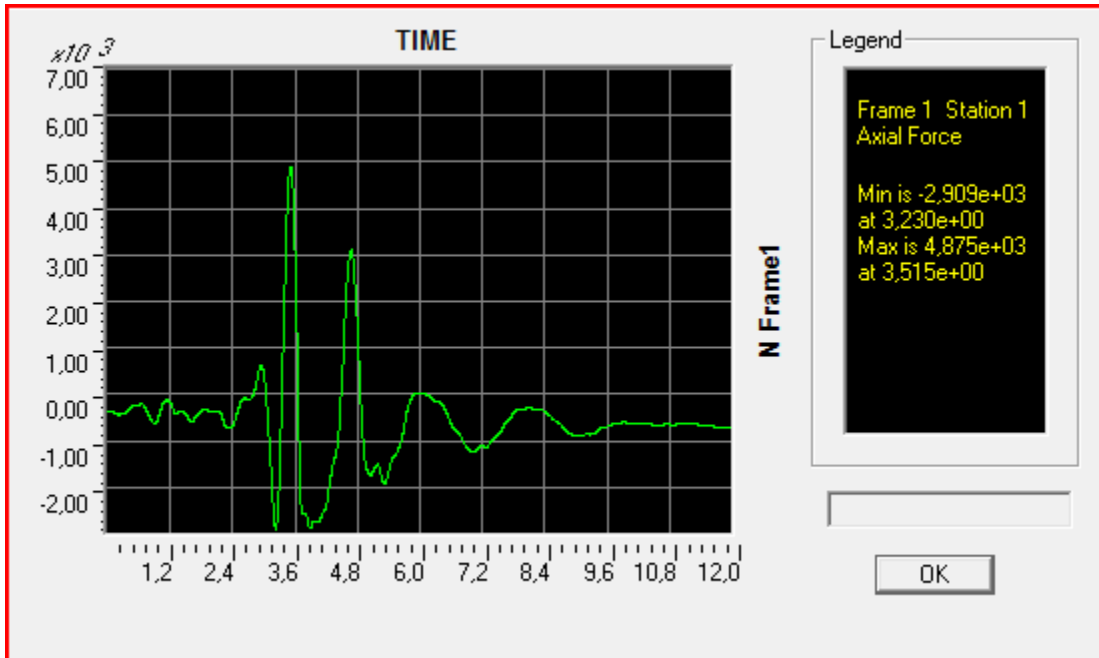
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Είναι φανερό από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα, ότι η μέγιστη τέμνουσα του μέλους 109, που βρίσκεται σε ενδιάμεση θέση της κάτοψης του κτιρίου και είναι κοινό για ενδιάμεσα πλαίσια κατά X και Y, για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου είναι περίπου 8 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη τέμνουσα του σεισμικά μονωμένου στη βάση κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB και 3,5 φορές περίπου για το κτίριο με εφέδρανα τριβής. Η μέγιστη τέμνουσα του μέλους αυτού για σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS είναι 2,5 φορές περίπου μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το κτίριο με εφέδρανα τύπου LRB.

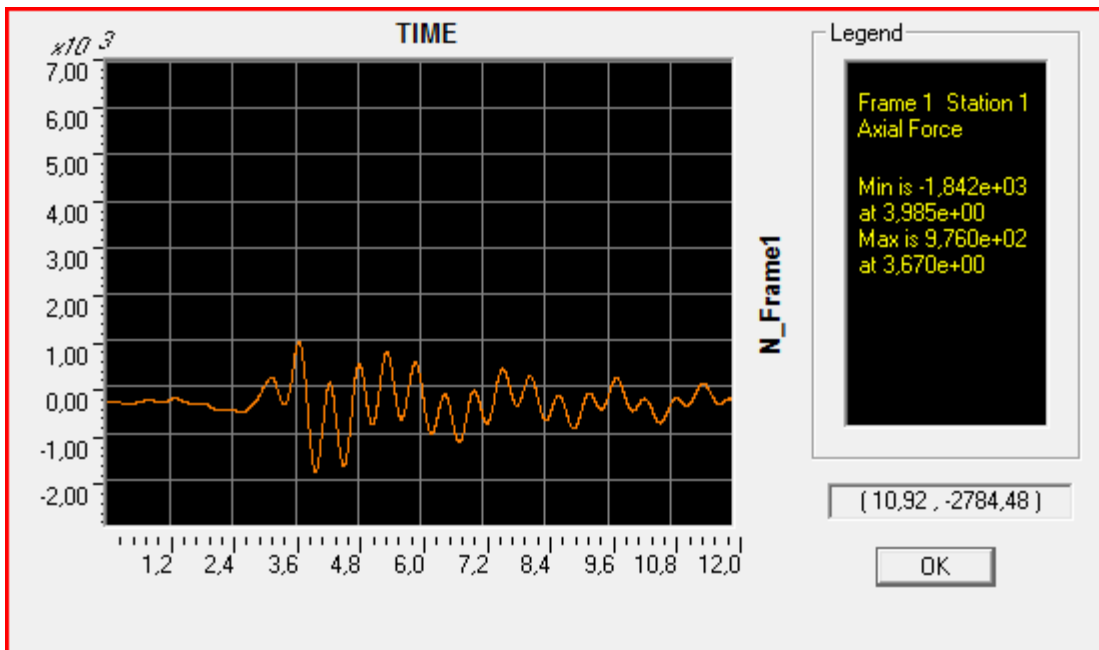


Εικόνα 8.9.3.2.3. Πλαίσιο κατά τον άξονα A (πλαίσιο κατά Y) της κάτοψης του κτιρίου και επισήμανση με κόκκινο κύκλο του προς ανάλυση δομικού μέλους.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

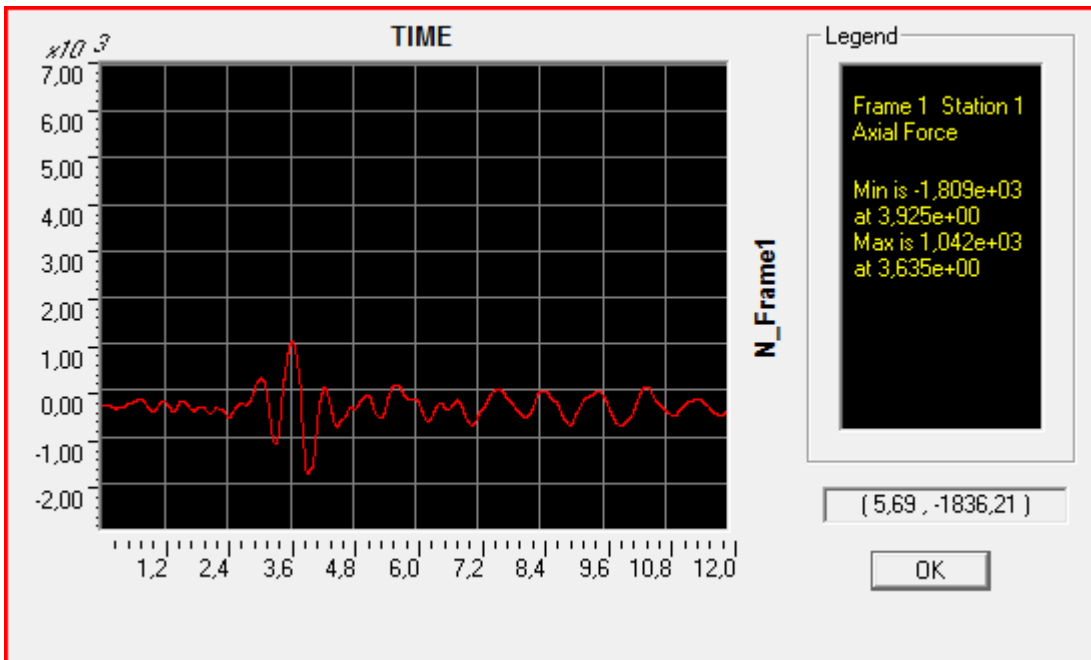


Διάγραμμα 8.9.3.2.33. Αξονική δύναμη μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 4875KN.

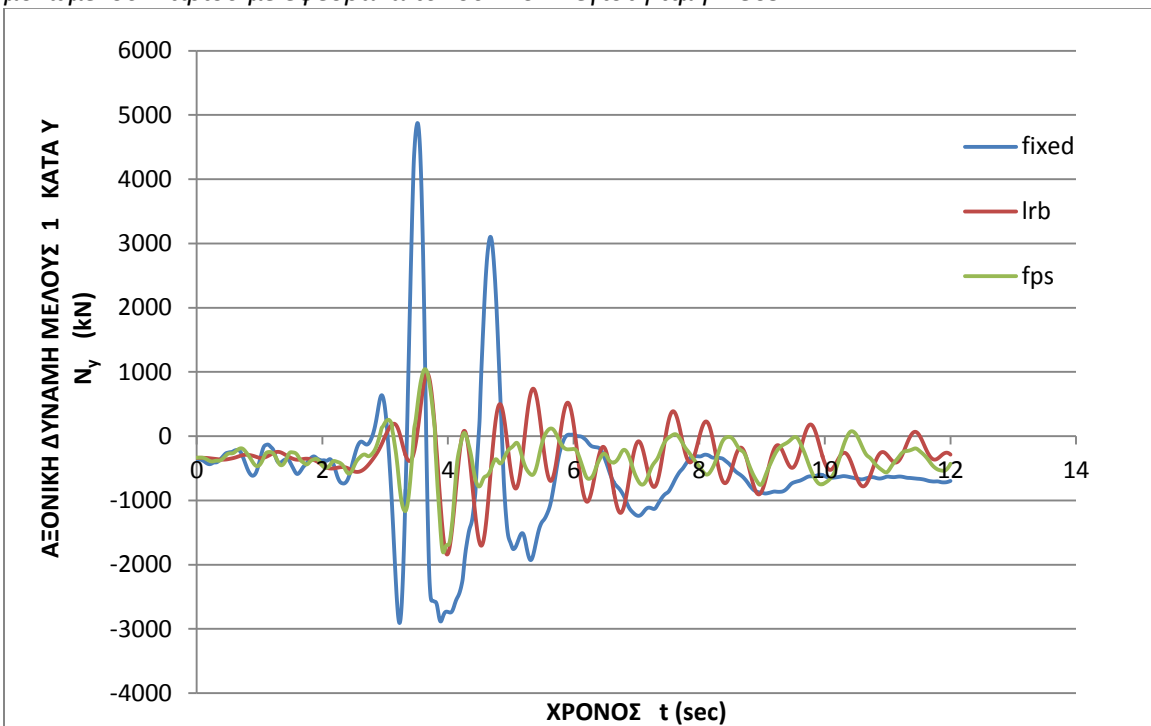


Διάγραμμα 8.9.3.2.34. Αξονική δύναμη μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1842KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.35. Αξονική δύναμη μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 1809KN.

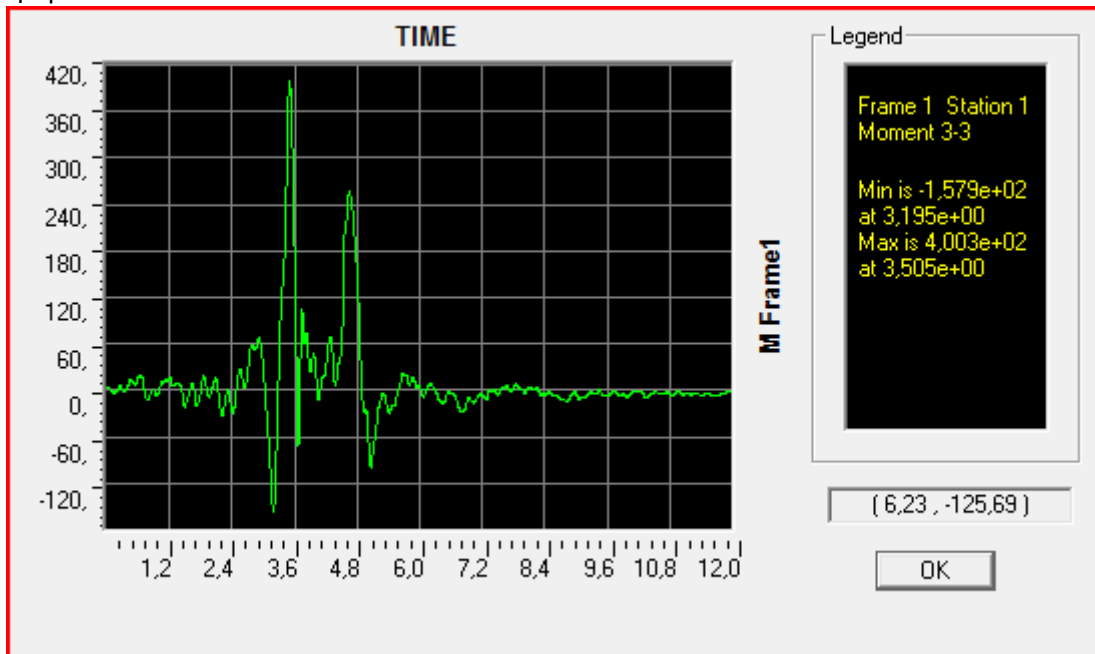


Διάγραμμα 8.9.3.2.36. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του περιμετρικού μέλους 1 (πλαίσιο κατά τον άξονα A ή 1 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

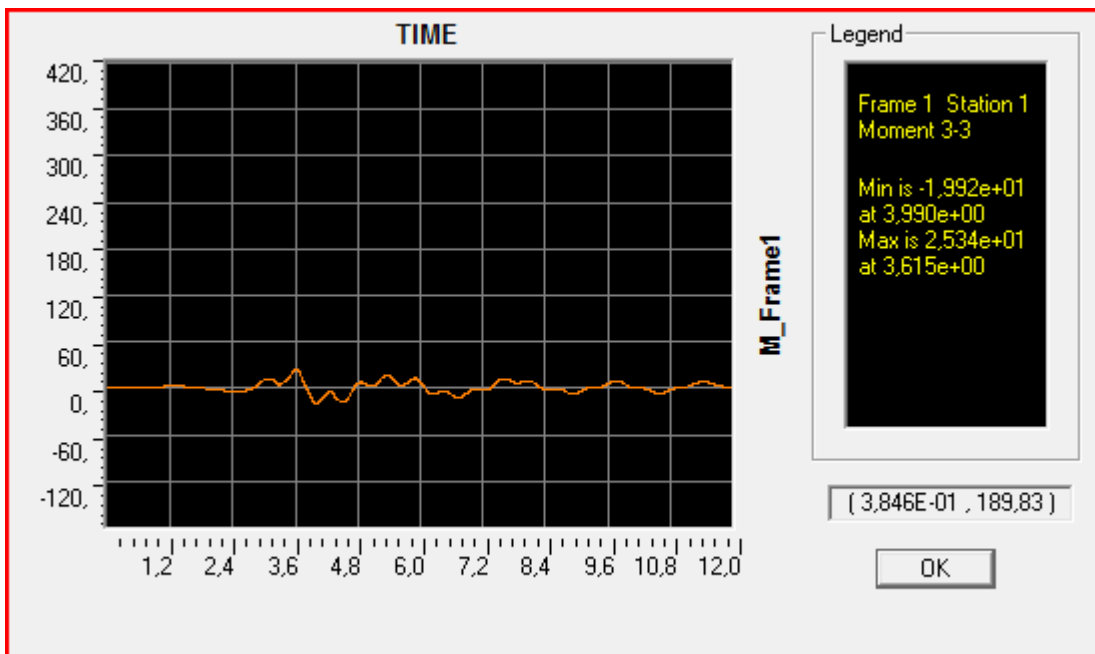
Από το παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη αξονική δύναμη που

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

αναπτύσσεται στο μέλος 1 για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου, είναι 2,5 με 3 φορές μεγαλύτερη στο πακτωμένο κτίριο, από την αντίστοιχη τιμή που παρατηρούμε στα σεισμικά μονωμένα κτίρια. Επίσης, είναι φανερό ότι οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο μέλος 1, είναι ίδιες για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια, ανεξαρτήτως του τύπου μόνωσης που χρησιμοποιείται.

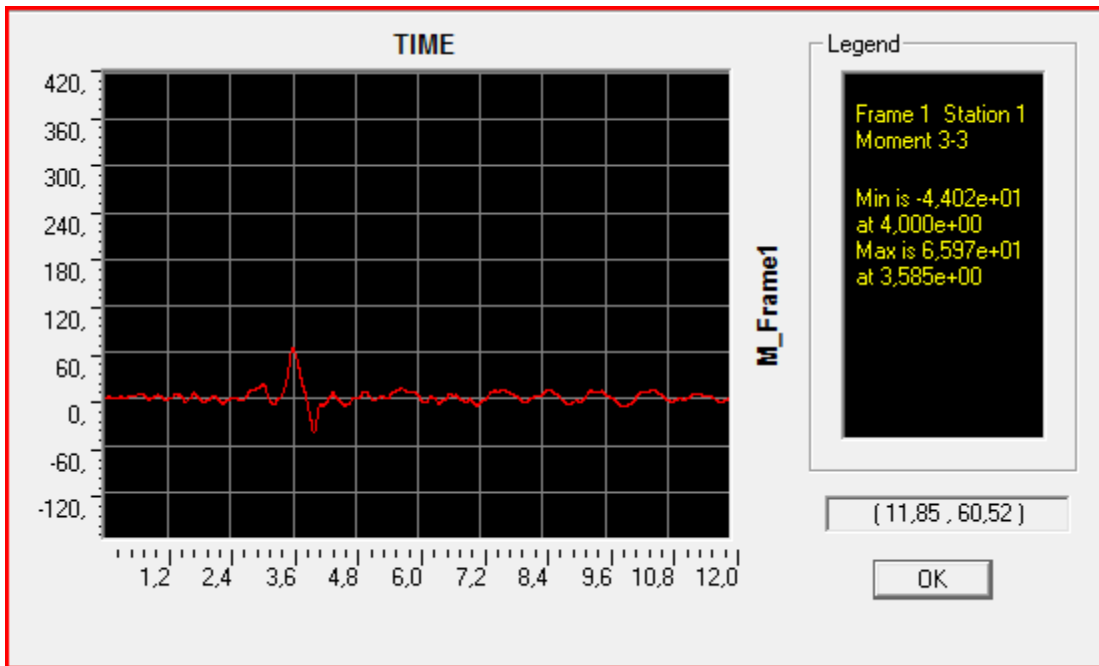


Διάγραμμα 8.9.3.2.37. Ροπή στη βάση του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 400,3kN/m.

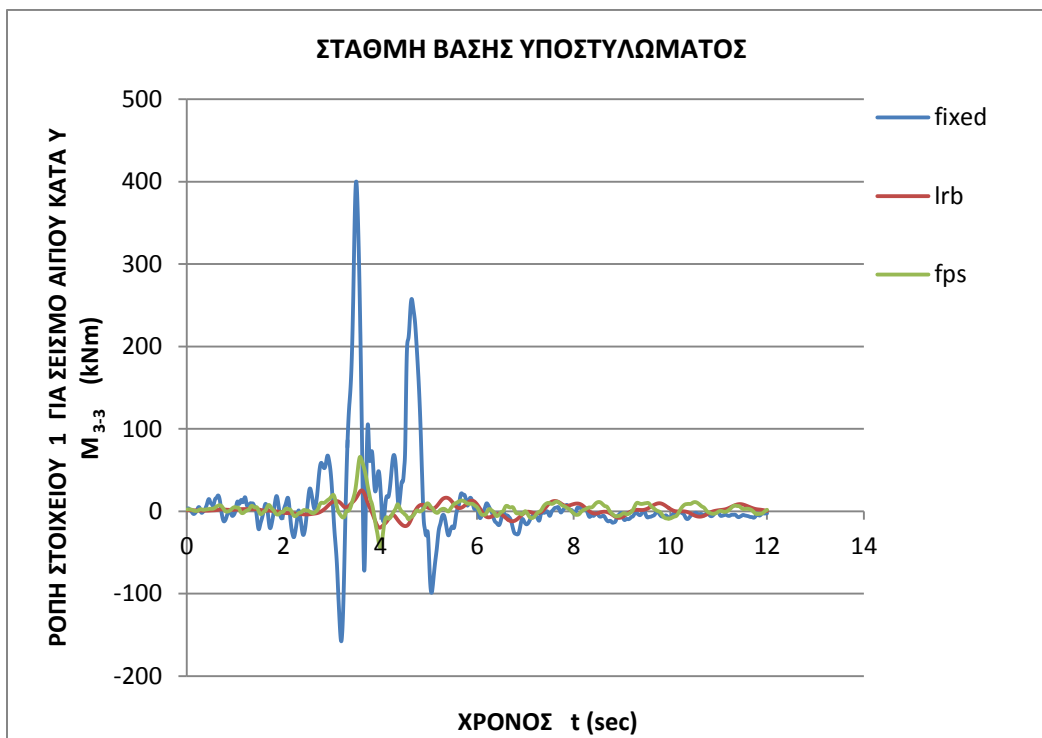


Διάγραμμα 8.9.3.2.38. Ροπή στη βάση του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 25,34kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

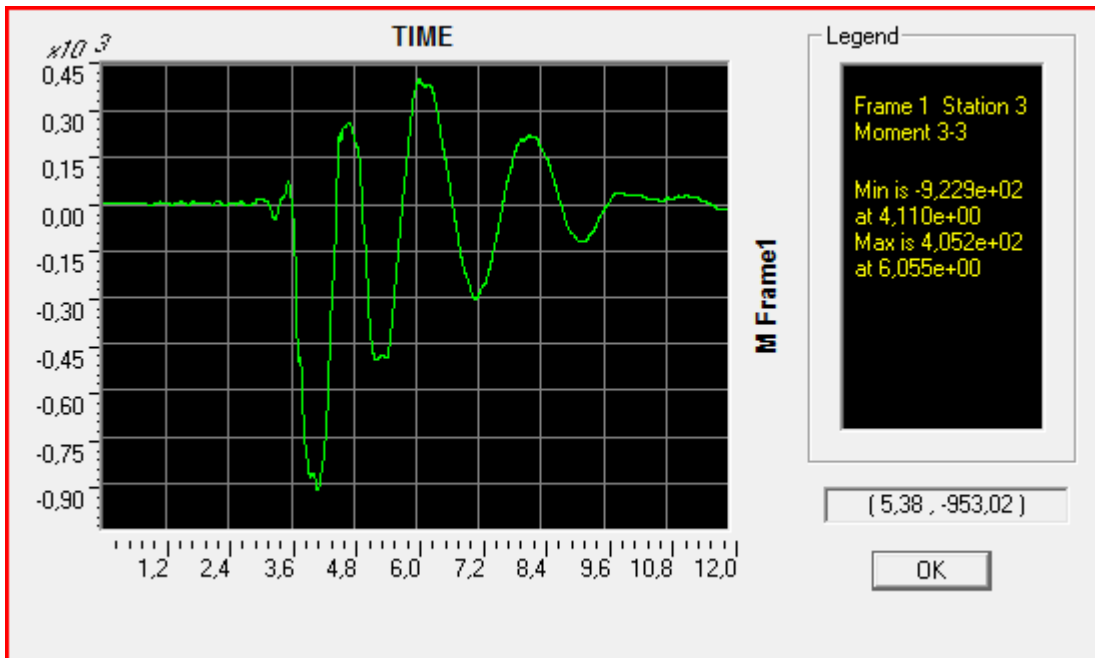


Διάγραμμα 8.9.3.2.39. Ροπή στη βάση του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 65,97kN/m.

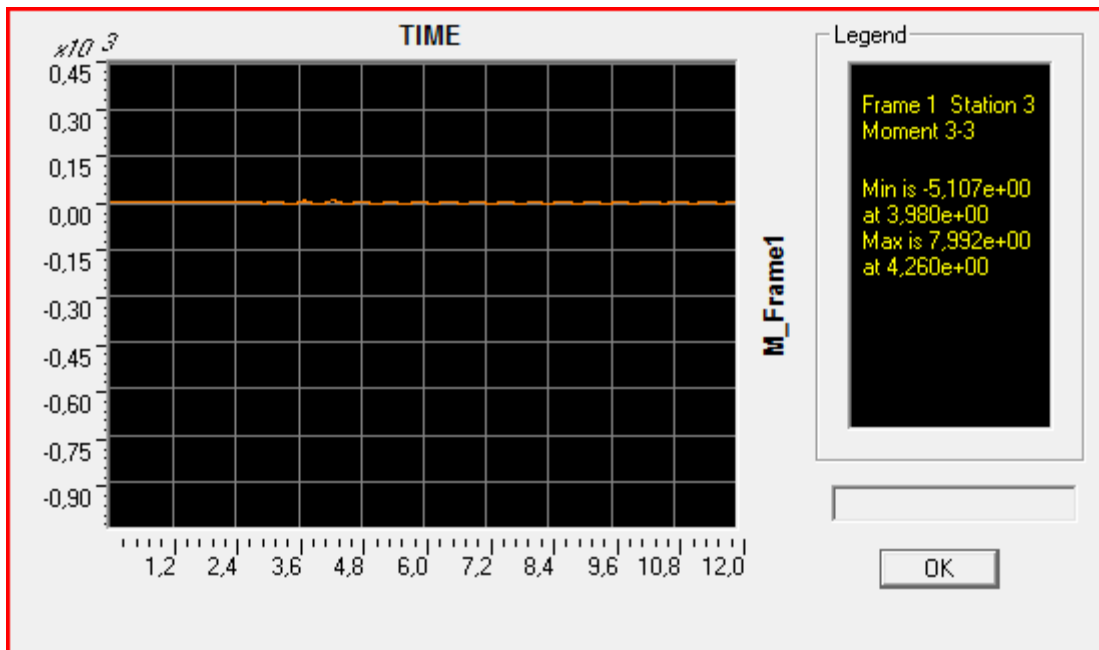


Διάγραμμα 8.9.3.2.40. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στη βάση του περιμετρικού μέλους 1 (πλαίσιο κατά τον άξονα A ή 1 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

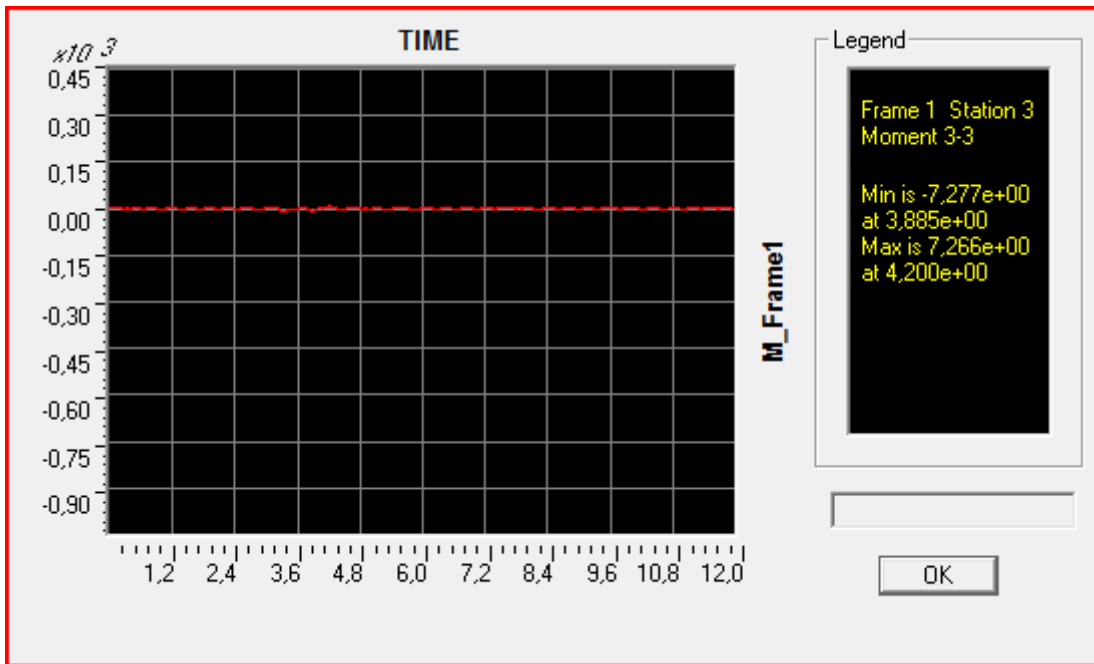


Διάγραμμα 8.9.3.2.41. Ροπή στην κορυφή του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 922,9kN/m.



Διάγραμμα 8.9.3.2.42. Ροπή στην κορυφή του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 7,99kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.43. Ροπή στην κορυφή του μέλους 1 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 7,28kN/m.

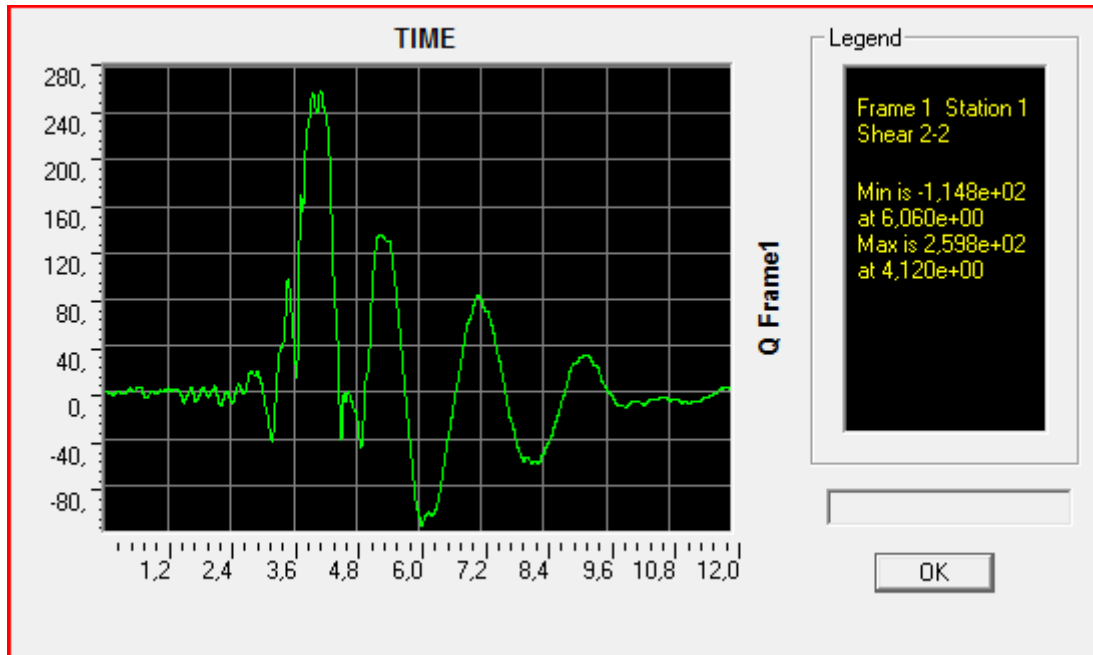


Διάγραμμα 8.9.3.2.44. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στην κορυφή του περιμετρικού μέλους 1 (πλαίσιο κατά τον άξονα Α ή 1 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Συλλέγονται οι τιμές της χρονοϊστορίας της καμπτικής ροπής κατά τον κύριο άξονα, στην

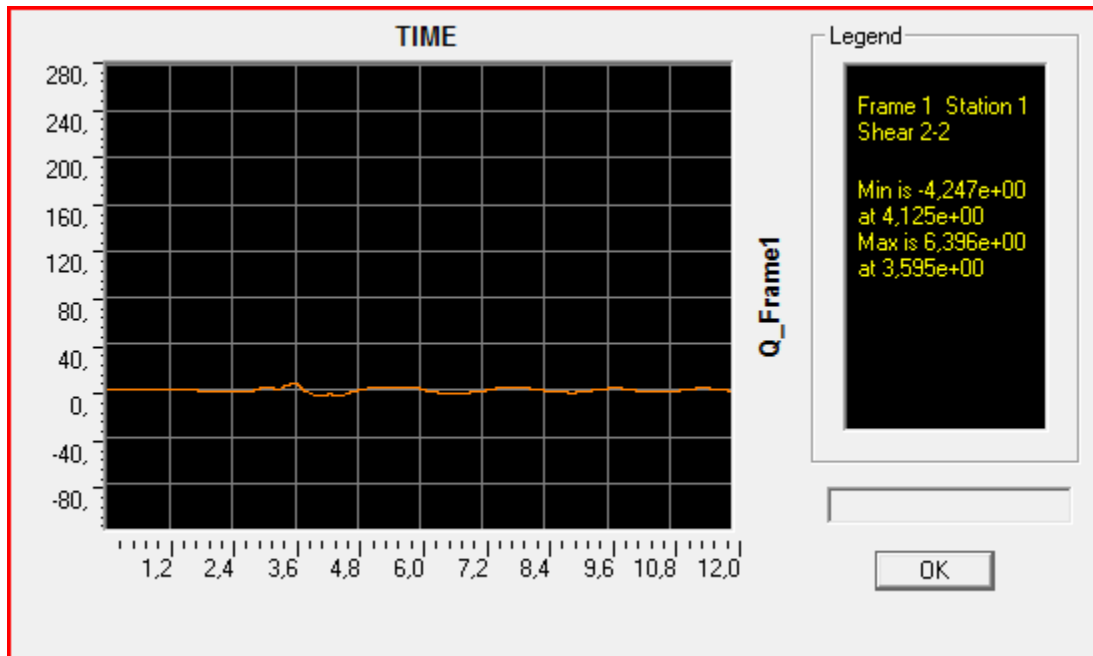
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

κορυφή και στην βάση του υποστυλώματος για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου. Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της ροπής που εμφανίζεται κατά μήκος του υποστυλώματος είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες μέγιστες τιμές που εμφανίζονται στο μέλος για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια. Συγκεκριμένα, η μέγιστη ροπή για το πακτωμένο κτίριο είναι 37 φορές μεγαλύτερη από την αντιστοιχή τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 14 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής.

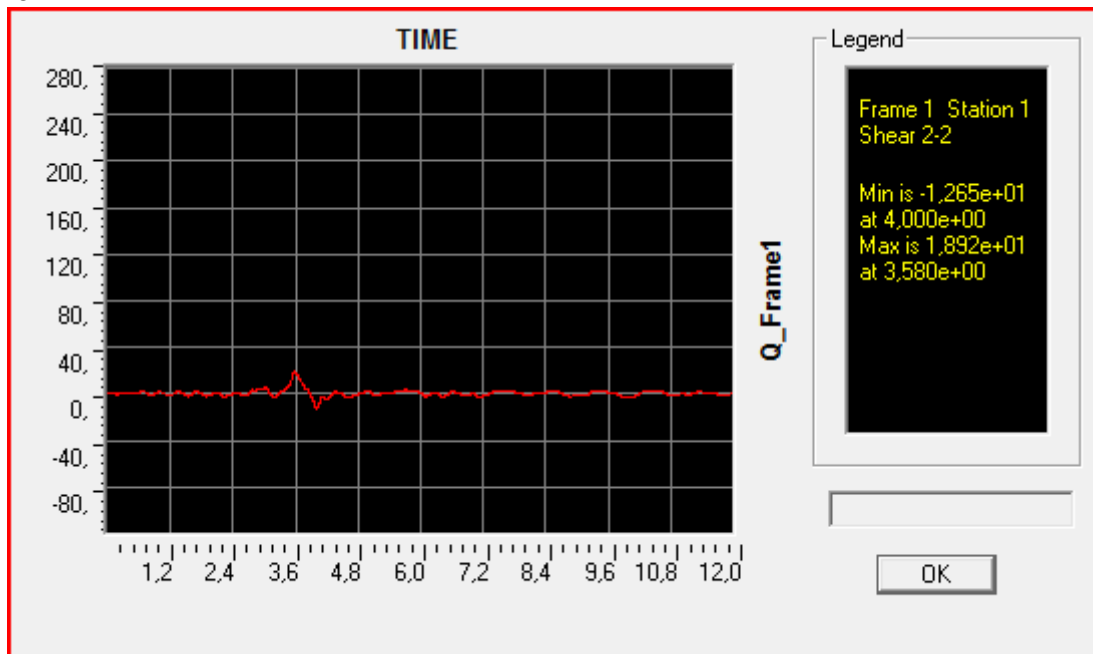


Διάγραμμα 8.9.3.2.45. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 1 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 259,8KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

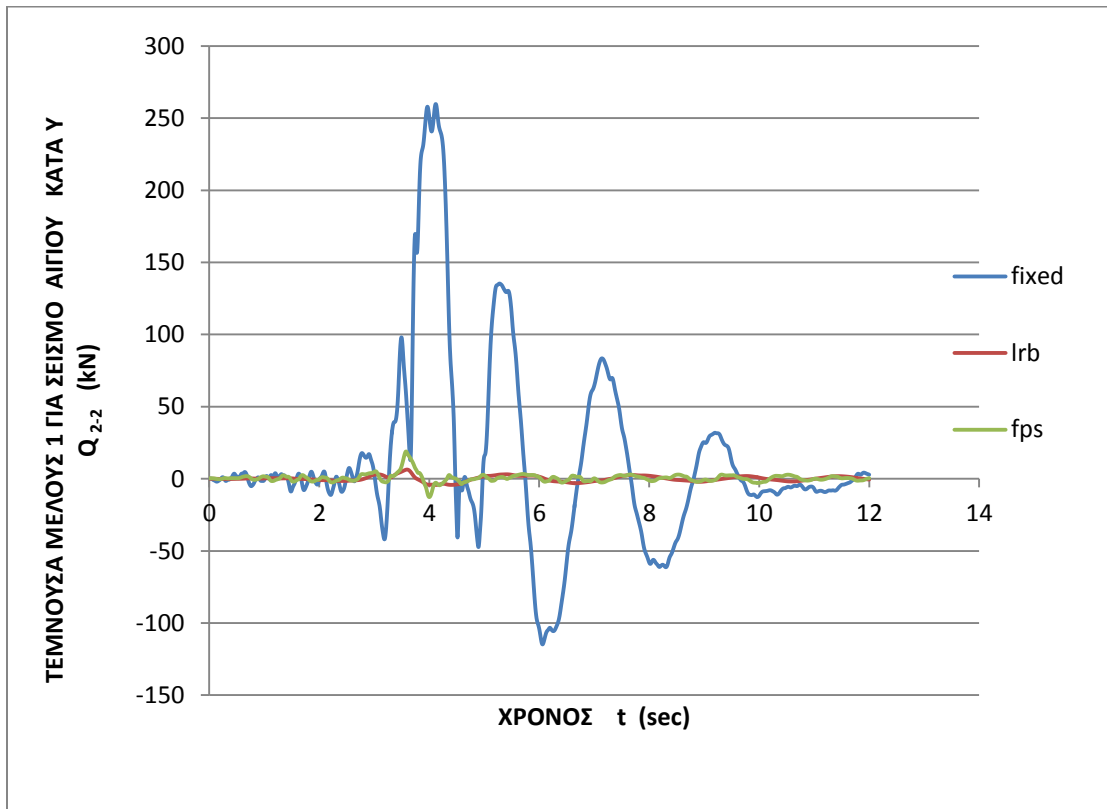


Διάγραμμα 8.9.3.2.46. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 1 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 6,40KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.47. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 1 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 18,92KN.

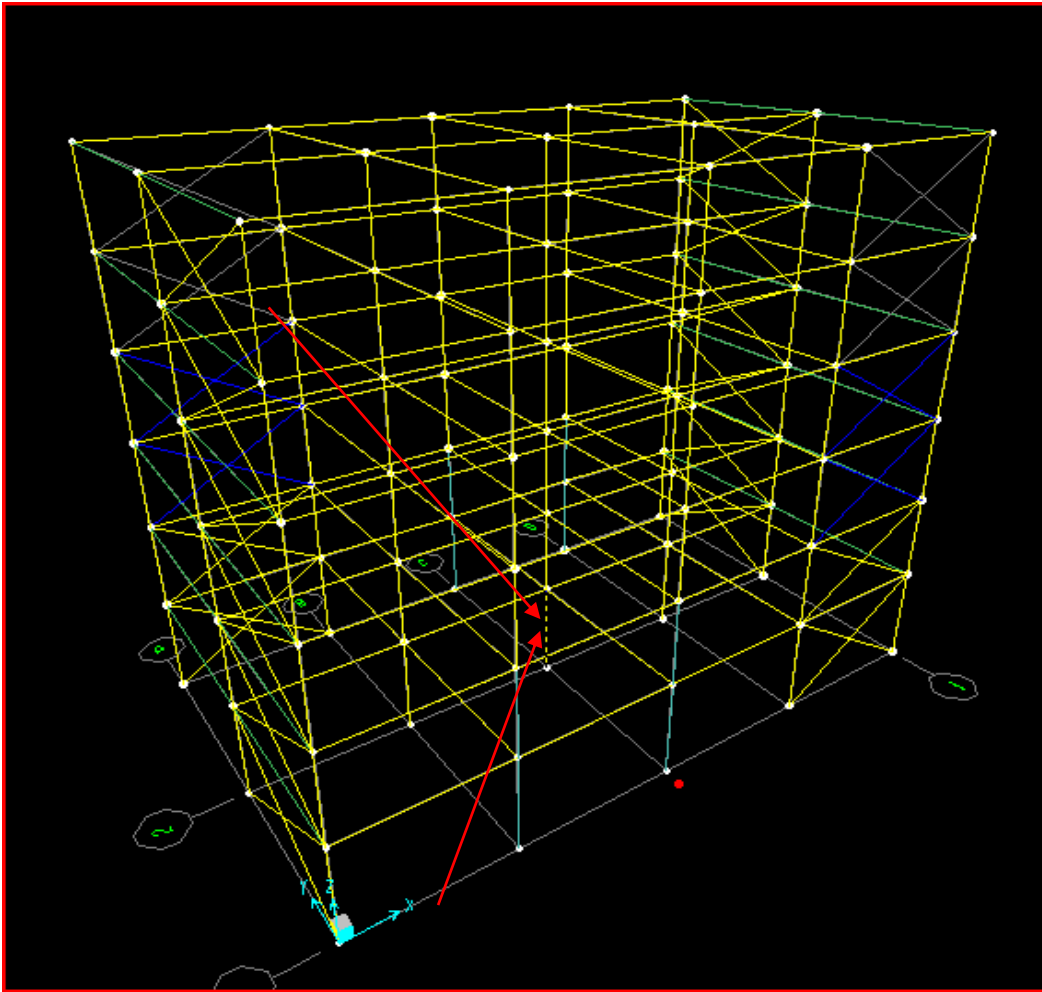
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.48. Συγκριτικό διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του περιμετρικού μέλους 1 (πλαίσιο κατά τον άξονα Α ή 1 του φορέα) κατά τον άξονα Υ για σεισμική διέγερση κατά Υ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

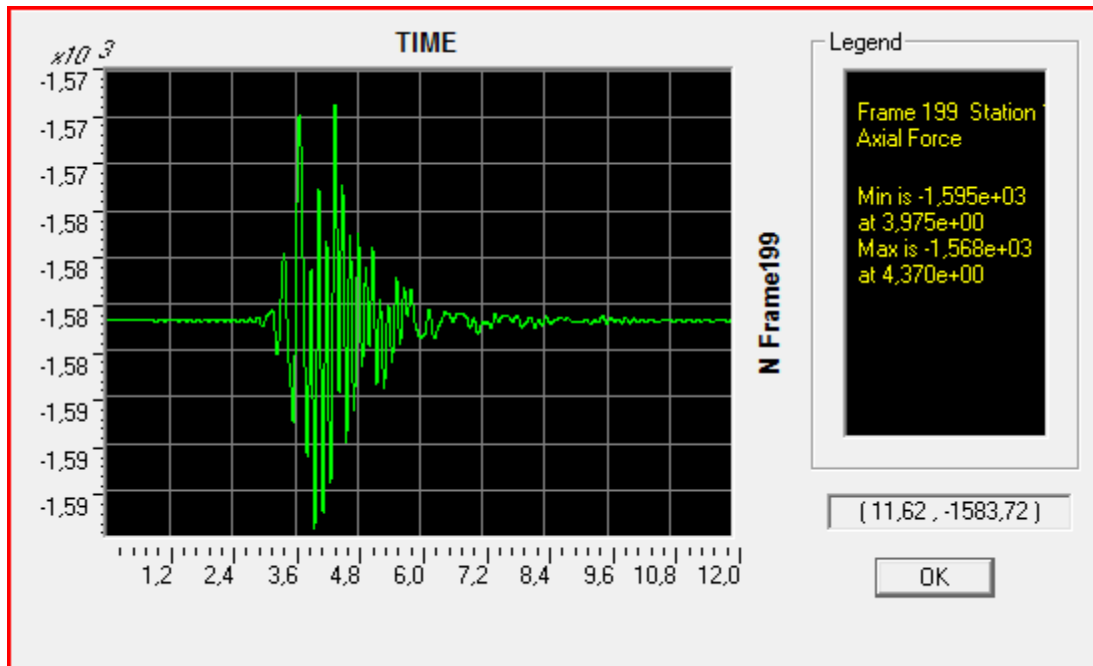
Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας που εμφανίζεται στο υποστύλωμα είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες μέγιστες τιμές που εμφανίζονται στο μέλος για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τέμνουσα για το πακτωμένο κτίριο είναι 41 φορές μεγαλύτερη από την αντιστοιχή τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 14 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

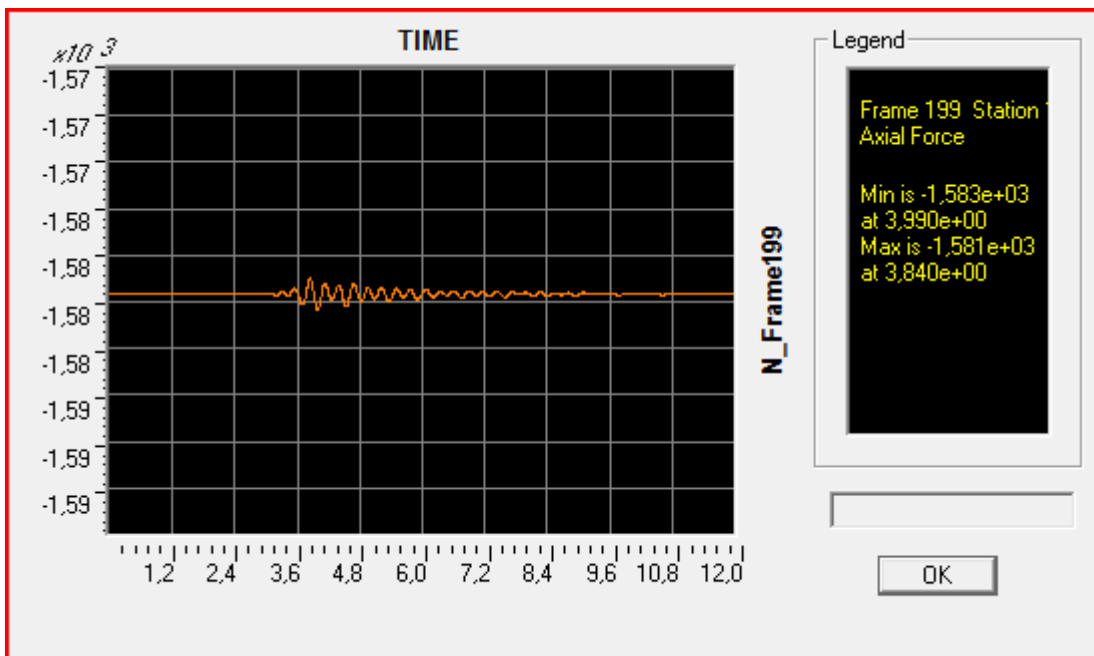


Εικόνα 8.9.3.2.4. Τρισδιάστατη απεικόνιση της γεωμετρίας του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση των τριών κτιρίων και επισήμανση με κόκκινα βέλη του προς ανάλυση κεντρικού υποστυλώματος στο ισόγειο του κτιρίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

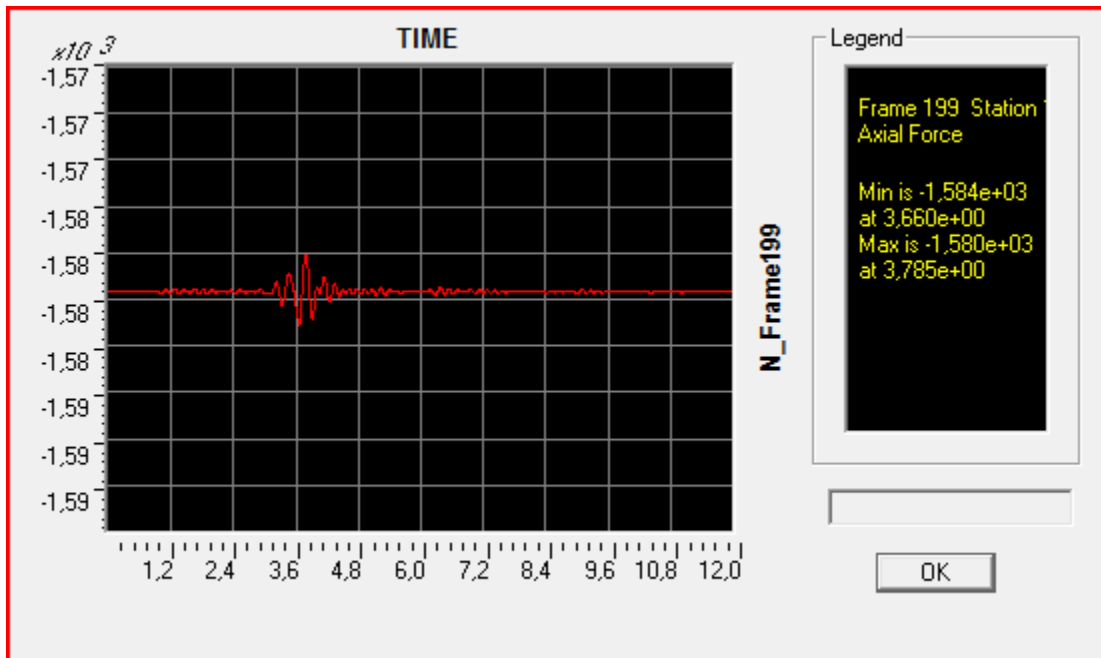


Διάγραμμα 8.9.3.2.49. Αξονική δύναμη μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 1595KN.

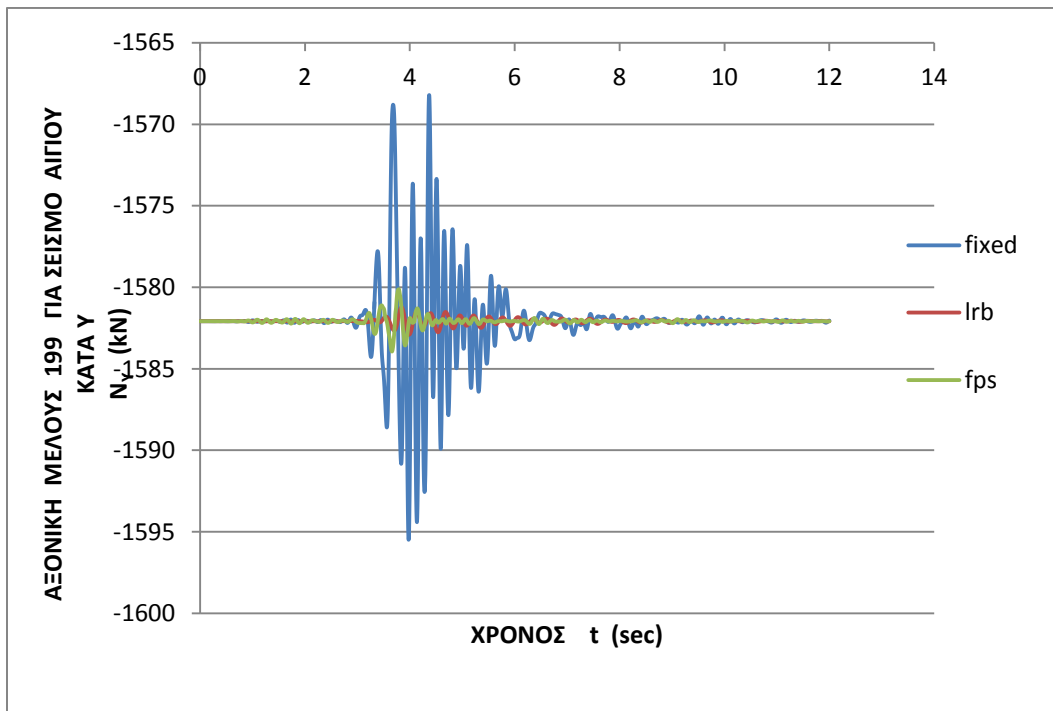


Διάγραμμα 8.9.3.2.50. Αξονική δύναμη μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1583KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



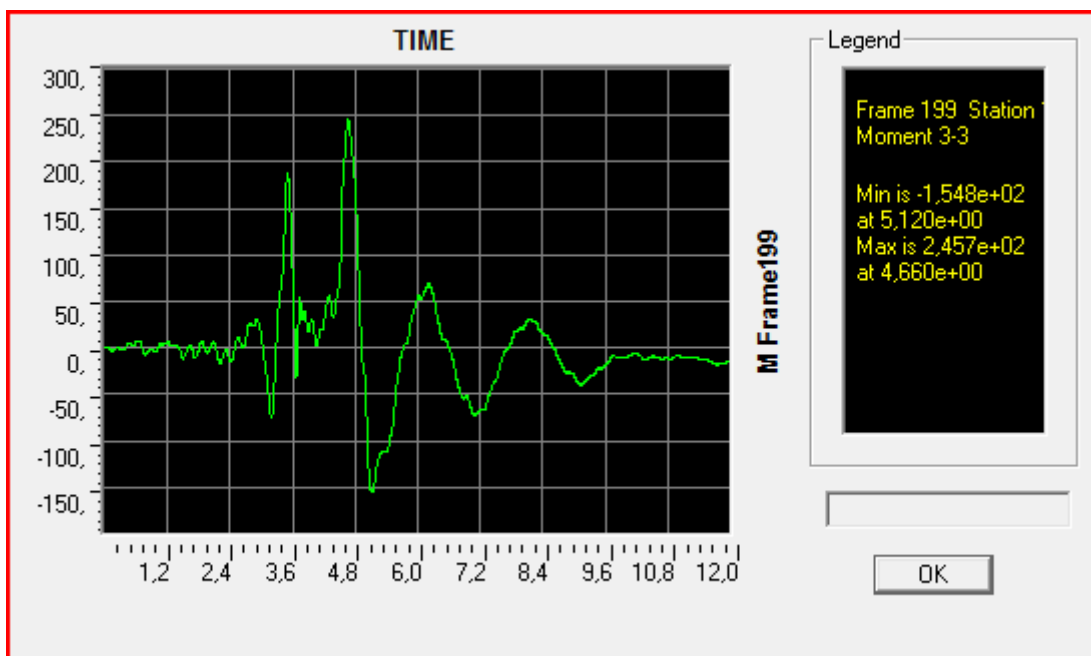
Διάγραμμα 8.9.3.2.51. Αξονική δύναμη μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 1584KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.52. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του κεντρικού μέλους 199 (τομή πλαισίων κατά τους άξονες C και 2 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

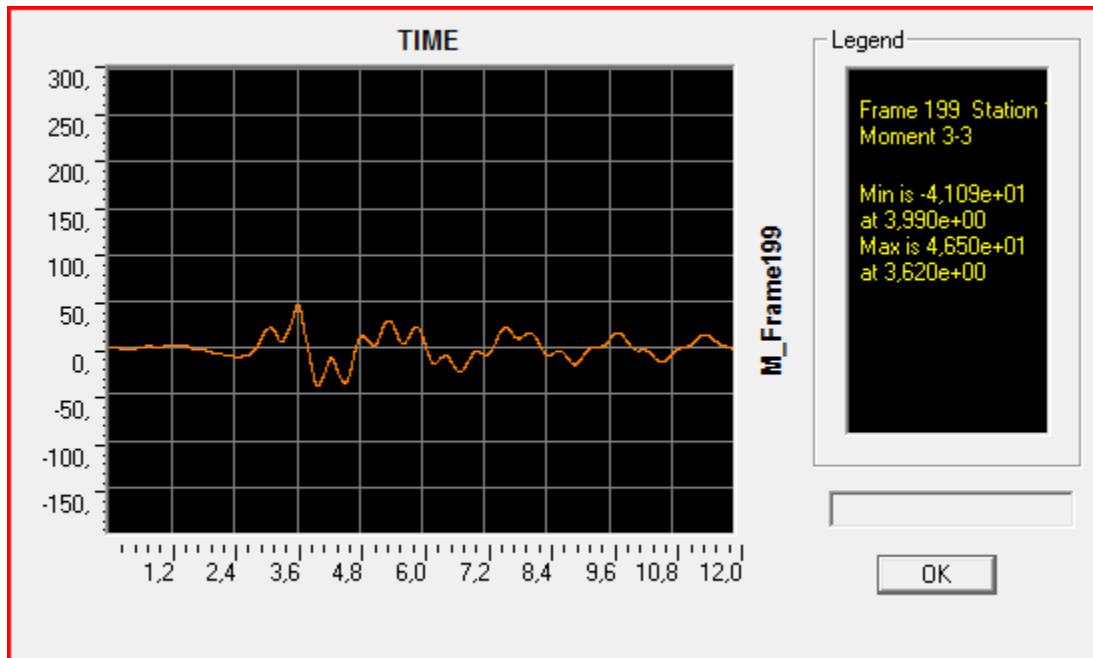
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η αξονική δύναμη που καταπονεί το υποσύλωμα δεν μεταβάλλεται σημαντικά κατά την διάρκεια του σεισμού σε κανένα από τα εξεταζόμενα κτίρια, είτε αυτά διαθέτουν σεισμική μόνωση, είτε όχι. Αυτό συμβαίνει γιατί το υποσύλωμα που εξετάζεται είναι κεντρικό. Οπότε με βάση την ισορροπία των δυνάμεων κατά τη σεισμική διέγερση, ορθώς δεν παρατηρούμε αξιοσημείωτη αζομείωση της αξονικής δύναμης του μέλους. Τα κρίσιμα μεγέθη διαστασιολόγησης των κεντρικών υποστυλωμάτων προκύπτουν για την οριακή κατάσταση αστοχίας (1,35G + 1,5Q) και όχι για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων. Εξαρχής γνωρίζουμε, ότι τα οφέλη της σεισμικής μόνωσης για τα κεντρικά υποστυλώματα είναι κατά πολύ μικρότερα από τα αντίστοιχα οφέλη, που προκύπτουν για τα υποστυλώματα που απέχουν από το κέντρο μάζας της κάτοψης του κτιρίου.

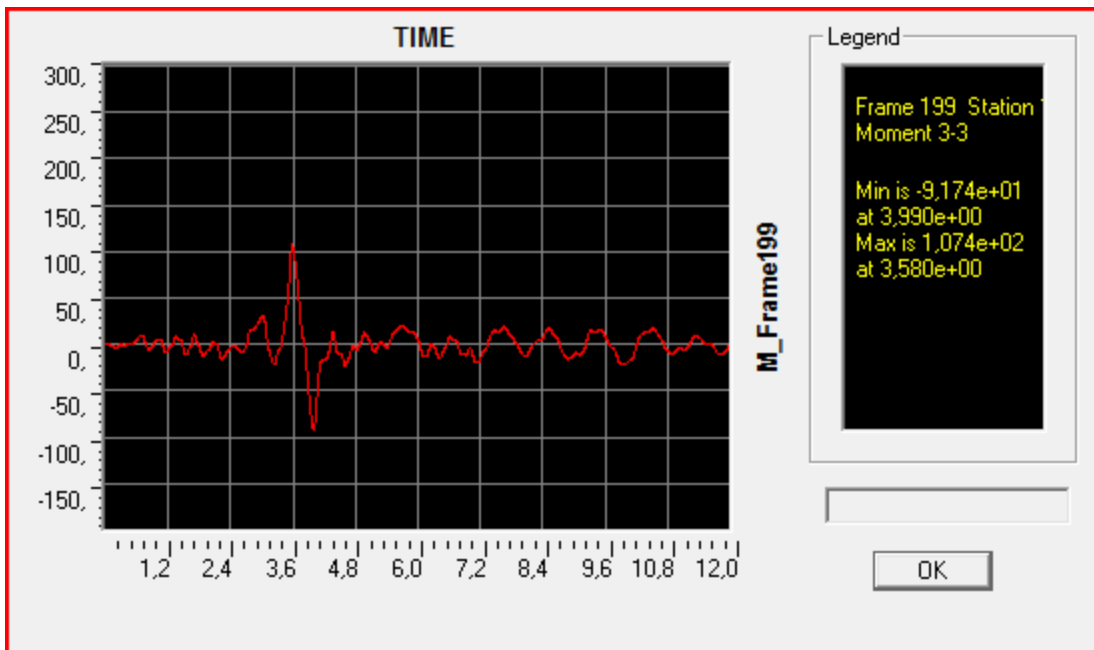


Διάγραμμα 8.9.3.2.53. Ροπή στη βάση μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 245,7kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

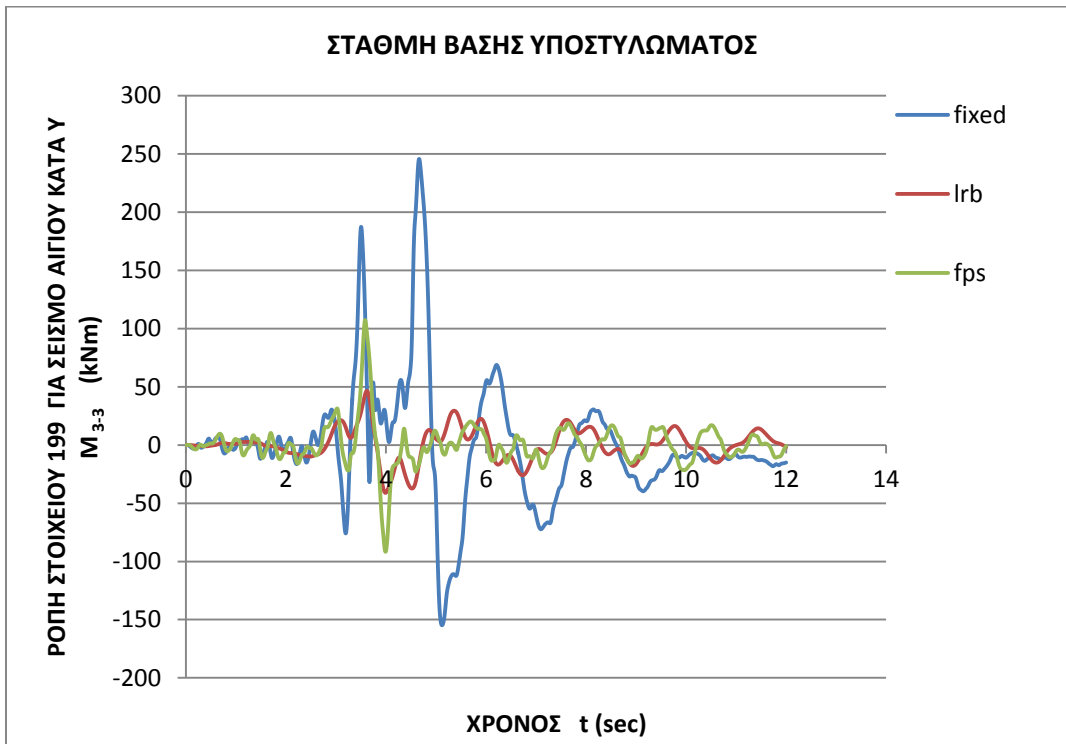


Διάγραμμα 8.9.3.2.54. Ροπή στη βάση του μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 46,5KN/m.

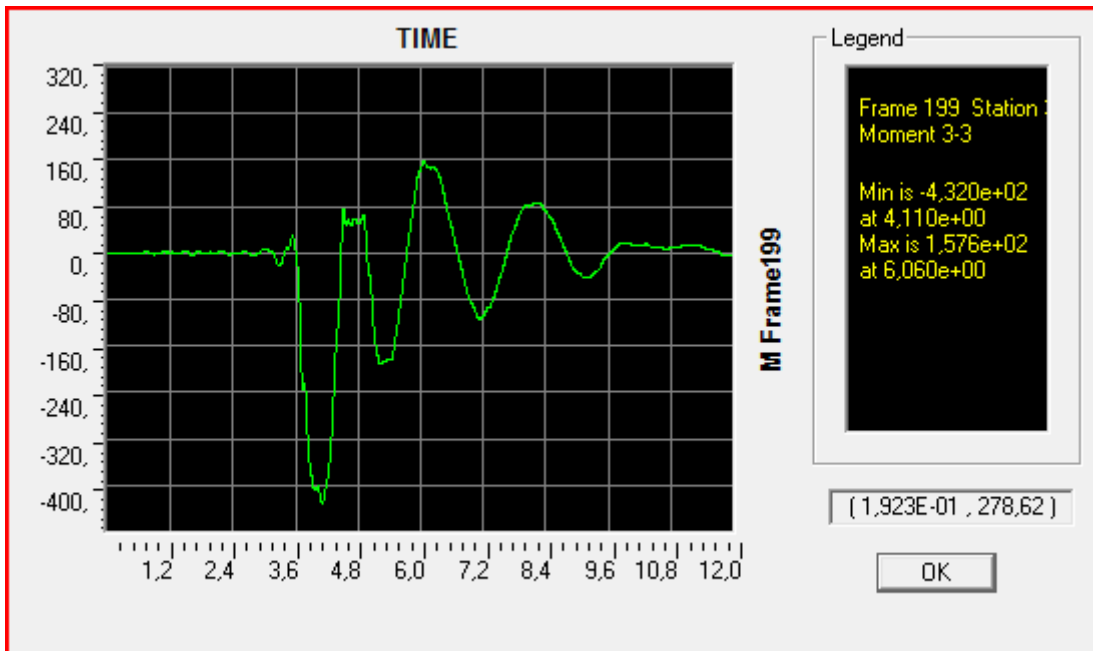


Διάγραμμα 8.9.3.2.55. Ροπή στη βάση του μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 107,4KN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

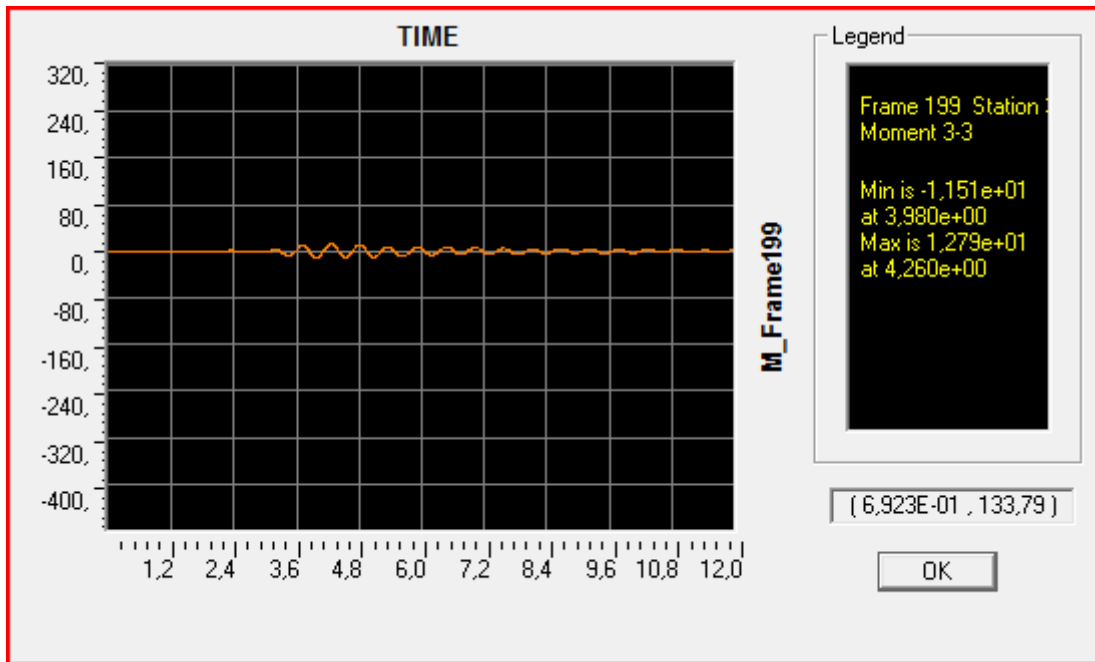


Διάγραμμα 8.9.3.2.56. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στη βάση του κεντρικού μέλους 199 (τομή πλαισίων κατά τους άξονες C και 2 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Υ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφεδράνα τύπου LRB είτε με εφεδράνα τριβής τύπου FPS.

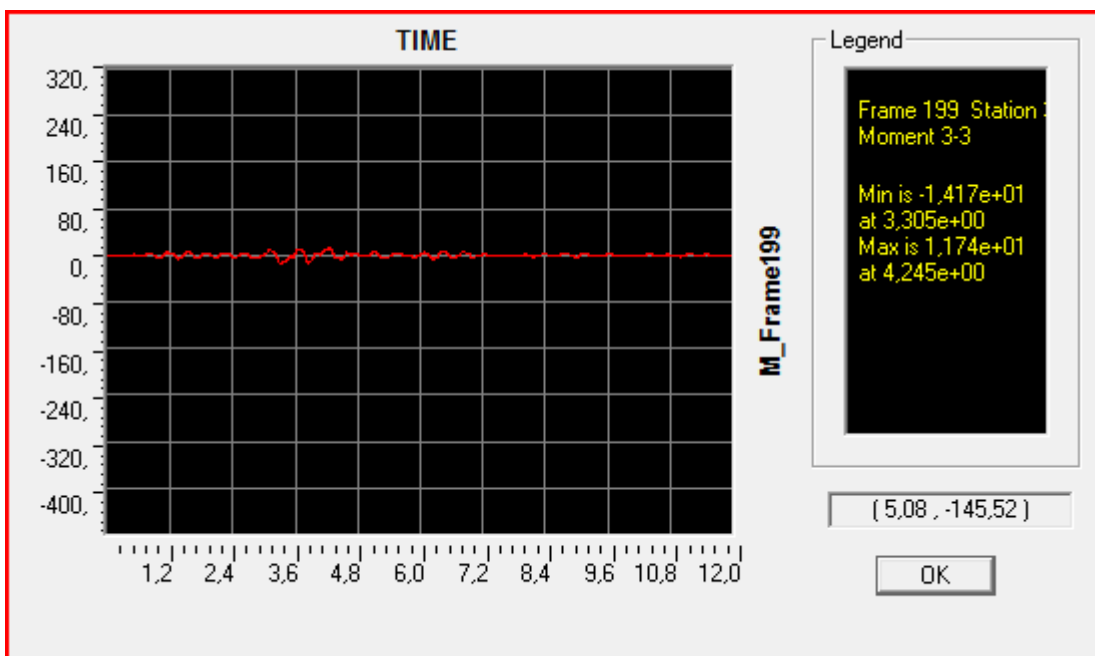


Διάγραμμα 8.9.3.2.57. Ροπή στην κορυφή του μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Υ του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 432,0kN/m.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

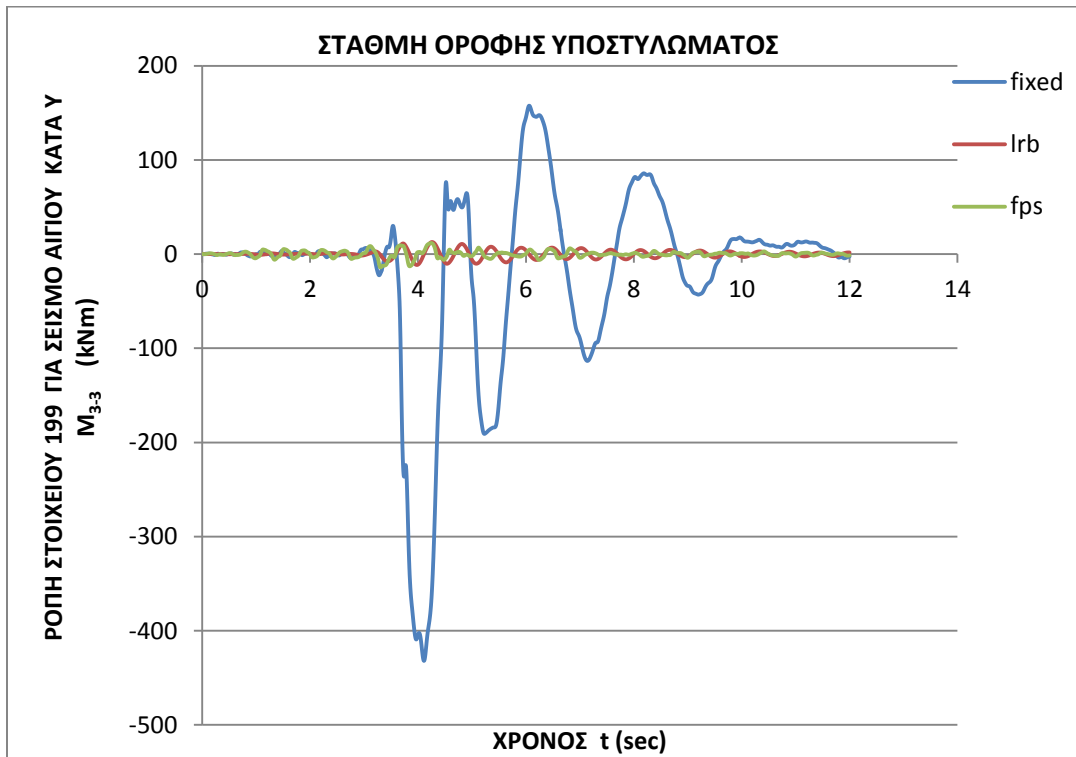


Διάγραμμα 8.9.3.2.58. Ροπή στην κορυφή του μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 12,79 KN/m.



Διάγραμμα 8.9.3.2.59. Ροπή στην κορυφή του μέλους 199 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 14,17 KN/m.

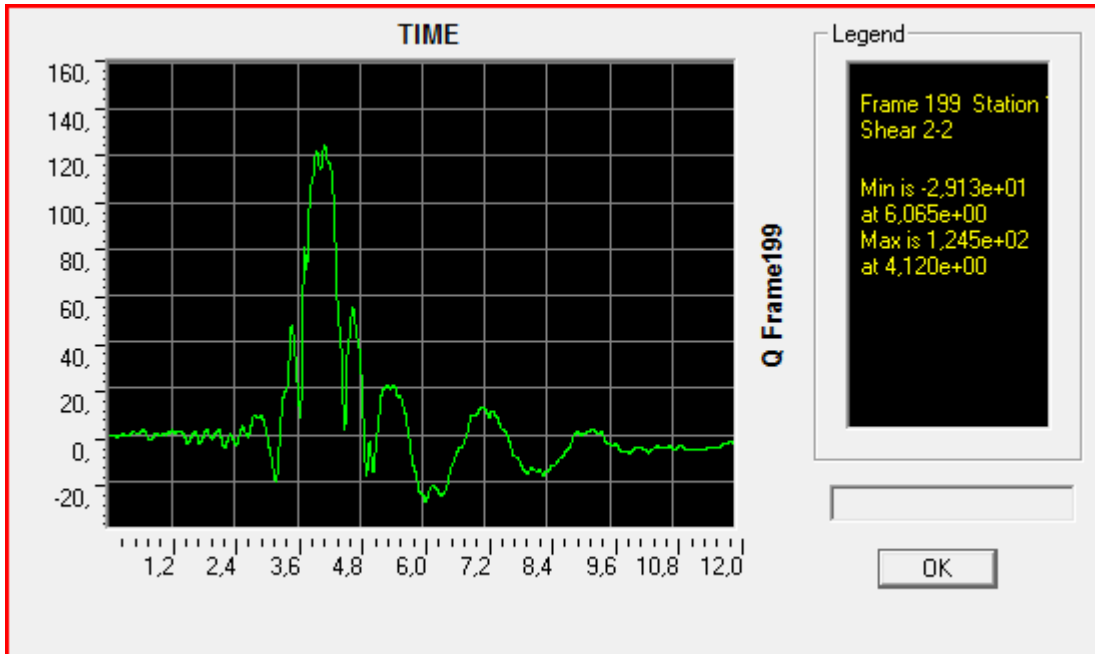
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



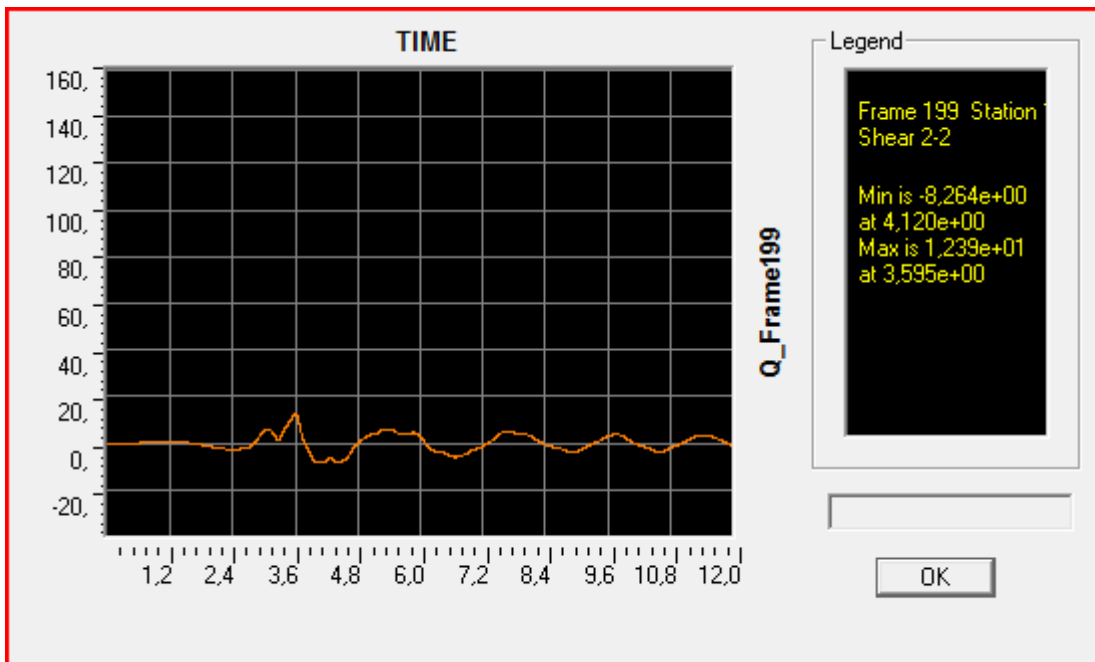
Διάγραμμα 8.9.3.2.60. Συγκριτικό διάγραμμα ροπών στην κορυφή του κεντρικού μέλους 199 (τομή πλαισίων κατά τους άξονες C και 2 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Υ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Συλλέγονται οι τιμές της ιστορίας της καμπτικής ροπής κατά τον κύριο άξονα, στην κορυφή και στην βάση του υποστυλώματος για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου. Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της ροπής που εμφανίζεται κατά μήκος του υποστυλώματος, είναι σημαντικά μεγαλύτερη για το πακτωμένο κτίριο από την αντίστοιχη ροπή που αναπτύσσεται στο μέλος για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια. Συγκεκριμένα, η μέγιστη ροπή για το πακτωμένο κτίριο είναι 9 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 4 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής. Το γεγονός αυτό όμως δεν επηρεάζει τον σχεδιασμό των κτιρίων γιατί τα κρίσιμα μεγέθη διαστασιολόγησης των κεντρικών υποστυλωμάτων προκύπτουν για την οριακή κατάσταση αστοχίας ($1,35G + 1,5Q$) και όχι για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων. Εξαρχής γνωρίζουμε, ότι τα οφέλη της σεισμικής μόνωσης για τα κεντρικά υποστυλώματα είναι κατά πολύ μικρότερα από τα αντίστοιχα οφέλη, που προκύπτουν για τα υποστυλώματα που απέχουν από το κέντρο μάζας της κάτοψης του κτιρίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

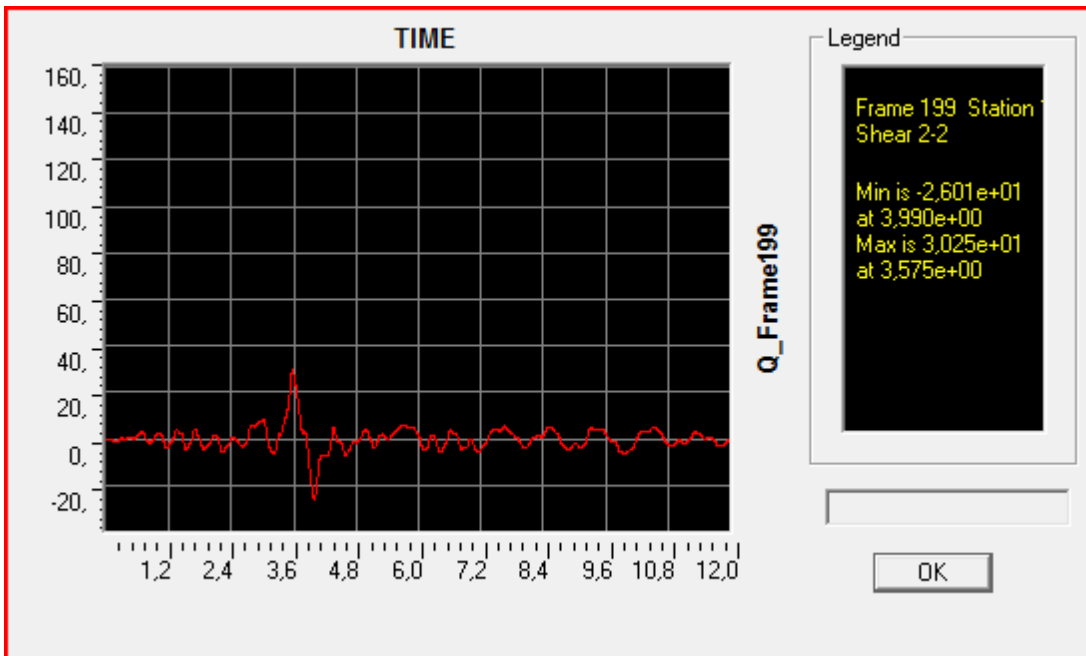


Διάγραμμα 8.9.3.2.61. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 199 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 124,5KN.

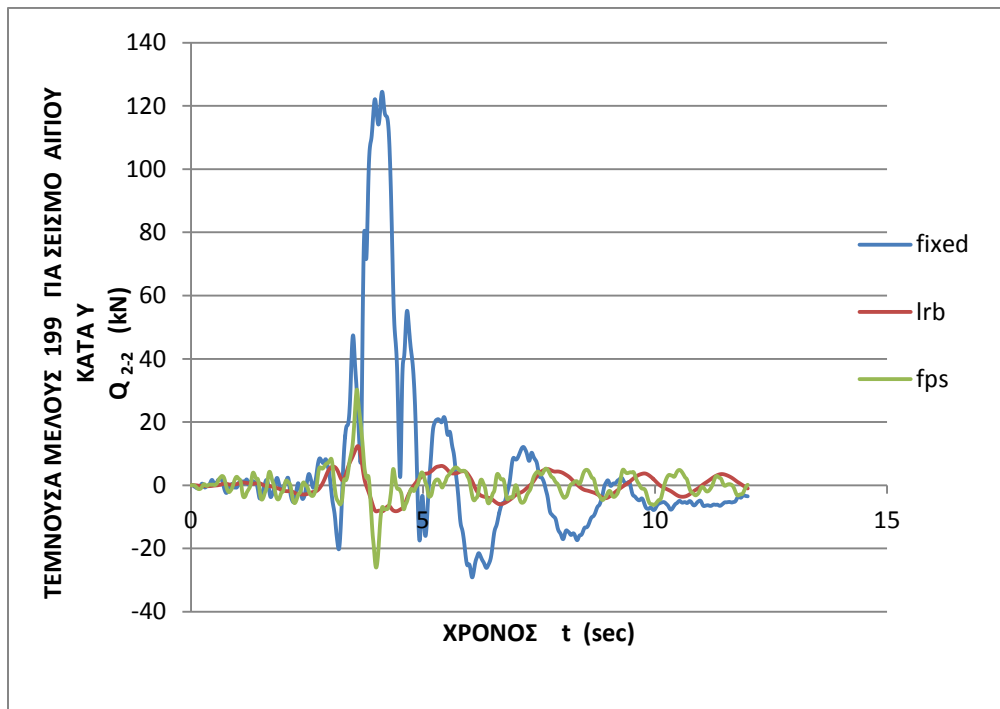


Διάγραμμα 8.9.3.2.62. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 199 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 12,39 KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



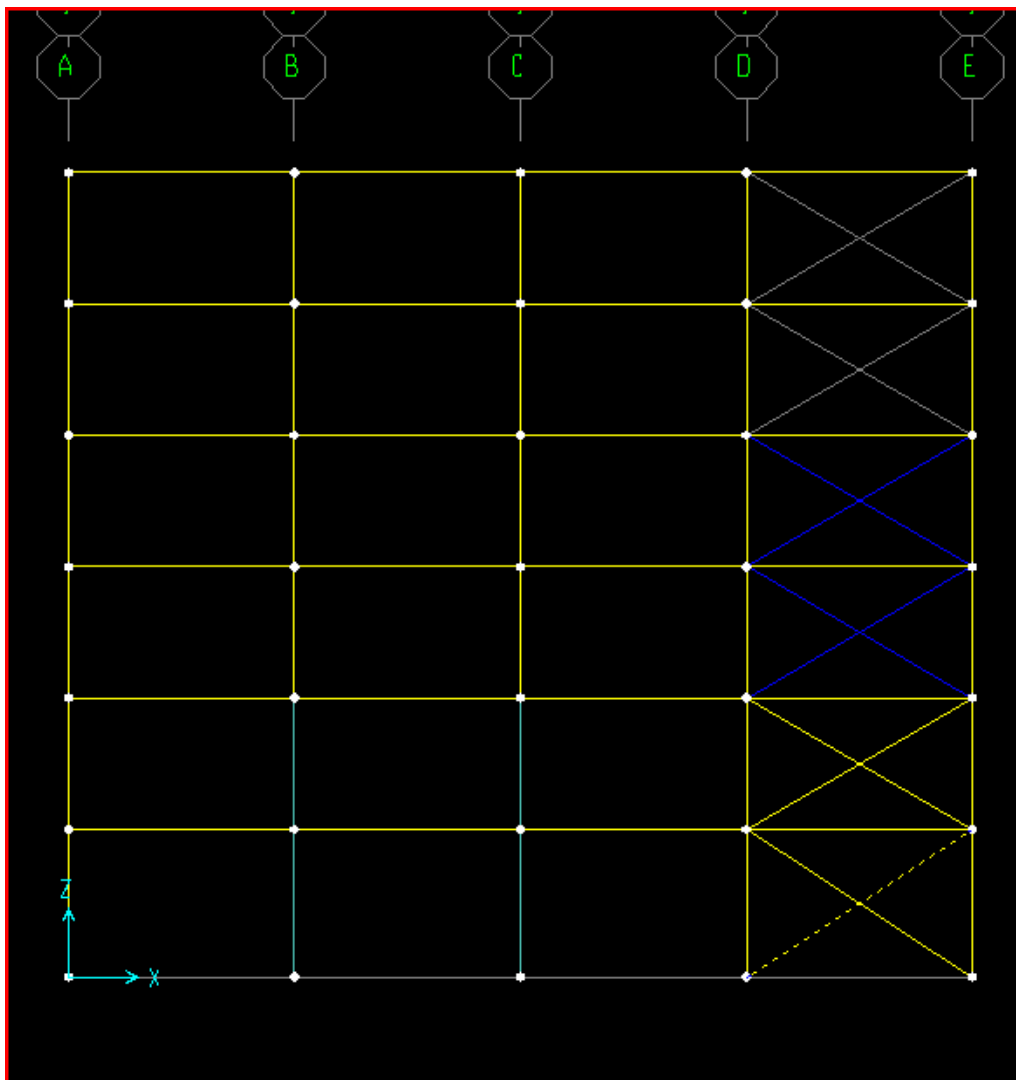
Διάγραμμα 8.9.3.2.63. Τέμνουσα δύναμη του μέλους 199 κατά τη διεύθυνση Y για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 14,17 KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.64. Συγκριτικό διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του κεντρικού μέλους 199 (τομή πλαισίων κατά τους άξονες C και 2 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

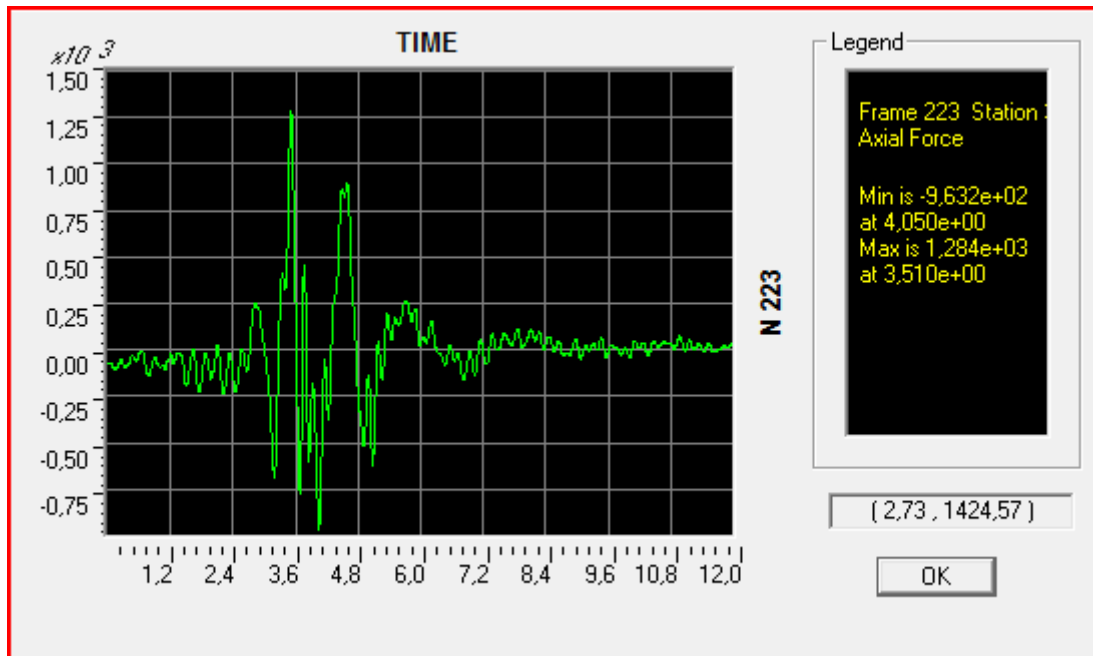
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας που εμφανίζεται στο εν λόγω υποστυλώμα, είναι σημαντικά μεγαλύτερη για το πακτωμένο κτίριο από την αντίστοιχη τέμνουσα που αναπτύσσεται στο μέλος για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τέμνουσα για το πακτωμένο κτίριο είναι 10 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 4 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής. Το γεγονός αυτό όμως δεν επηρεάζει τον σχεδιασμό των κτιρίων γιατί τα κρίσιμα μεγέθη διαστασιολόγησης των κεντρικών υποστυλωμάτων προκύπτουν για την οριακή κατάσταση αστοχίας ($1,35G + 1,5Q$) και όχι για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων. Εξαρχής γνωρίζουμε, ότι τα οφέλη της σεισμικής μόνωσης για τα κεντρικά υποστυλώματα είναι κατά πολύ μικρότερα από τα αντίστοιχα οφέλη, που προκύπτουν για τα υποστυλώματα που απέχουν από το κέντρο μάζας της κάτοψης του κτιρίου.

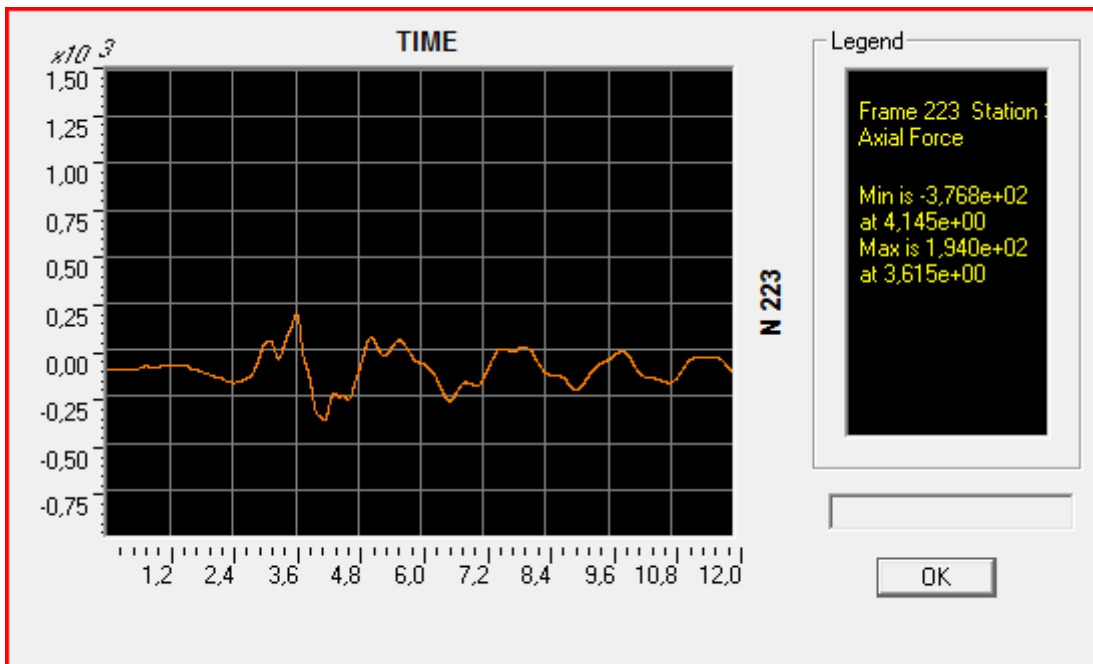


Εικόνα 8.9.3.2.5. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα 1 (πλαίσιο κατά X) της κάτοψης του συμβατικού κτιρίου και επισήμανση με διακεκομμένη του προς ανάλυση δομικού μέλους για τα τρία μοντέλα κτιρίων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

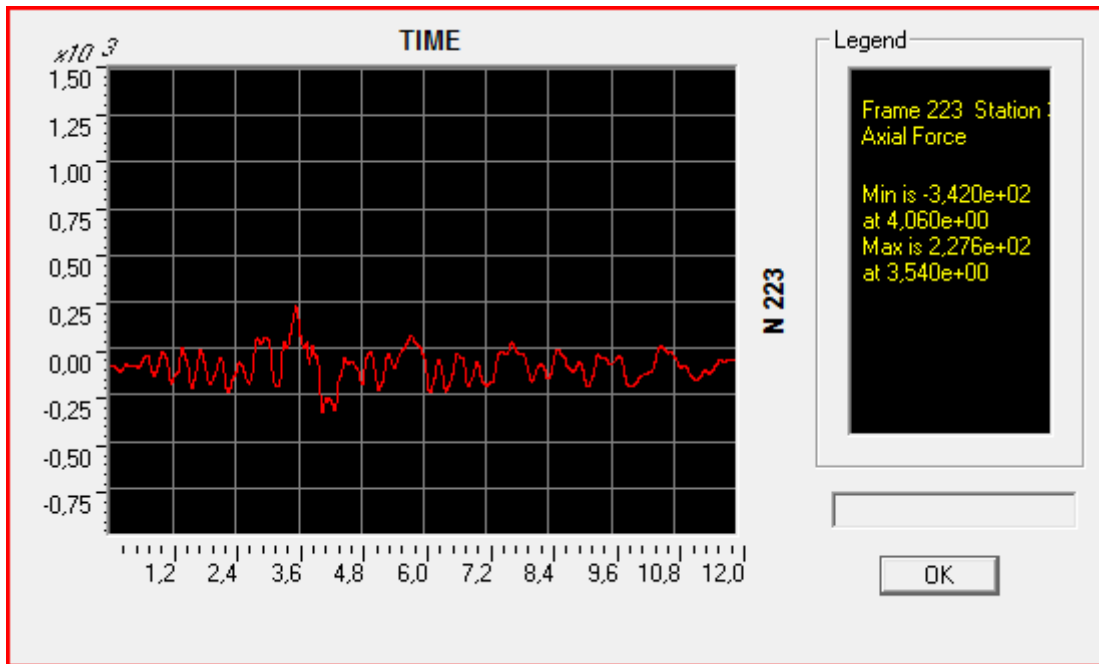


Διάγραμμα 8.9.3.2.65. Αξονική δύναμη του μέλους 223 για σεισμική διέγερση κατά X του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 1284KN.

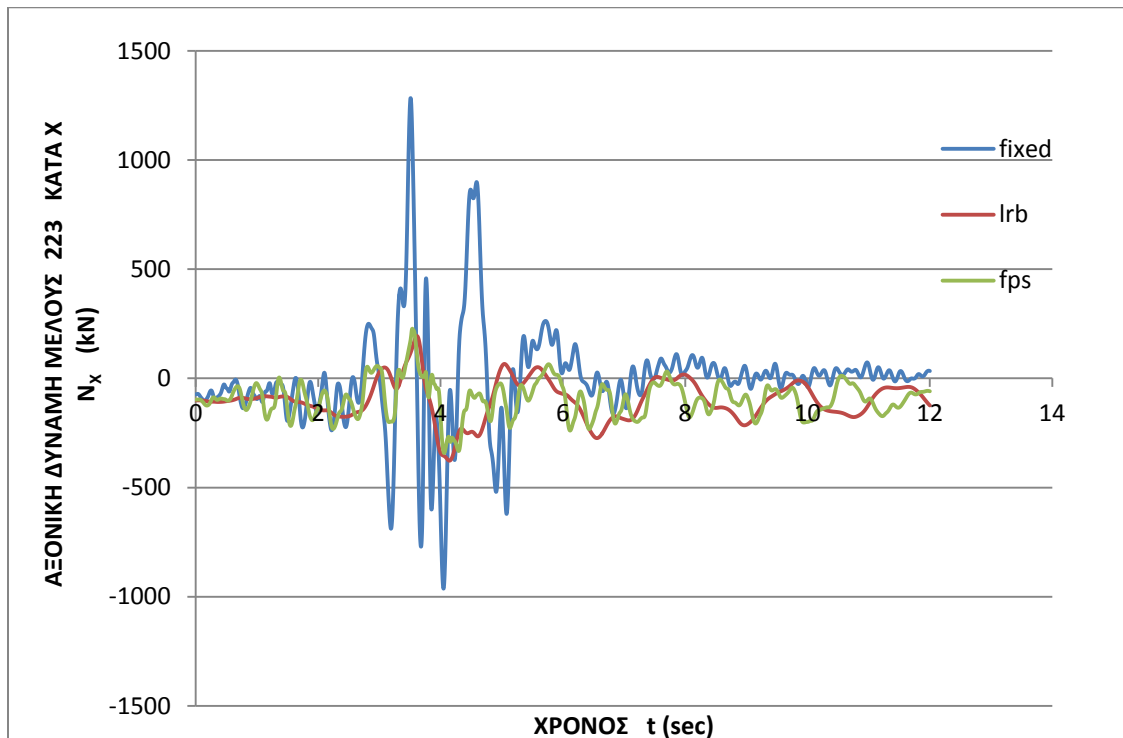


Διάγραμμα 8.9.3.2.66. Αξονική δύναμη του μέλους 223 για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 376,8 KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



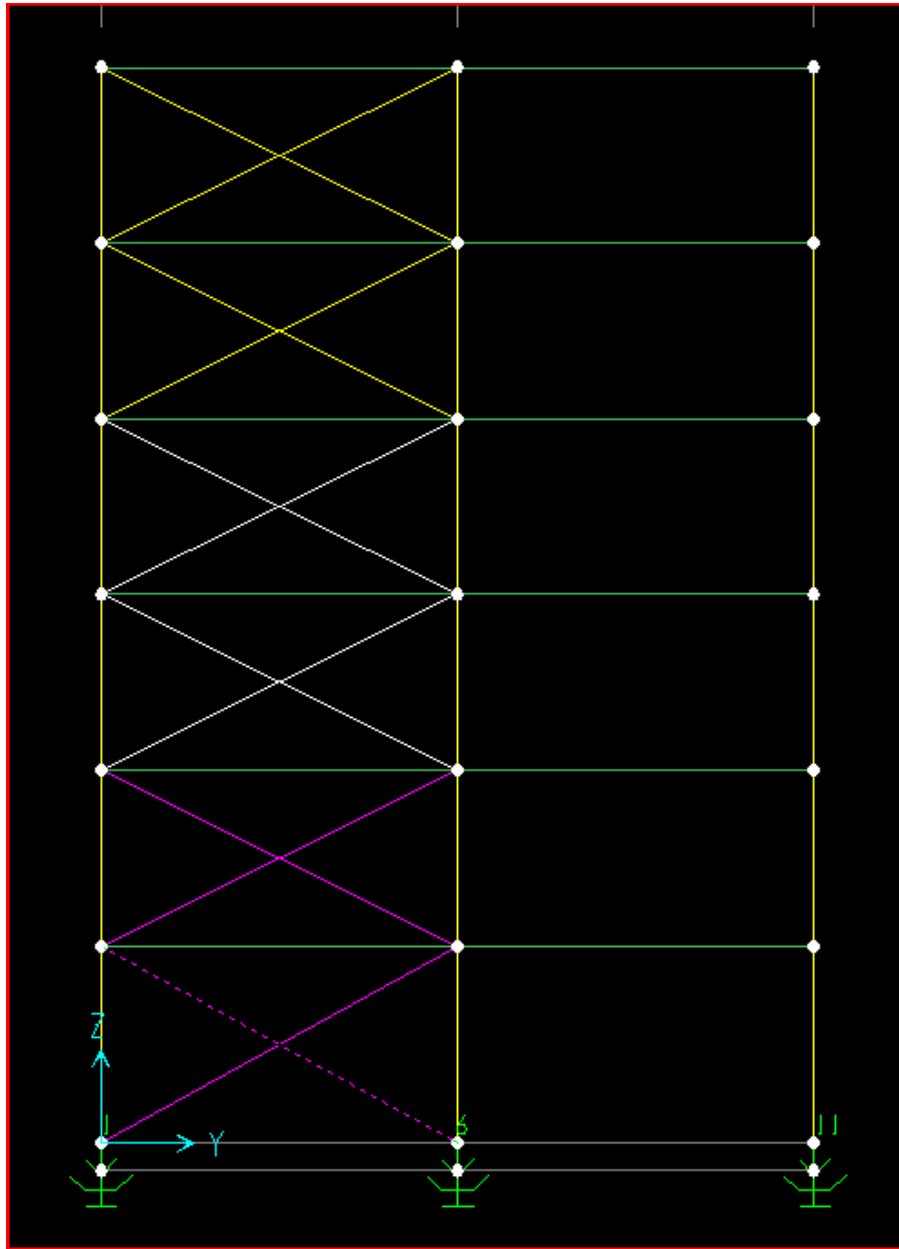
Διάγραμμα 8.9.3.2.67. Αξονική δύναμη του μέλους 223 για σεισμική διέγερση κατά Χ του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 342 KN.



Διάγραμμα 8.9.3.2.68. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του διαγώνιου μέλους 223 (πλαίσιο κατά τον άξονα 1 του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Χ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

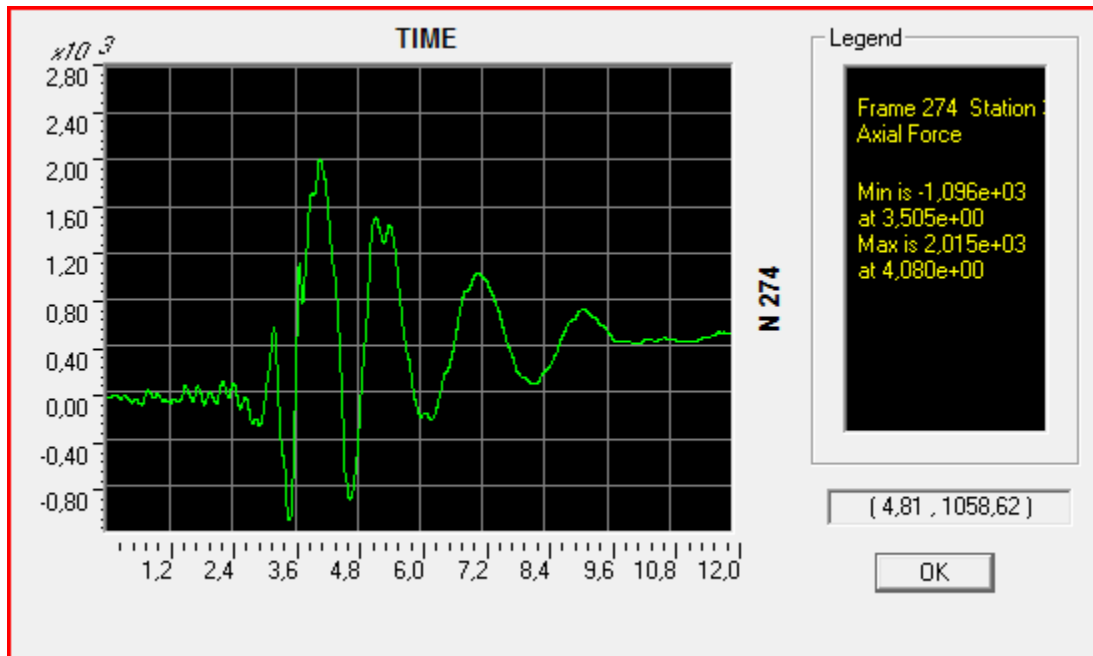
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης που εμφανίζεται στη διαγώνιο κατά τη σεισμική διέγερση του Αιγίου είναι 3,5 με 4 φορές μεγαλύτερη για το πακτωμένο μοντέλο από τις αντίστοιχες τιμές, που αφορούν στα μονωμένα μοντέλα. Το γεγονός αυτό μας επιτρέπει να κάνουμε σημαντική οικονομία στην επιλογή των διατομών κατά την διαστασιολόγηση των μονωμένων κτιρίων και αποτρέπει την βλάβη του μέλους κατά τη σεισμική διέγερση. Για τους δύο τύπους μόνωσης (LRB, FPS) η μέγιστη αξονική δύναμη που εμφανίζεται για τη σεισμική διέγερση είναι παρόμοιου μεγέθους.

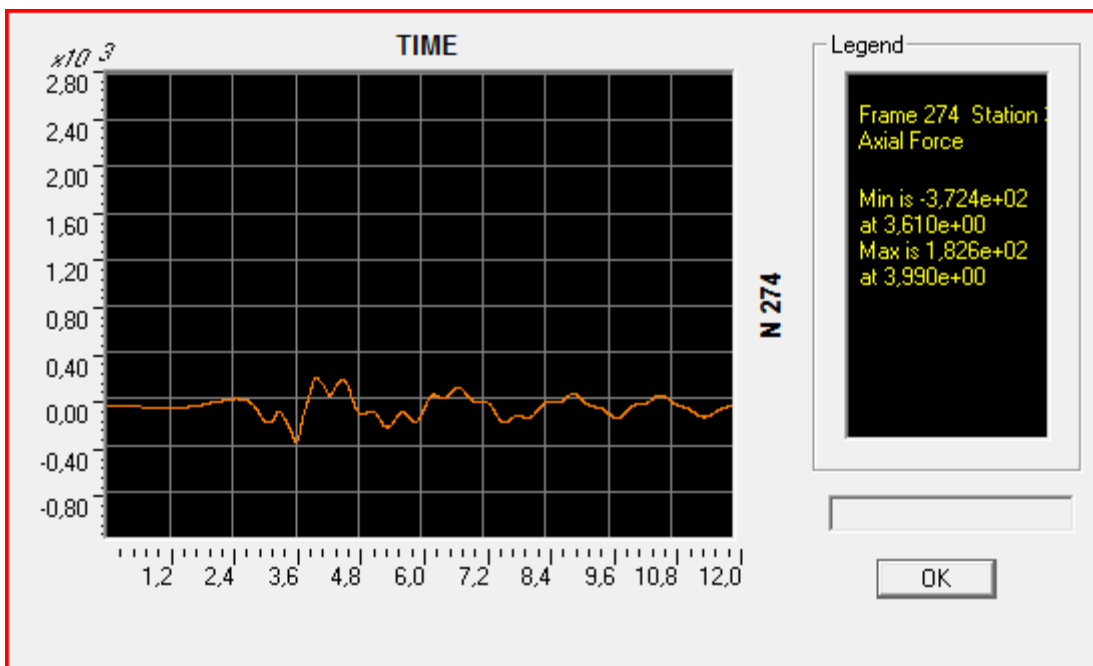


Εικόνα 8.9.3.2.6. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα E (πλαίσιο κατά Y) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου FPS και επισήμανση με διακεκομμένη του προς ανάλυση δομικού μέλους και για τα τρία μοντέλα.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

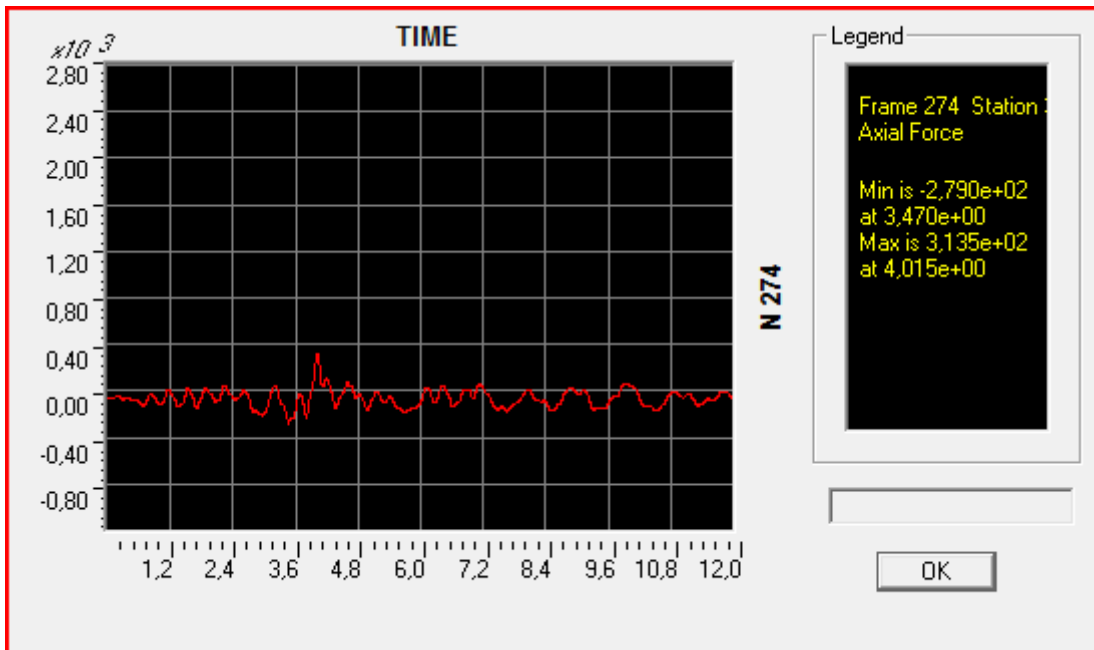


Διάγραμμα 8.9.3.2.69. Αξονική δύναμη του μέλους 274 για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 2015KN.

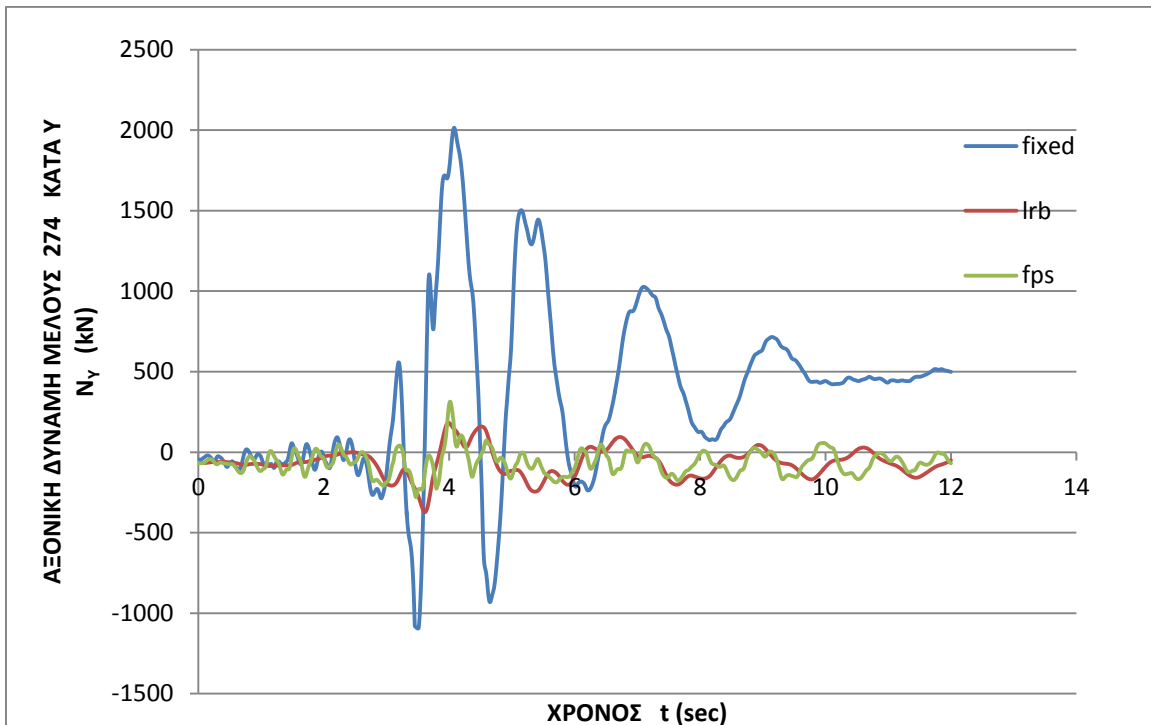


Διάγραμμα 8.9.3.2.70. Αξονική δύναμη του μέλους 274 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφεδράνα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 372,4 KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.2.71. Αξονική δύναμη του μέλους 274 για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 313,5 KN.

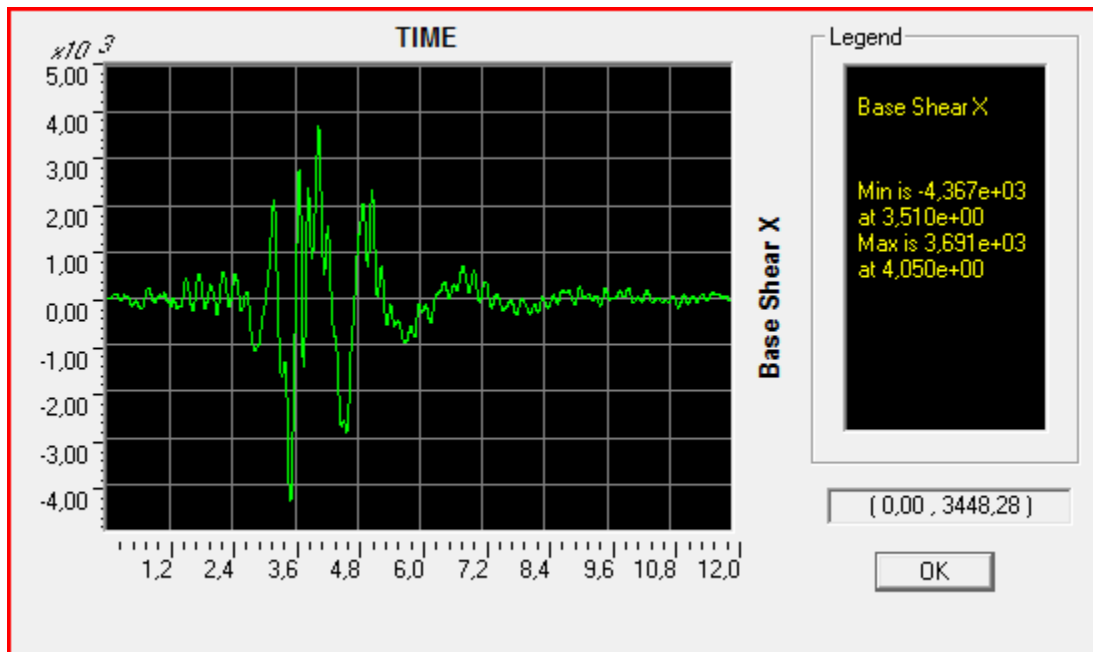


Διάγραμμα 8.9.3.2.72. Συγκριτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του διαγώνιου μέλους 274 (πλαίσιο κατά τον άξονα E του φορέα) για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

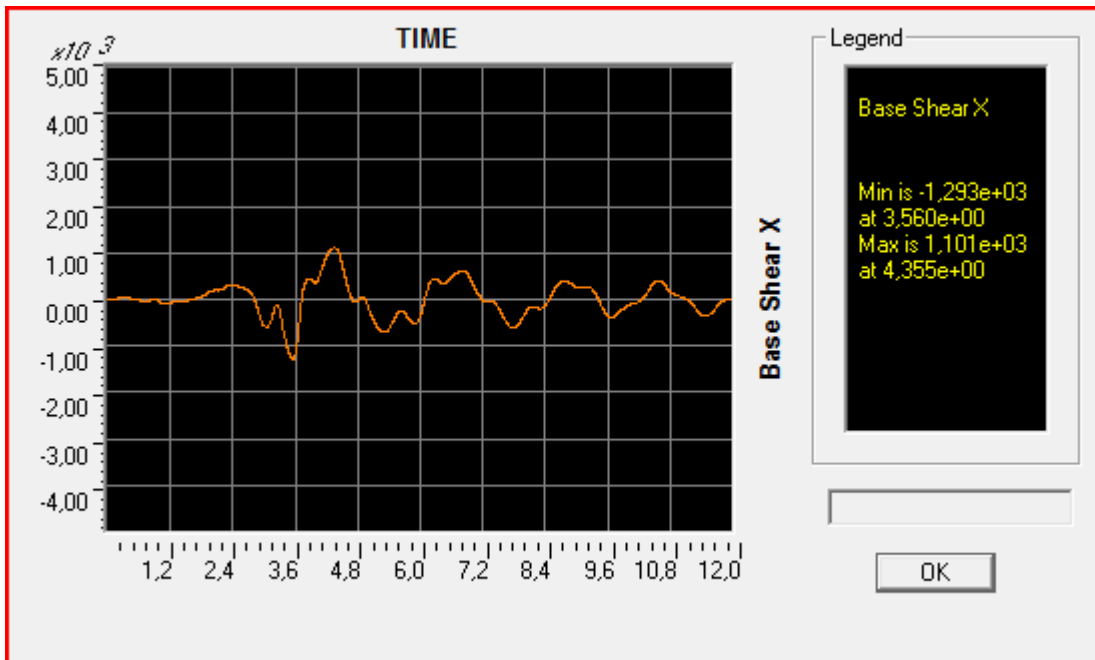
Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης που εμφανίζεται στη διαγώνιο κατά τη σεισμική διέγερση του Αιγίου είναι περίπου 6 φορές μεγαλύτερη για το πακτωμένο μοντέλο από τις αντίστοιχες τιμές, που αφορούν στα μονωμένα μοντέλα. Το γεγονός αυτό μας επιτρέπει να κάνουμε σημαντική οικονομία στην επιλογή των διατομών κατά την διαστασιολόγηση των μονωμένων κτιρίων και αποτρέπει την βλάβη του μέλους κατά τη σεισμική διέγερση. Για τους δύο τύπους μόνωσης (LRB, FPS) η μέγιστη αξονική δύναμη που εμφανίζεται για τη σεισμική διέγερση είναι παρόμοιου μεγέθους.

8.9.3.3. Συγκριτική παρουσίαση της τέμνουσας βάσης και των drifts των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου

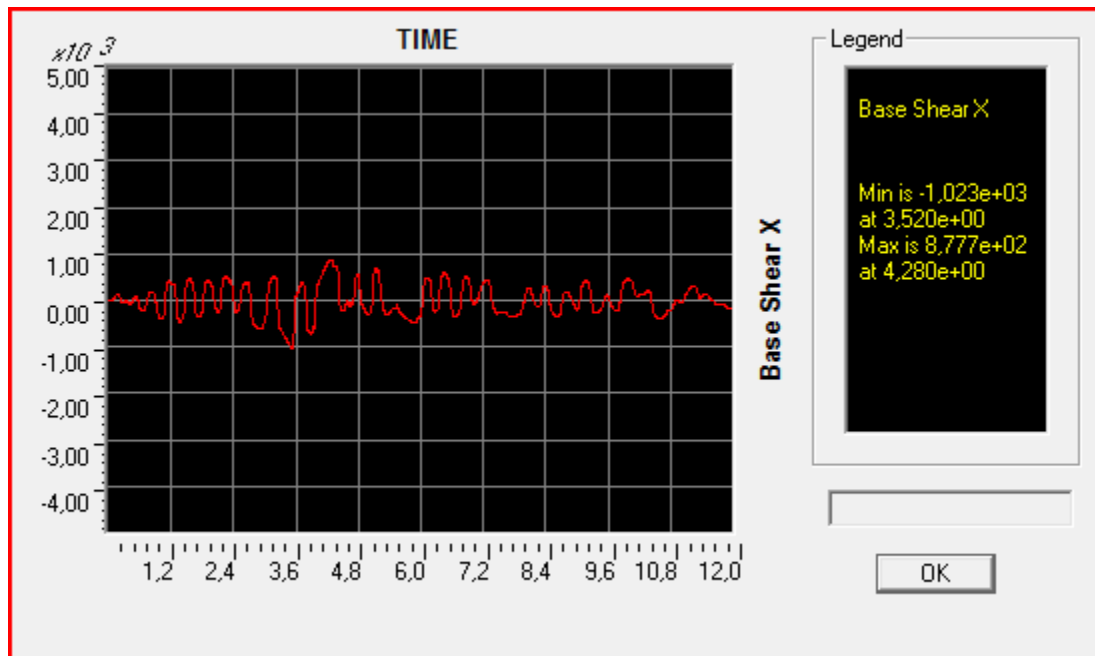


Διάγραμμα 8.9.3.3.1. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 4367KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

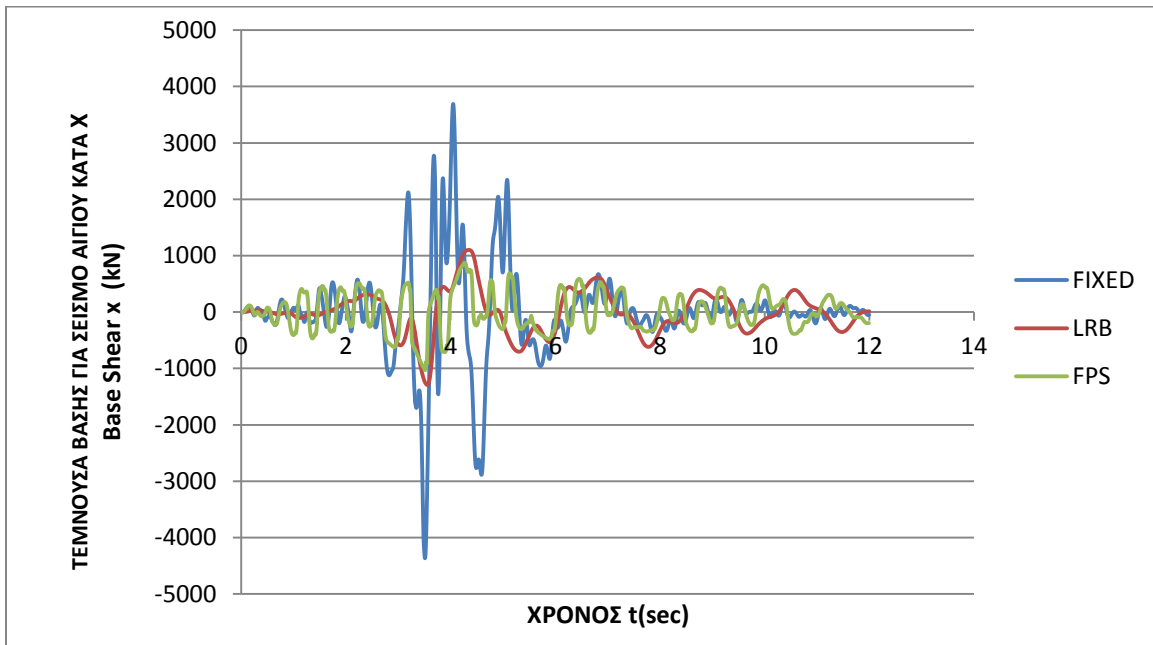


Διάγραμμα 8.9.3.3.2. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1293 KN.



Διάγραμμα 8.9.3.3.3. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά X του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 1023 KN.

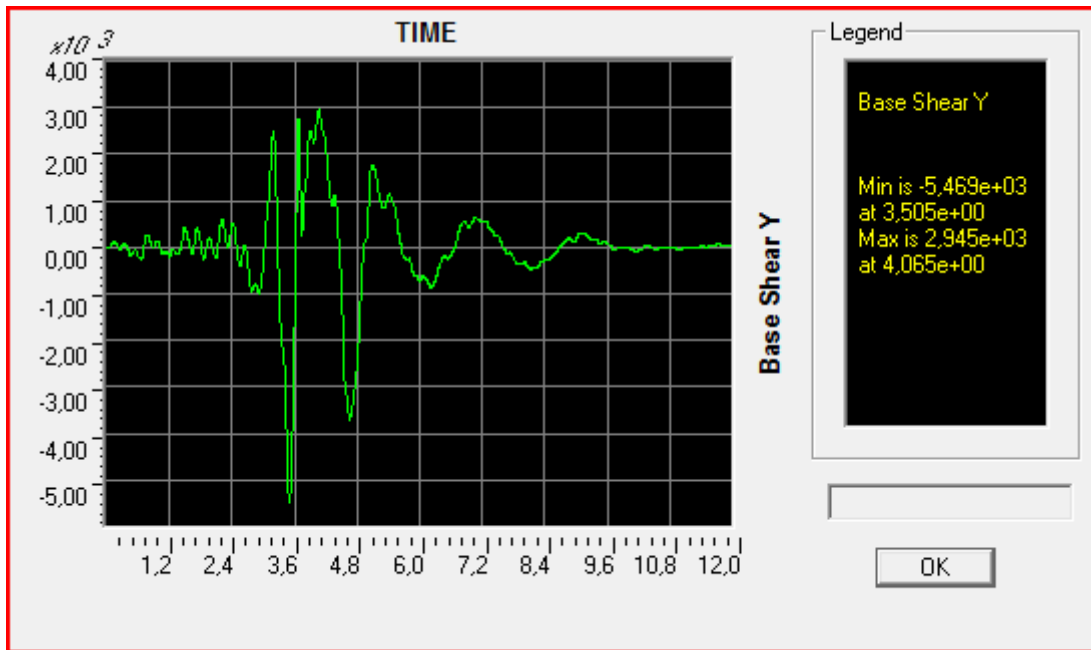
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



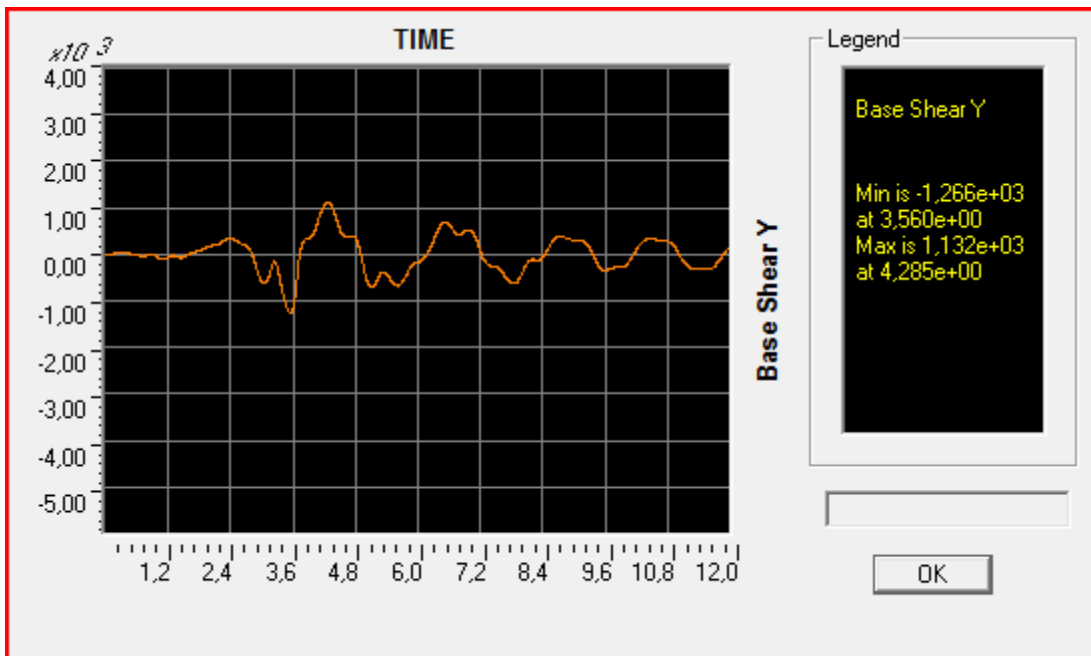
Διάγραμμα 8.9.3.3.4. Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσών δυνάμεων της βάσης για σεισμική διέγερση κατά Χ του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου κατά τον άξονα Χ του κτιρίου, είναι σημαντικά μεγαλύτερη για το πακτωμένο μοντέλο από τις αντίστοιχες τιμές, που αφορούν στα μονωμένα μοντέλα. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τέμνουσα βάση για το πακτωμένο κτίριο είναι 3,4 φορές μεγαλύτερη από την αντιστοιχή τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 4,3 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής. Η δραματική μείωση της τέμνουσας βάσης υποδηλώνει την αντίστοιχη μείωση της σεισμικής έντασης των μελών και την ελαχιστοποίηση των βλαβών στα φέροντα και μη φέροντα μέλη του κτιρίου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

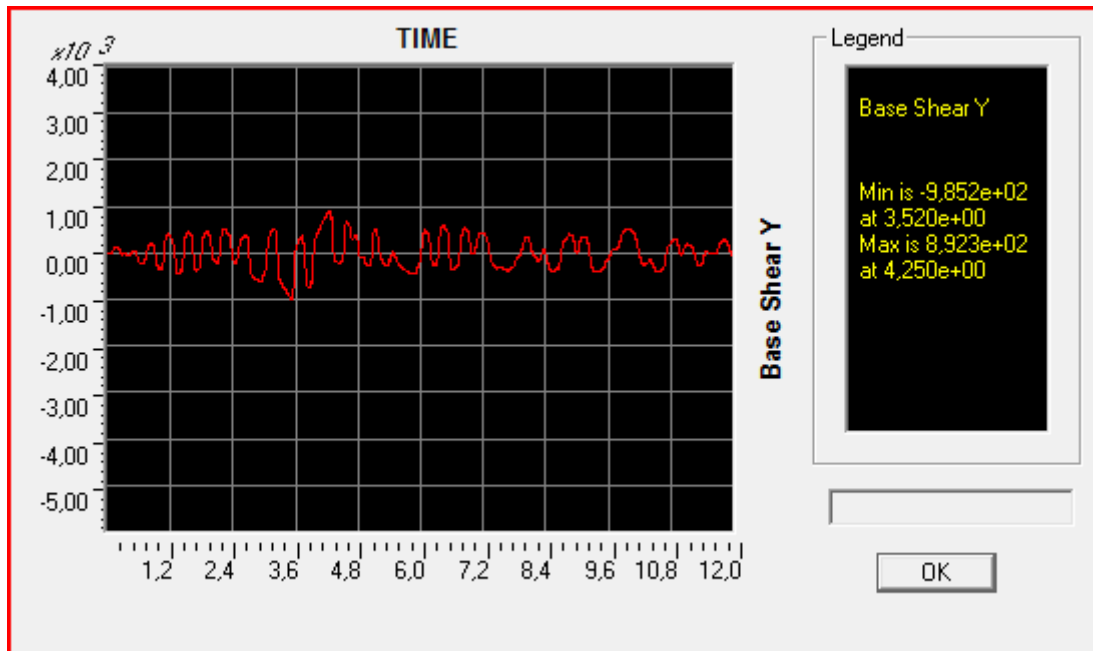


Διάγραμμα 8.9.3.3.5. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά Y του πατωμένου κτιρίου. Μέγιστη τιμή: 5469KN.

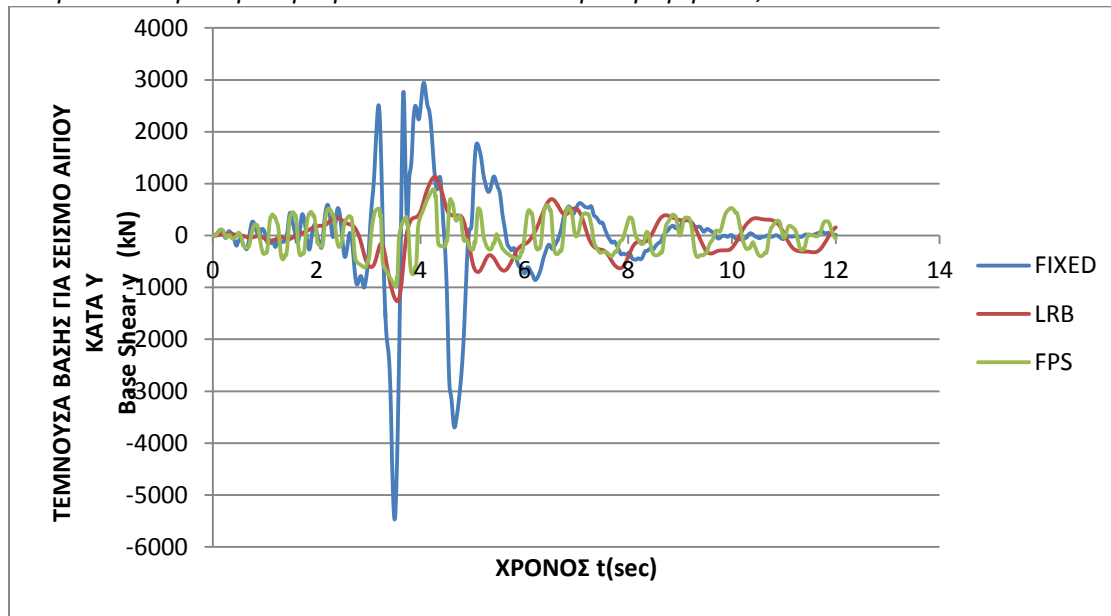


Διάγραμμα 8.9.3.3.6. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου LRB. Μέγιστη τιμή: 1266 KN.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.3.7. Τέμνουσα δύναμη βάσης για σεισμική διέγερση κατά Y του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα τύπου FPS. Μέγιστη τιμή: 985,2 KN.



Διάγραμμα 8.9.3.3.8. Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσών δυνάμεων της βάσης για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε, ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου κατά τον άξονα Y του κτιρίου, είναι σημαντικά μεγαλύτερη για το πακτωμένο μοντέλο από τις αντίστοιχες τιμές, που αφορούν στα

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Τύπος Κτιρίου --->	Πακτωμέ νο κτίριο (Fixed)	Μονωμένο Κτίριο (LRB)	Μονωμένο Κτίριο (FPS)	Συγκριτικοί λόγοι αποτελεσμάτων		
				Fixed/LRB	Fixed/FPS	FPS/LRB
Κινηματικά - Εντατικά Μεγέθη						
Απόλυτη μετακίνηση βάσης κατά Χ		0,06544	0,055			0,84
Απόλυτη μετακίνηση βάσης κατά Υ		0,07061	0,05737			0,81
Τέμνουσα Δύναμη βάσης για Σεισμική διέγερση κατά Χ	4367	1293	1023	3,38	4,27	0,79
Τέμνουσα Δύναμη βάσης για Σεισμική διέγερση κατά Υ	5469	1266	985,2	4,32	5,55	0,78
Σχετική μετακίνηση κορυφής κατά Χ	0,1881	0,1107	0,1166	1,70	1,61	1,05
Σχετική μετακίνηση κορυφής κατά Υ	0,2137	0,1142	0,1208	1,87	1,77	1,06
Απόλυτη ταχύτητα κορυφής κατά Χ	1,133	0,4322	0,4528	2,62	2,50	1,05
Απόλυτη ταχύτητα κορυφής κατά Υ	1,188	0,4319	0,482	2,75	2,46	1,12
Απόλυτη επιτάχυνση κορυφής κατά Χ	7,975	2,79	3,279	2,86	2,43	1,18
Απόλυτη επιτάχυνση κορυφής κατά Υ	7,399	2,585	4,068	2,86	1,82	1,57
Μέλος 19 (Σεισμική διέγερση κατά Χ)						
Αξονική δύναμη (KN)	5967	1813	2160	3,29	2,76	1,19
Ροπή βάσης (KN/m)	61,08	8,283	17,57	7,65	21,05	0,36
Ροπή κορυφής (KN/m)	63,33	2,299	3,009			
Τέμνουσα (KN)	34,52	2,219	5,376	15,56	6,42	2,42
Μέλος 109 (Σεισμική διέγερση κατά Χ)						
Αξονική δύναμη (KN)	1960	1923	1927	1,02	1,02	1,00
Ροπή βάσης (KN/m)	49,9	12,2	25,63	4,25	2,02	2,10
Ροπή κορυφής (KN/m)	51,88	3,628	4,188			
Τέμνουσα (KN)	28,25	3,513	7,979	8,04	3,54	2,27
Μέλος 1 (Σεισμική διέγερση κατά Υ)						
Αξονική δύναμη (KN)	4875	1842	1809	2,65	2,69	0,98
Ροπή βάσης (KN/m)	400,3	25,34	65,97	36,42	13,99	2,60

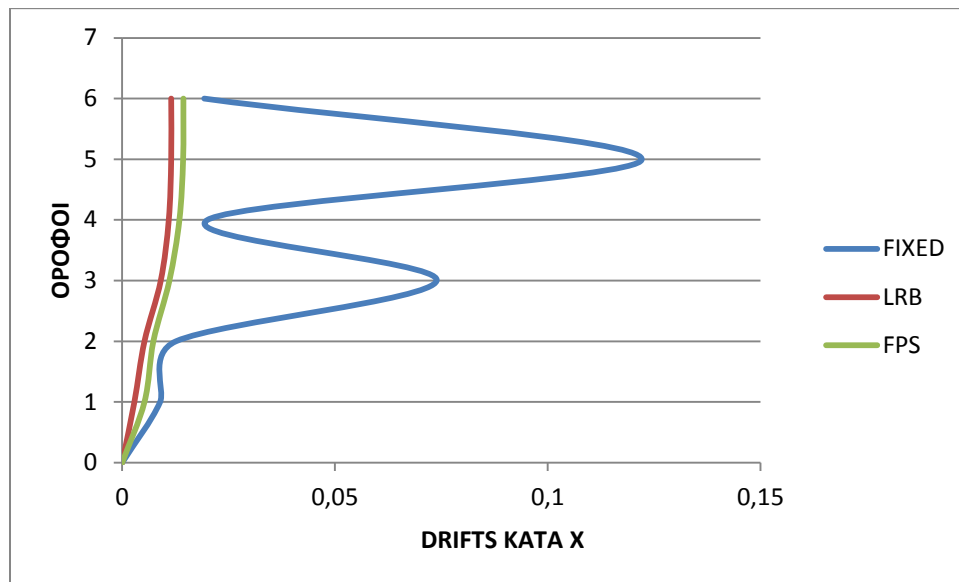
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Ροπή κορυφής (KN/m)	922,9	7,992	7,277			
Τέμνουσα (KN)	259,8	6,396	18,92	40,62	13,73	2,96
Μέλος 199 (Σεισμική διέγερση κατά Υ)						
Αξονική δύναμη (KN)	1595	1583	1584	1,01	1,01	1,00
Ροπή βάσης (KN/m)	245,7	46,5	107,4	9,29	4,02	2,31
Ροπή κορυφής (KN/m)	432	12,79	14,17			
Τέμνουσα (KN)	124,5	12,39	30,25	10,05	4,12	2,44
Μέλος 223 (Σεισμική διέγερση κατά Χ)						
Αξονική δύναμη (KN)	1284	376,8	342	3,41	3,75	0,91
Μέλος 274 (Σεισμική διέγερση κατά Υ)						
Αξονική δύναμη (KN)	2015	372,4	313,5	5,41	6,43	0,84

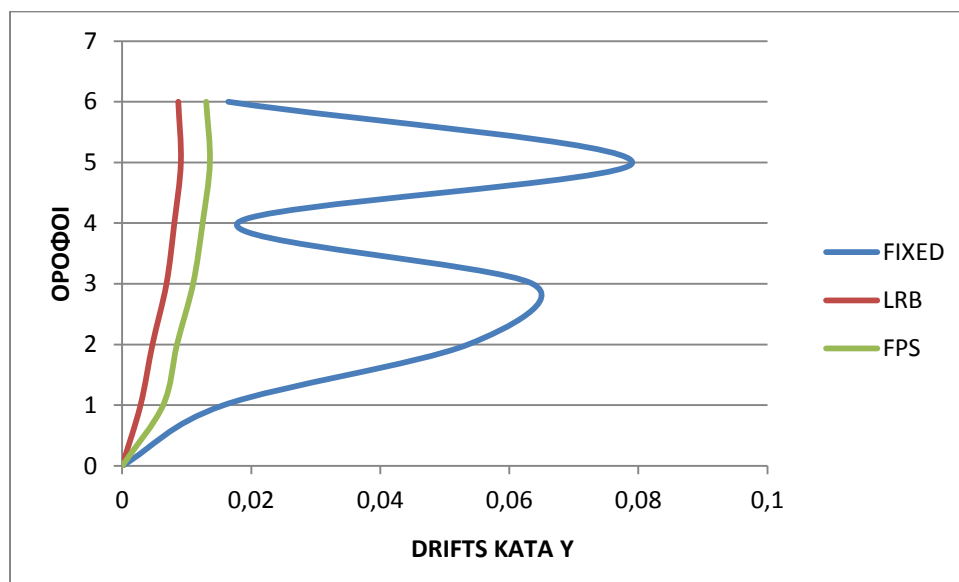
Πίνακας 8.9.3.3.1. Συγκριτικοί λόγοι κινηματικών και εντατικών μεγεθών για τα κτίρια που μελετήθηκαν (πακτωμένο, LRB, FPS).

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

μονωμένα μοντέλα. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τέμνουσα βάσης για το πακτωμένο κτίριο είναι 4.3 φορές μεγαλύτερη από την αντιστοιχή τιμή για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB και 5.6 φορές μεγαλύτερη για το σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα τριβής. Η δραματική μείωση της τέμνουσας βάσης υποδηλώνει την αντίστοιχη μείωση της σεισμικής έντασης των μελών και την ελαχιστοποίηση των βλαβών στα φέροντα και μη φέροντα μέλη του κτιρίου.



Διάγραμμα 8.9.3.3.9. Συγκριτικό διάγραμμα σχετικών μετατοπίσεων ορόφων κατά τον άξονα X για σεισμική διέγερση κατά X του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.



Διάγραμμα 8.9.3.3.10. Συγκριτικό διάγραμμα σχετικών μετατοπίσεων ορόφων κατά τον άξονα Y για σεισμική διέγερση κατά Y του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων κτιρίων είτε με εφέδρανα τύπου LRB είτε με εφέδρανα τριβής τύπου FPS.

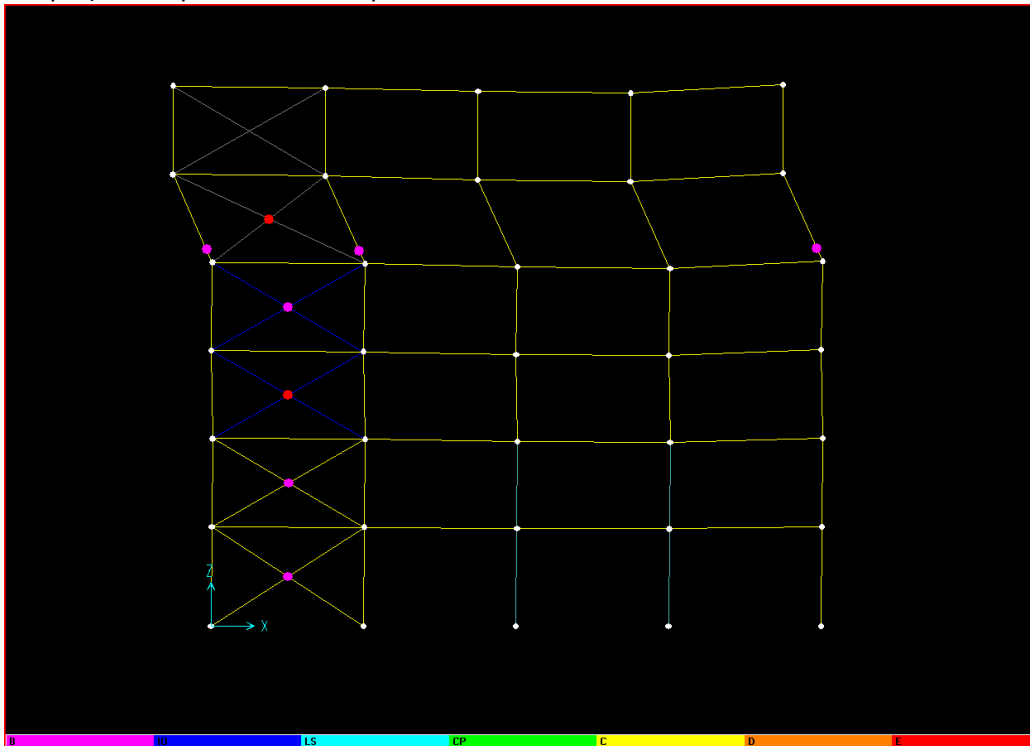
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα διαπιστώνουμε την πολύ καλύτερη σεισμική απόκριση των μονωμένων κτιρίων σε σχέση με το πακτωμένο κτίριο. Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για τα μονωμένα κτίρια είναι πολύ μικρότερες συγκριτικά με εκείνες που εμφανίζονται στους ορόφους του πακτωμένου κτιρίου για την σεισμική διέγερση του Αιγίου. Κατά την διεύθυνση Y οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για το κτίριο με εφέδρανα τριβής εμφανίζονται ελαφρώς δυσμενέστερες από τις αντίστοιχες μετακινήσεις για το κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Οι ασυνέχειες που παρατηρούνται στο διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων των ορόφων για το πακτωμένο κτίριο, υποδηλώνουν ότι τα χιαστί μέλη του κτιρίου έχουν αστοχήσει σε λυγισμό και τα υποστυλώματα των αντίστοιχων ορόφων που παρουσιάζουν μεγάλες σχετικές μετακινήσεις αναπτύσσουν πλαστική συμπεριφορά. Συνεπώς, στα μονωμένα κτίρια δεν αναμένονται βλάβες κατά τη σεισμική διέγερση του Αιγίου, ενώ στο πακτωμένο κτίριο αναμένουμε βλάβες σε φέροντα και μη φέροντα μέλη.

Στον Πίνακα 8.9.3.3.1 παρατίθενται συνοπτικά όλοι οι συγκριτικοί λόγοι των τιμών των κινηματικών και εντατικών μεγεθών για τα κτίρια που αναλύθηκαν και τα μέλη αυτών που εξετάστηκαν παραπάνω.

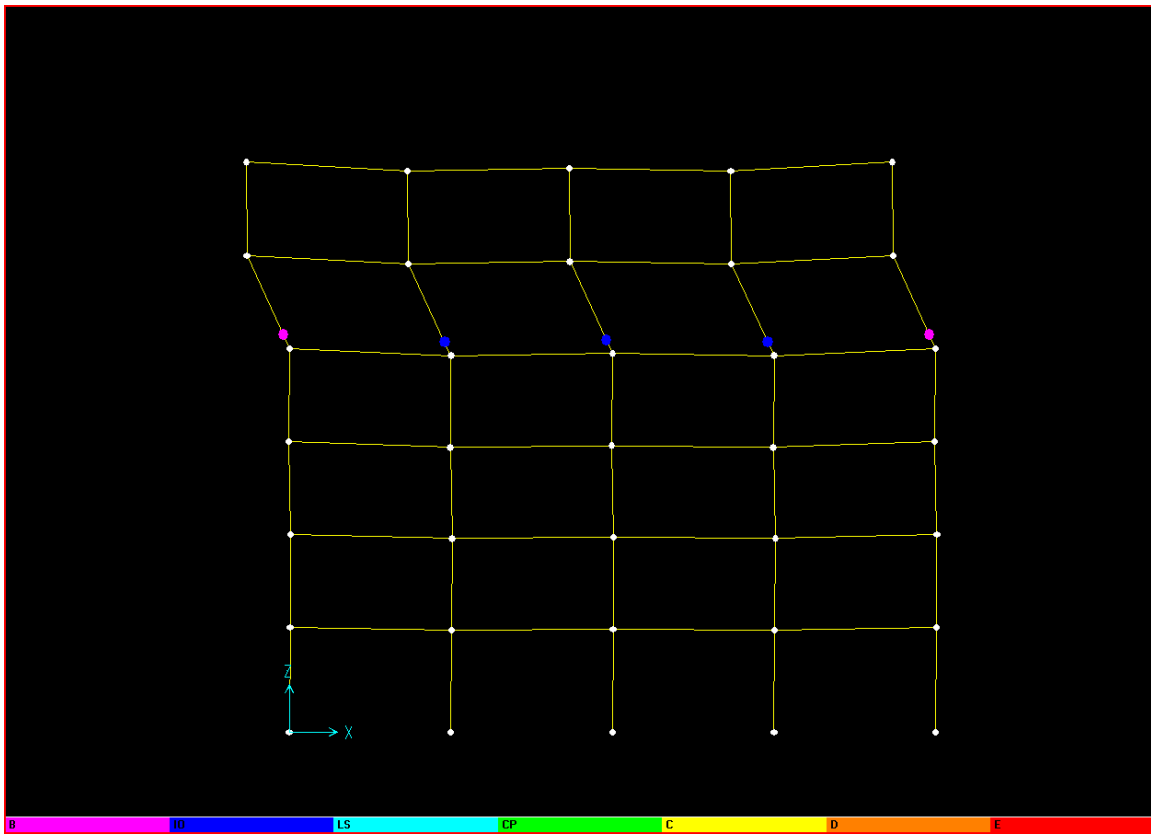
8.9.3.4. Συγκριτική παρουσίαση των πλαστικοποιήσεων των μελών των κτιρίων για τη σεισμική διέγερση του Αιγίου

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι μηχανισμοί πλαστικών αρθρώσεων των πλαισίων που απαρτίζουν τα μοντέλα των κτιρίων.



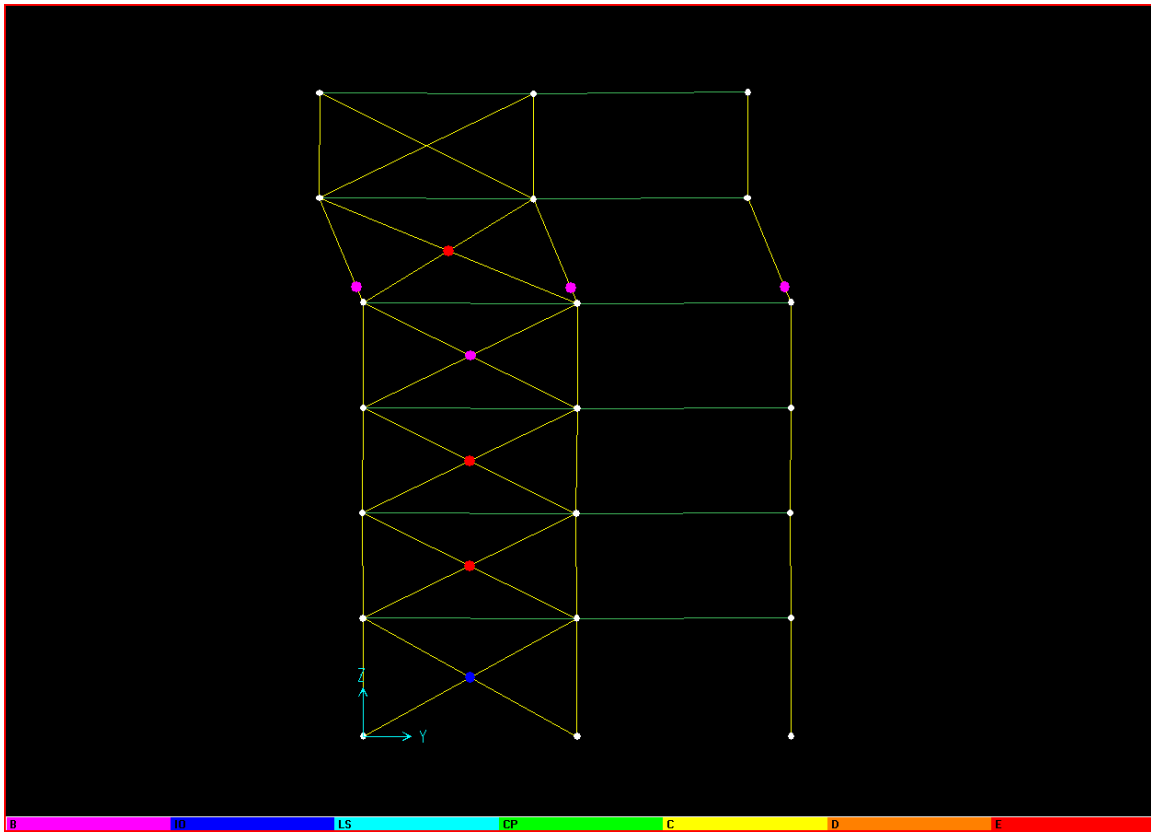
Σχήμα 8.9.3.4.1. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 1 για το συμβατικό μοντέλο με πακτώσεις στη βάση για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



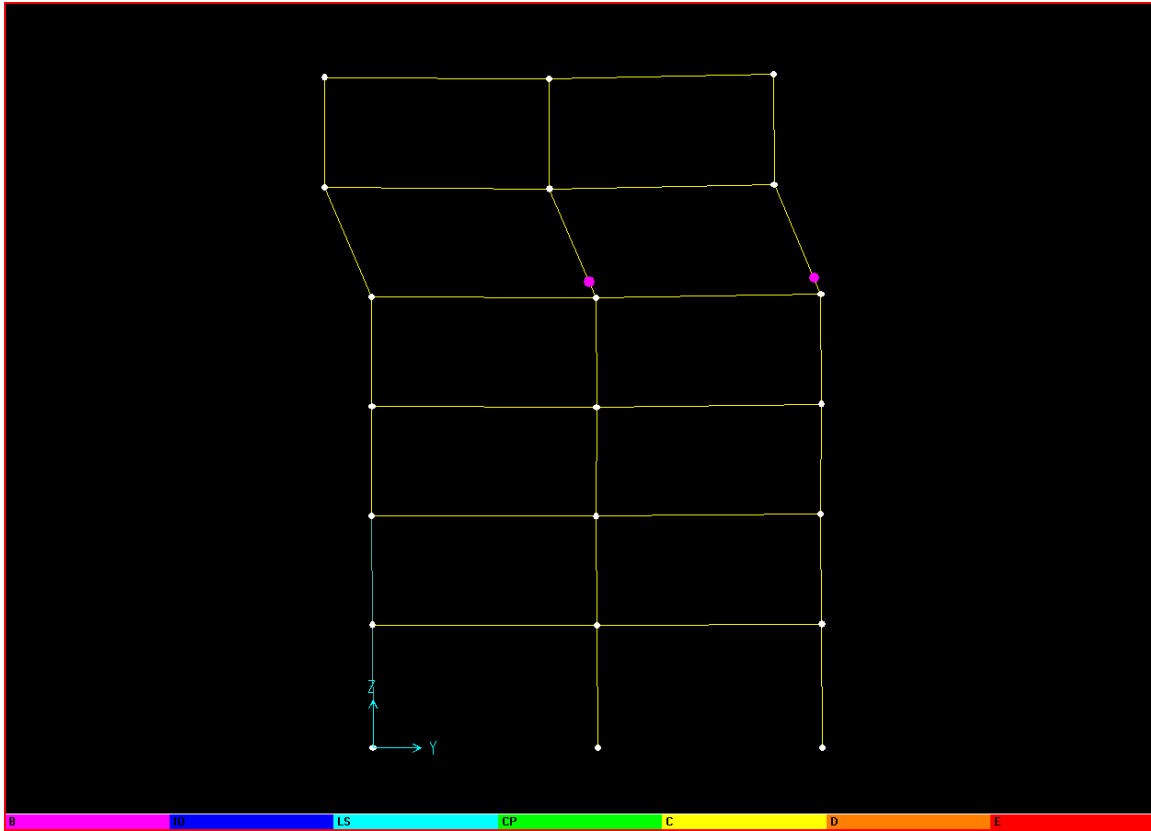
Σχήμα 8.9.3.4.2. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 2 για το συμβατικό μοντέλο με πακτώσεις στη βάση για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Χ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



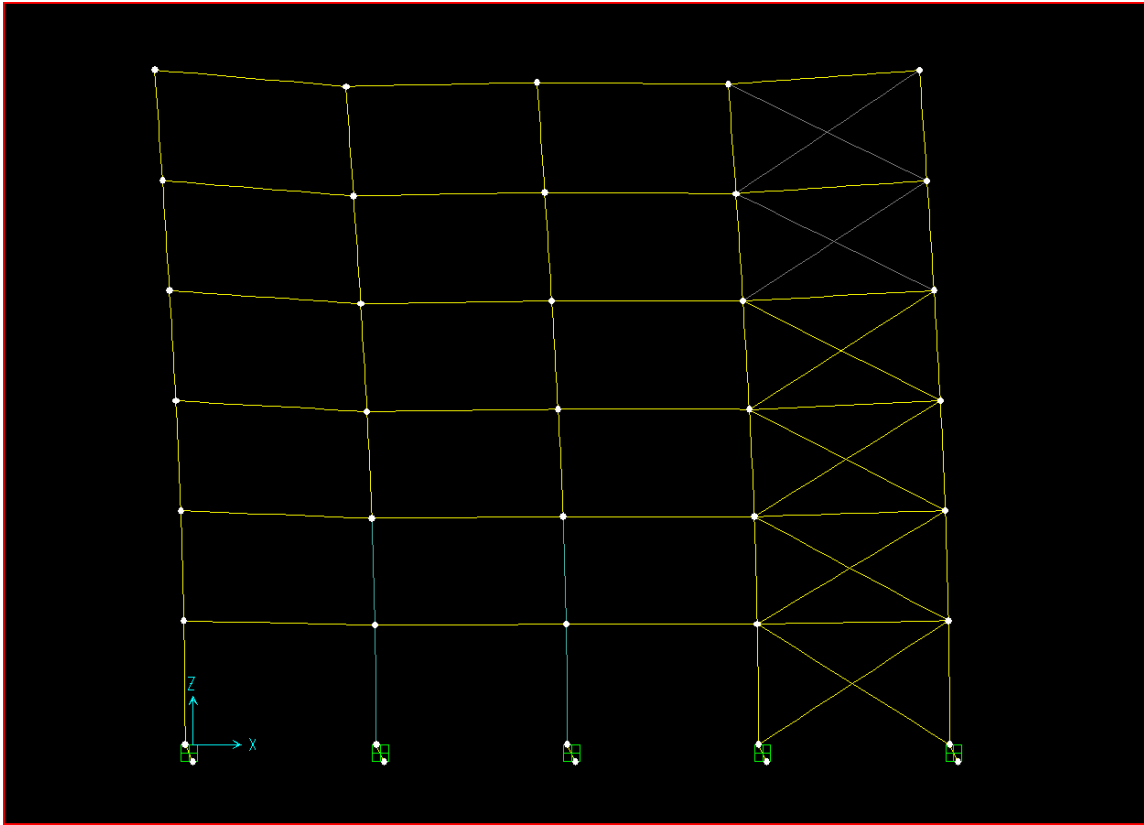
Σχήμα 8.9.3.4.3. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα για το συμβατικό μοντέλο με πακτώσεις στη βάση για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



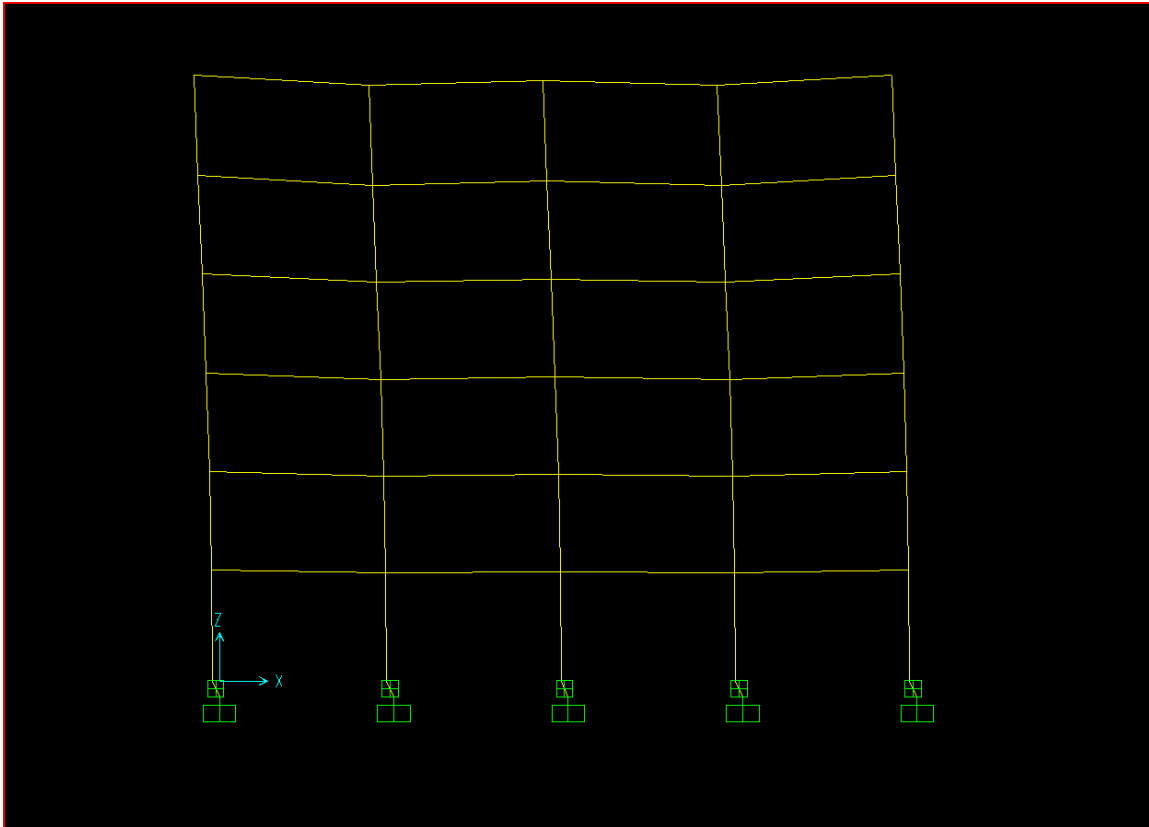
Σχήμα 8.9.3.4.4. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα A για το συμβατικό μοντέλο με πακτώσεις στη βάση για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



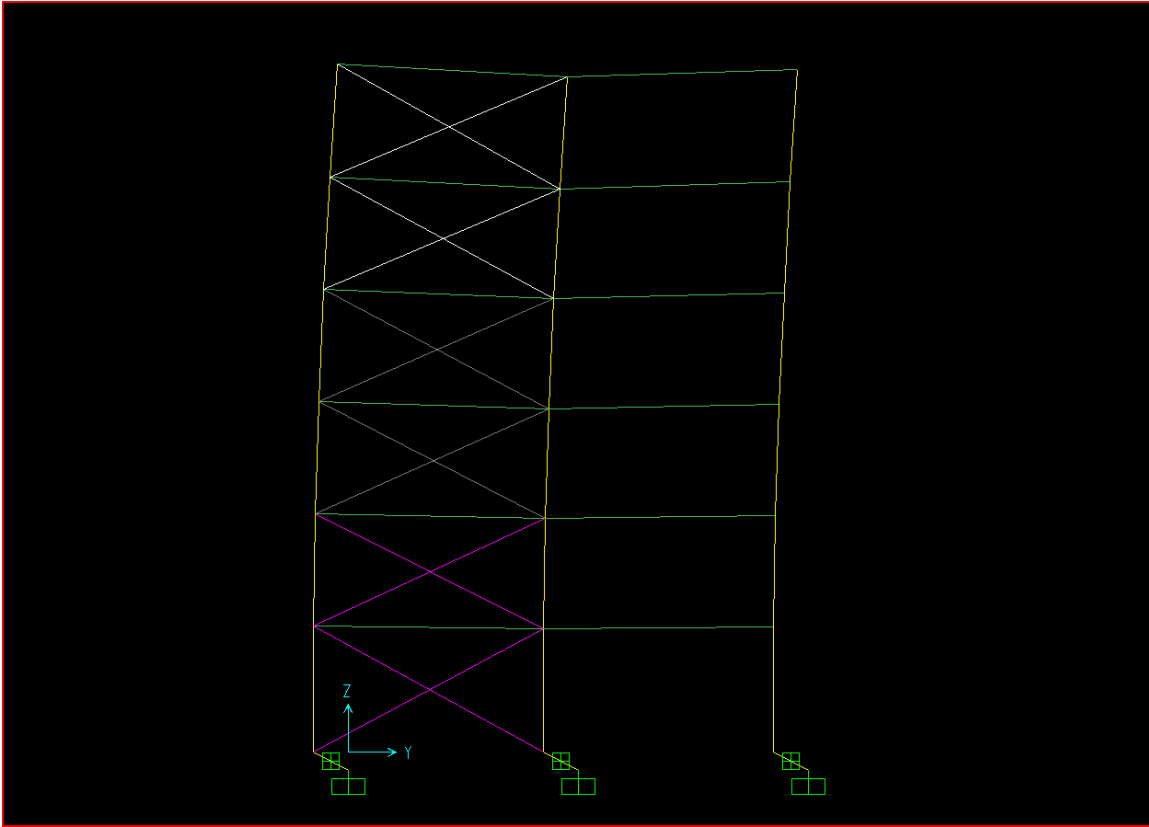
Σχήμα 8.9.3.4.5. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 1 για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Χ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



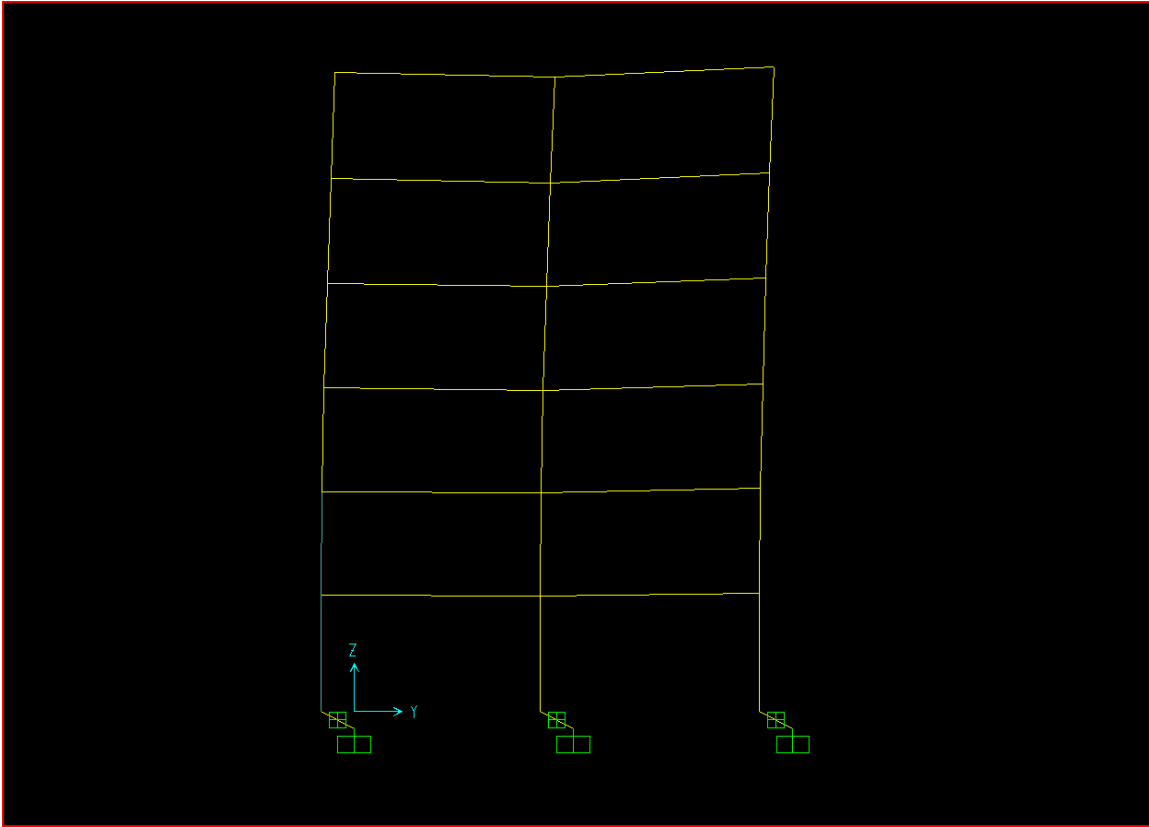
Σχήμα 8.9.3.4.6. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 2 για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Χ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



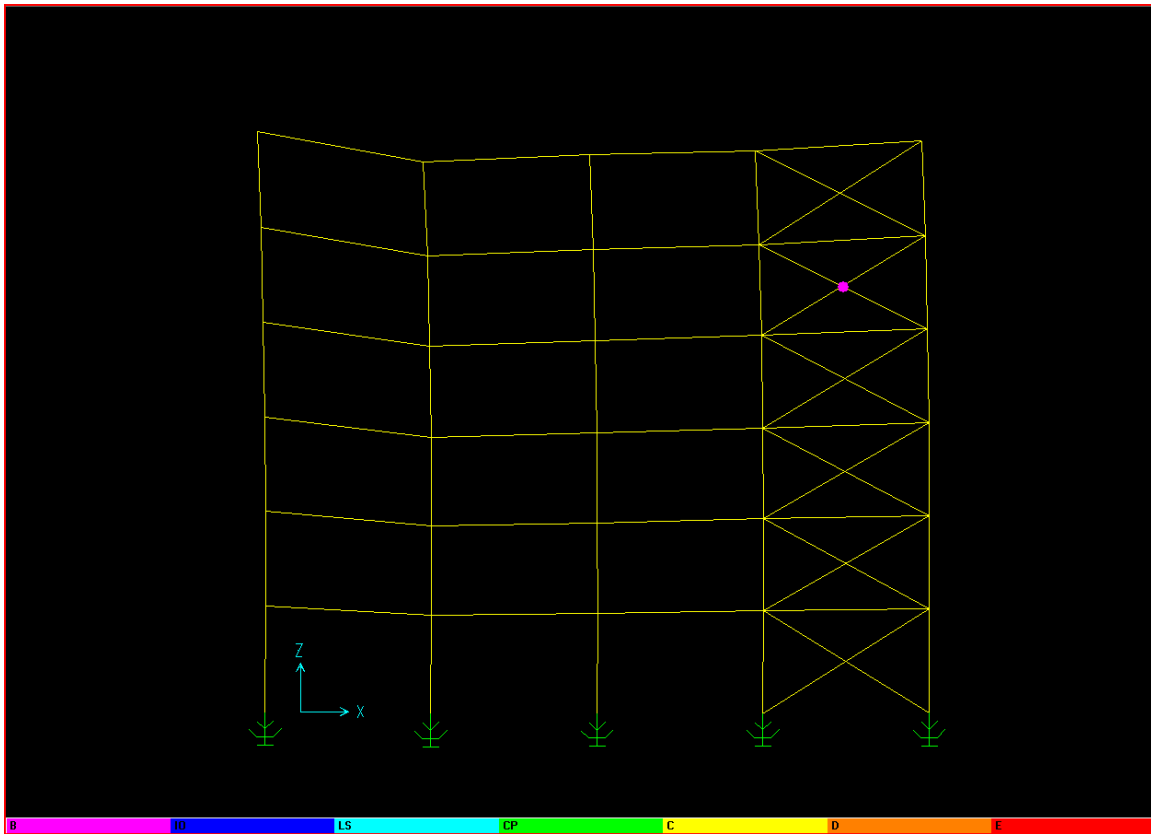
Σχήμα 8.9.3.4.7. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα A για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



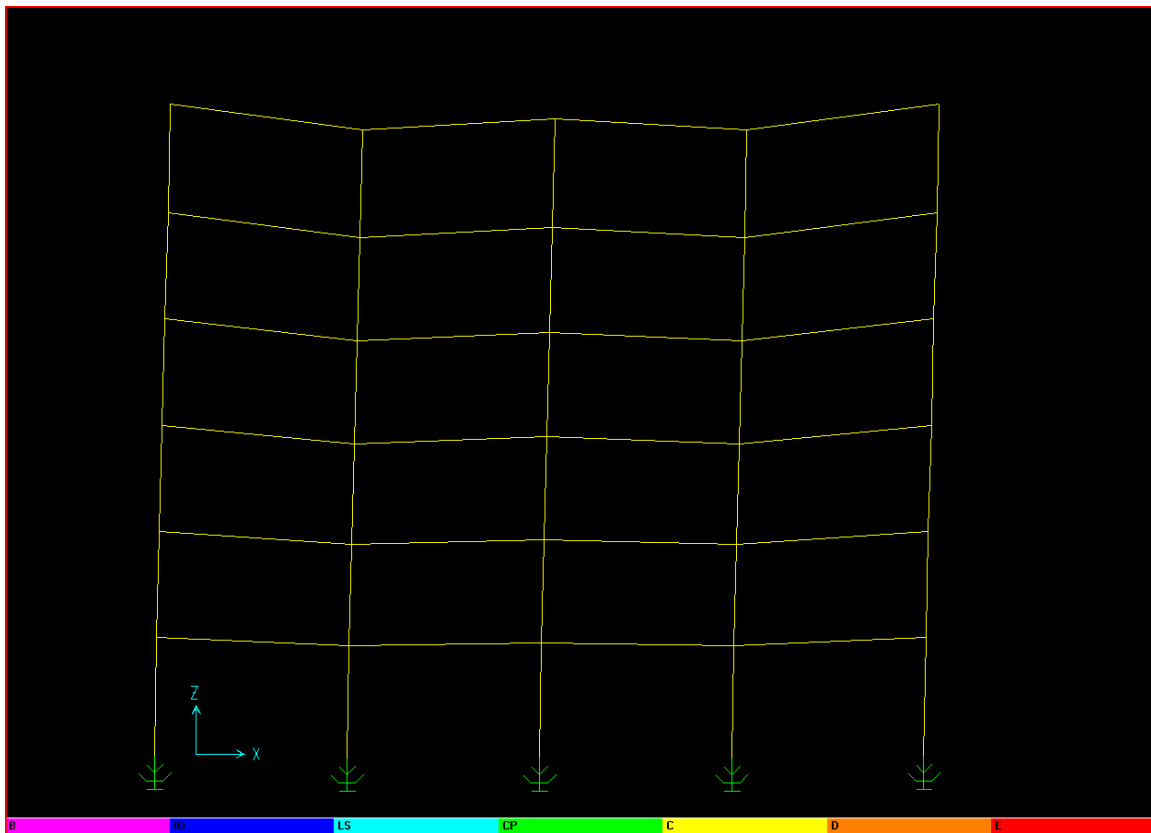
Σχήμα 8.9.3.4.8. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα C για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



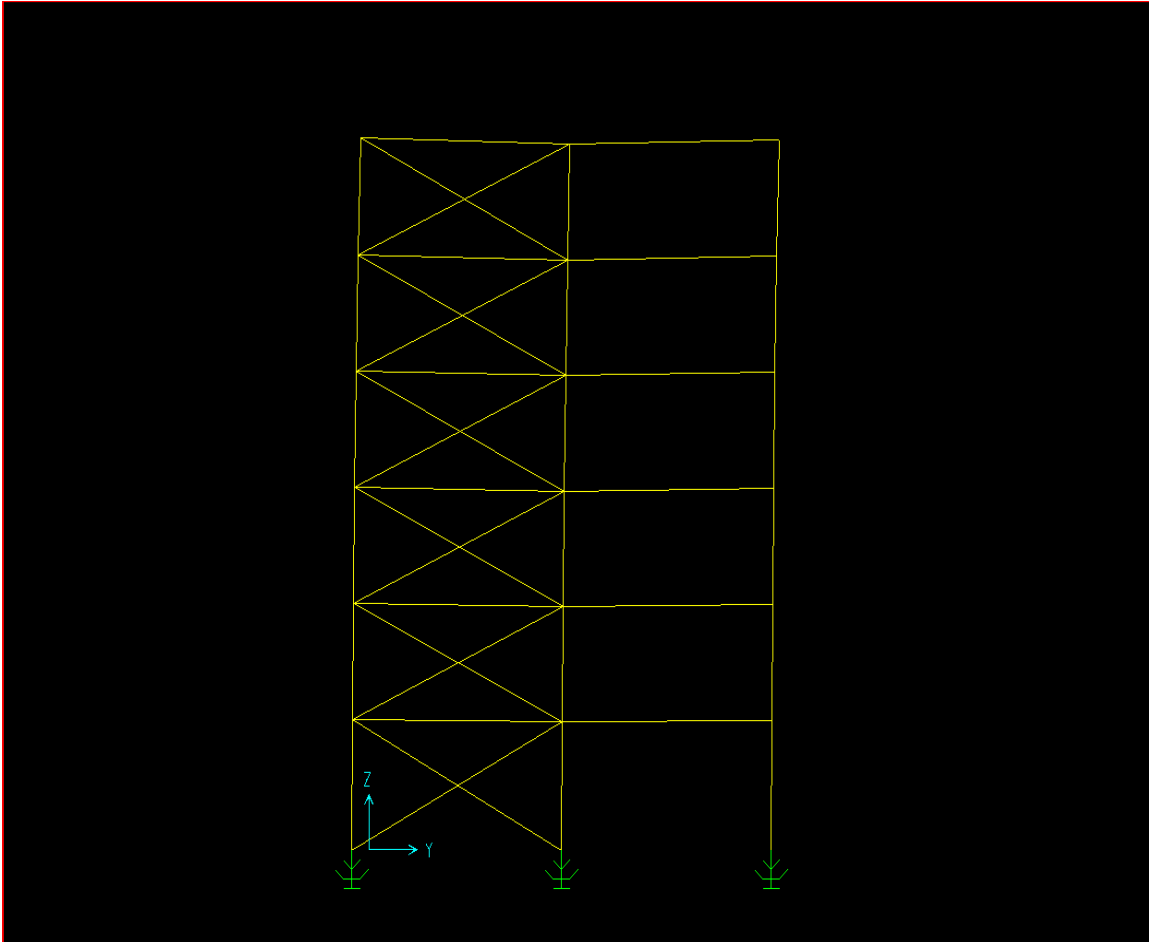
Σχήμα 8.9.3.4.9. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 1 για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



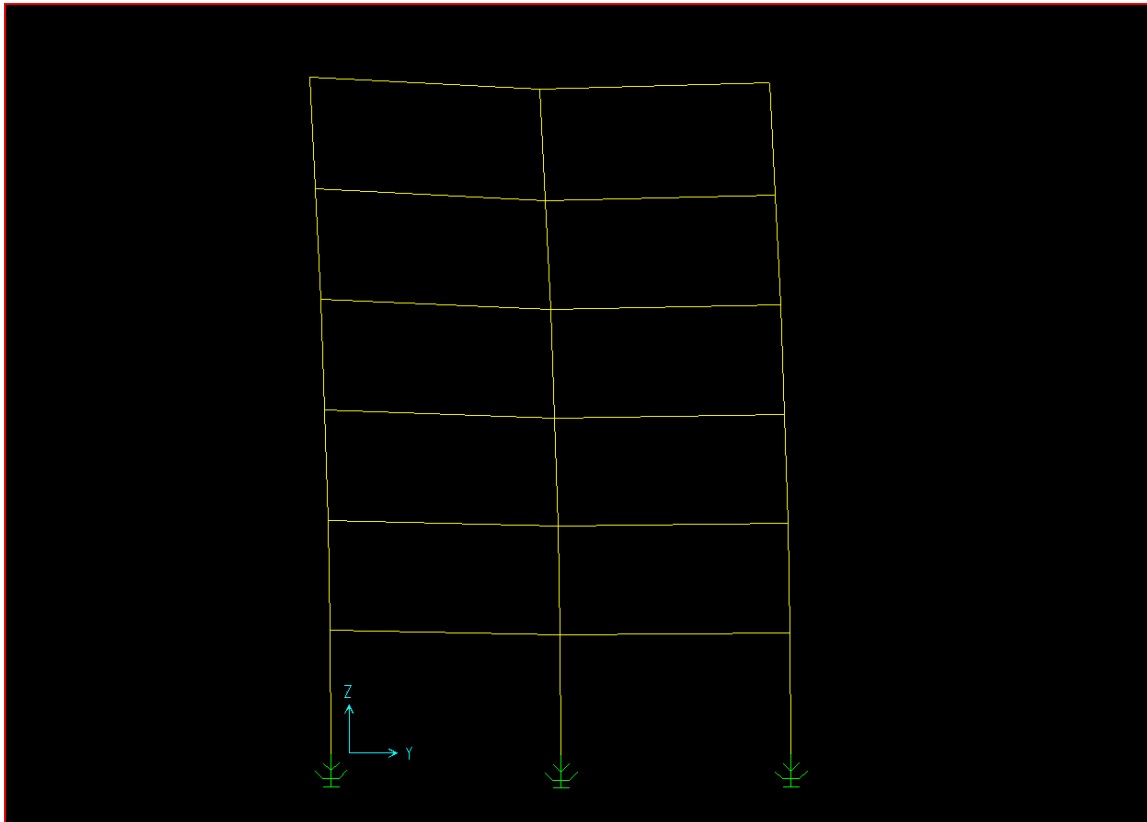
Σχήμα 8.9.3.4.10. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα 2 για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Σχήμα 8.9.3.4.11. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα E για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφέδρανα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y .

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



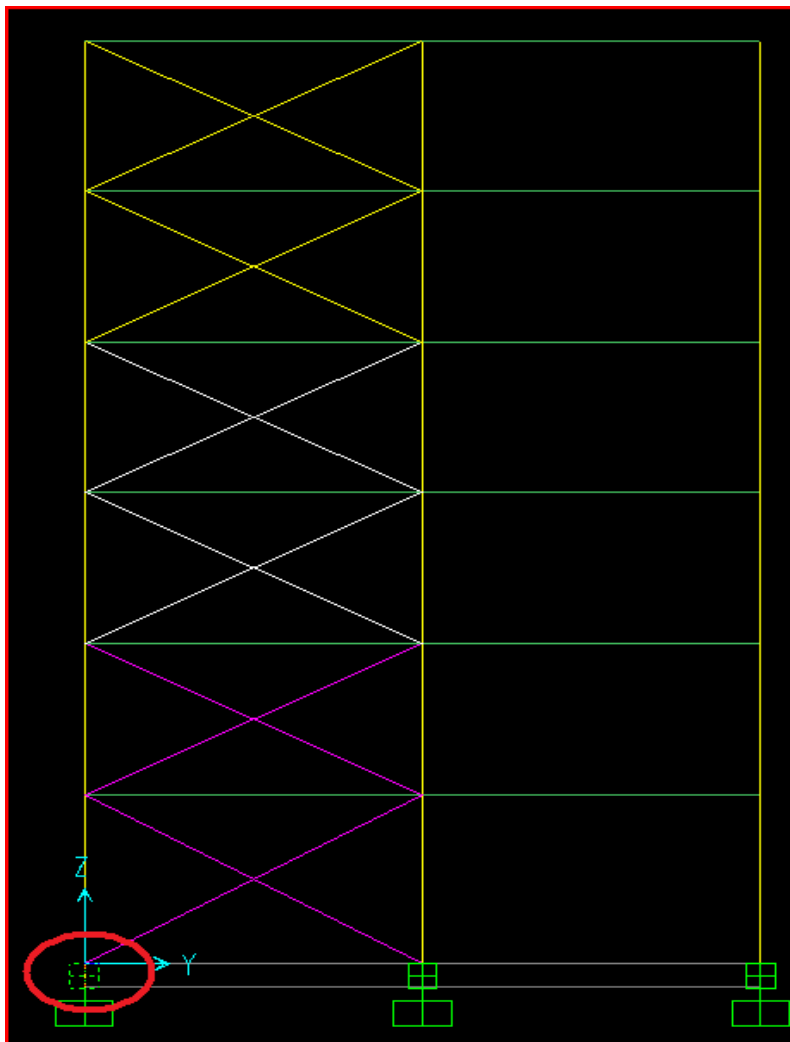
Σχήμα 8.9.3.4.12. Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του άξονα C για το μοντέλο με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης για τους τρεις τύπους των κτιρίων συνάγεται το συμπέρασμα, ότι στο πακτωμένο κτίριο έχουμε δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων και κατά συνέπεια βλαβών, ενώ στα υπόλοιπα δύο μονωμένα κτίρια δεν παρουσιάζονται πλαστικές αρθρώσεις στα μέλη τους και κατά συνέπεια δεν έχουν βλάβες μετά το πέρας του σεισμού. Αυτό δείχνει και το πλεονέκτημα της σεισμικής μόνωσης όσον αφορά το κόστος επισκευής της κατασκευής, όταν υπόκειται σε κάποιον σεισμό που υπερβαίνει το σεισμό σχεδιασμού.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

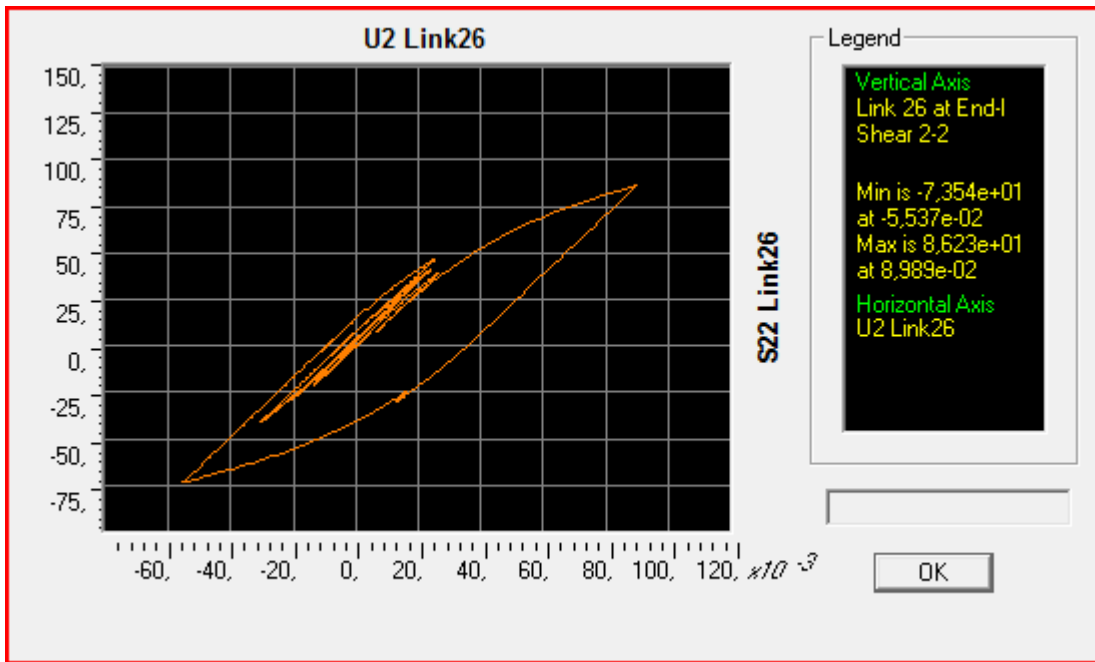
8.9.3.5. Παρουσίαση των υστερητικών βρόγχων που αναπτύσσουν τα εφέδρανα κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υστερητικοί βρόγχοι για τα εφέδρανα που φαίνονται στις αντίστοιχες εικόνες. Εξετάζονται και οι δύο διευθύνσεις του κτιρίου και παραθέτονται για λόγους σύγκρισης οι βρόγχοι των LRB και των FPS εφεδράνων που τοποθετούνται στην ίδια θέση στο κτίριο.

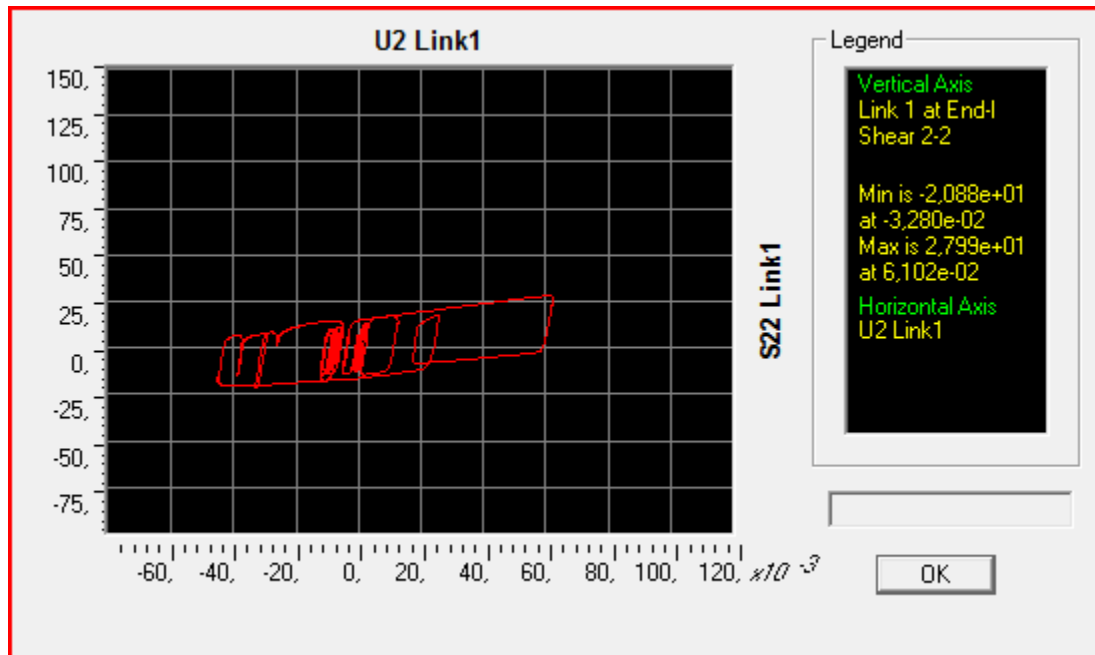


Εικόνα 8.9.3.5.1. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα E (πλαίσιο κατά Y) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου LRB και επισήμανση με κύκλο του εφεδράνου προς ανάλυση και σύγκριση με το αντίστοιχο FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

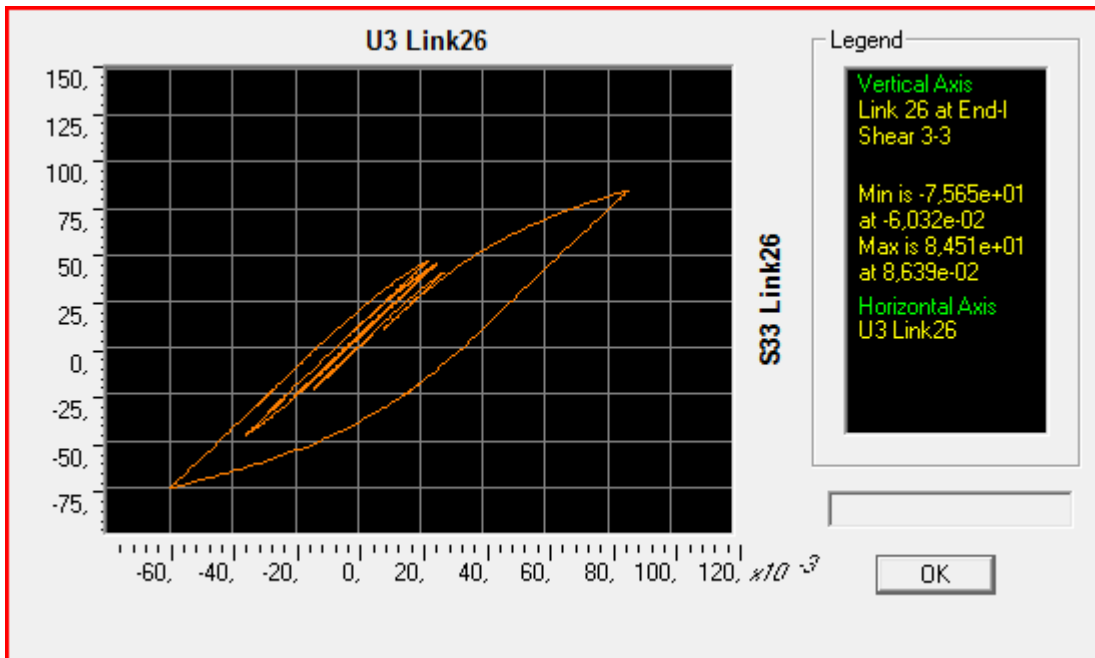


Διάγραμμα 8.9.3.5.1. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης περιμετρικού μονωτήρα (πλαϊσίου A κατά Y) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση X.

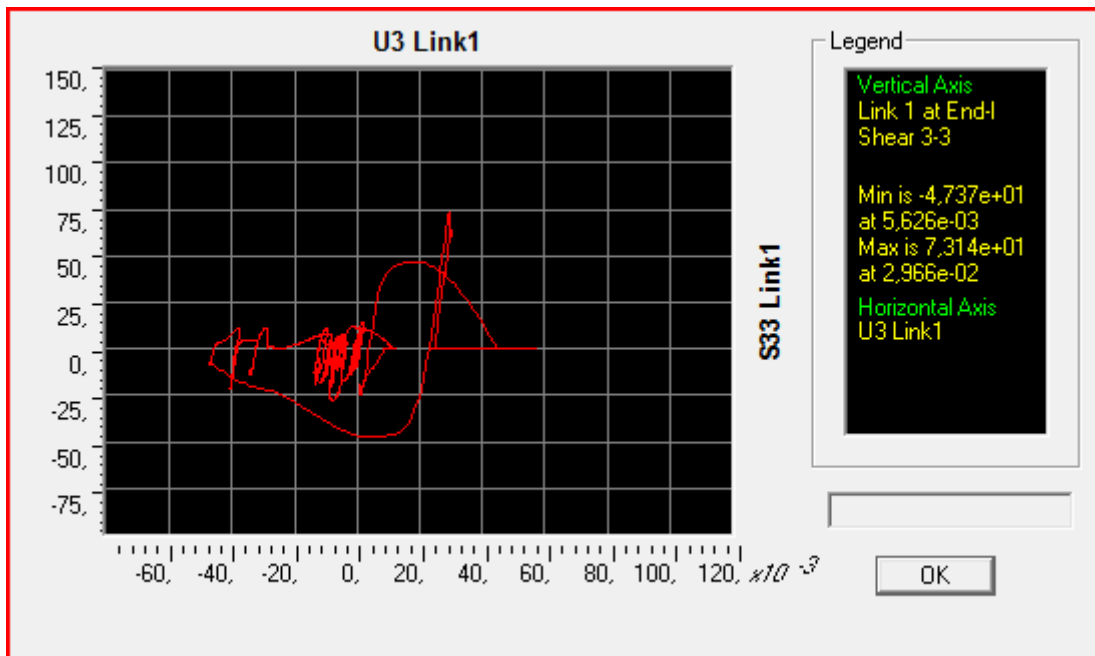


Διάγραμμα 8.9.3.5.2. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης περιμετρικού μονωτήρα (πλαϊσίου A κατά Y) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

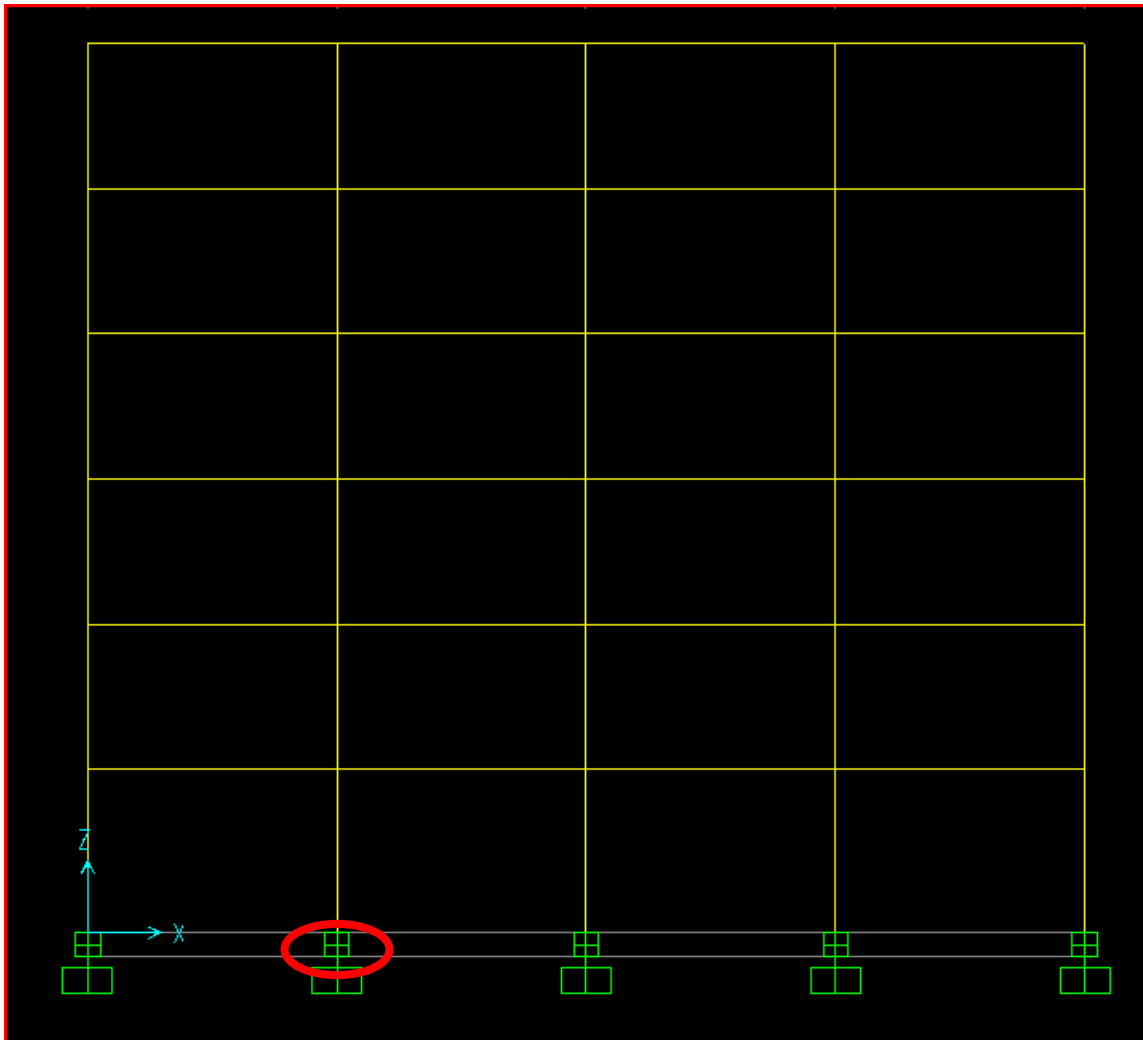


Διάγραμμα 8.9.3.5.3. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης περιμετρικού μονωτήρα (πλασιού A κατά Y) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.



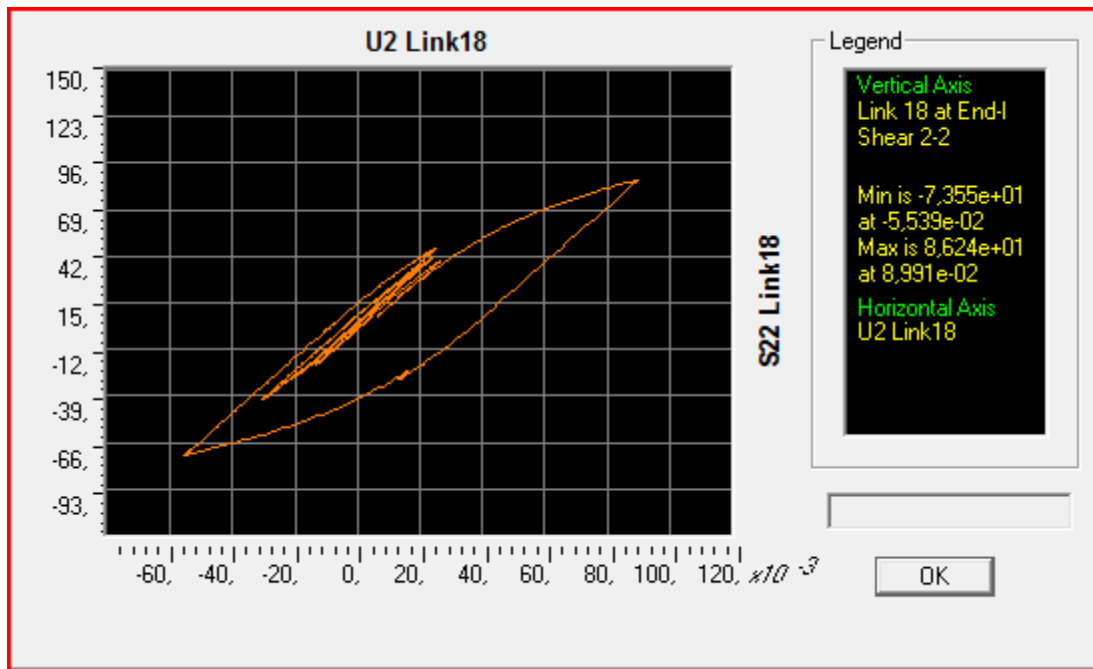
Διάγραμμα 8.9.3.5.4. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης περιμετρικού μονωτήρα (πλασιού A κατά Y) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά τη διεύθυνση Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

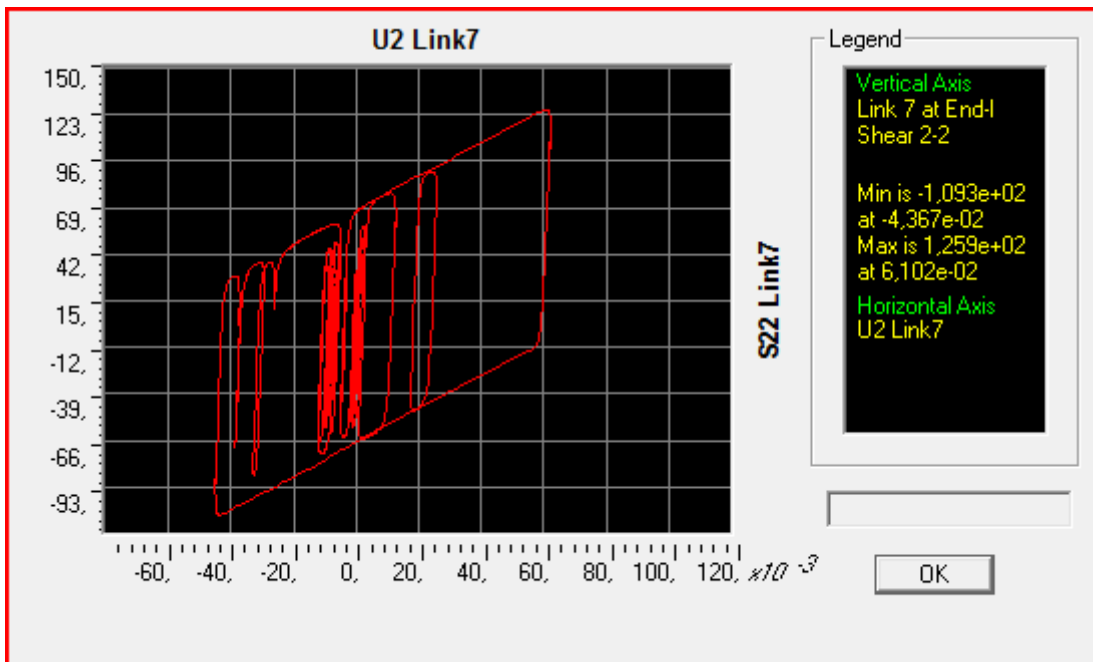


Εικόνα 8.9.3.5.2. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα 2 (πλαίσιο κατά X) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου LRB και επισήμανση με κύκλο του εφεδράνου προς ανάλυση και σύγκριση με το αντίστοιχο FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

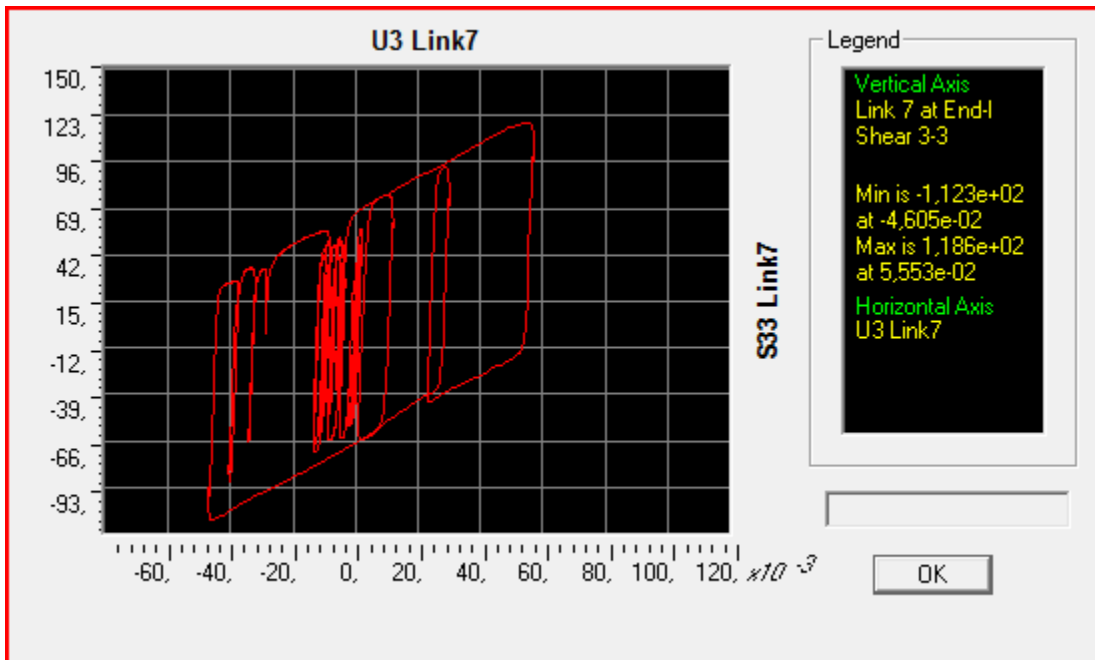


Διάγραμμα 8.9.3.5.5. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης εσωτερικού μονωτήρα (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

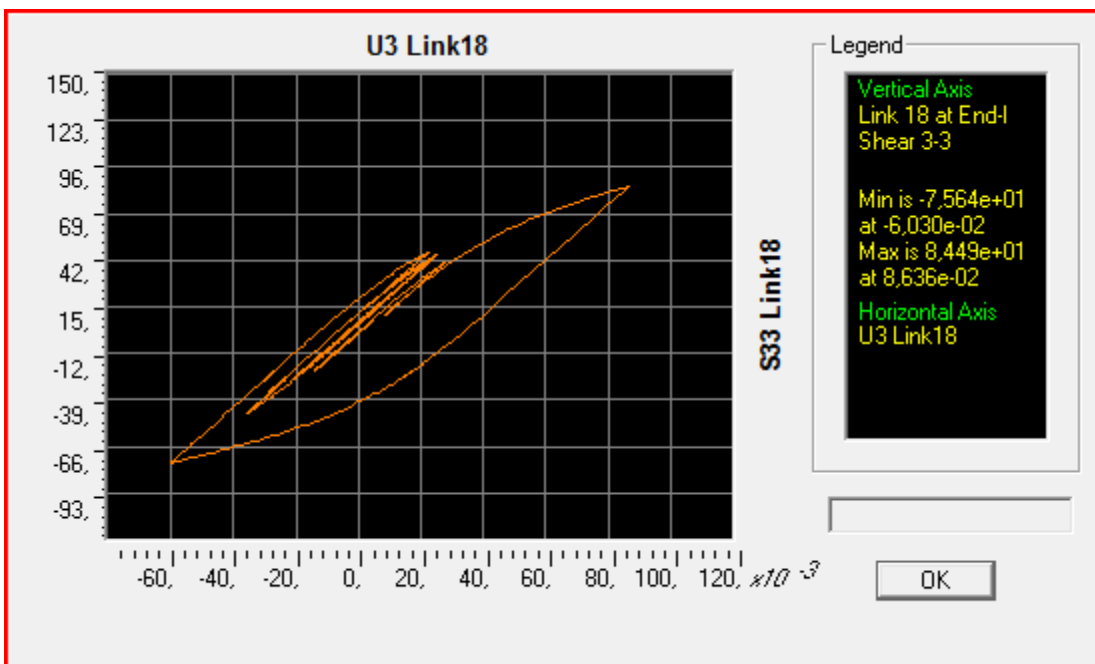


Διάγραμμα 8.9.3.5.6. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης εσωτερικού μονωτήρα (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

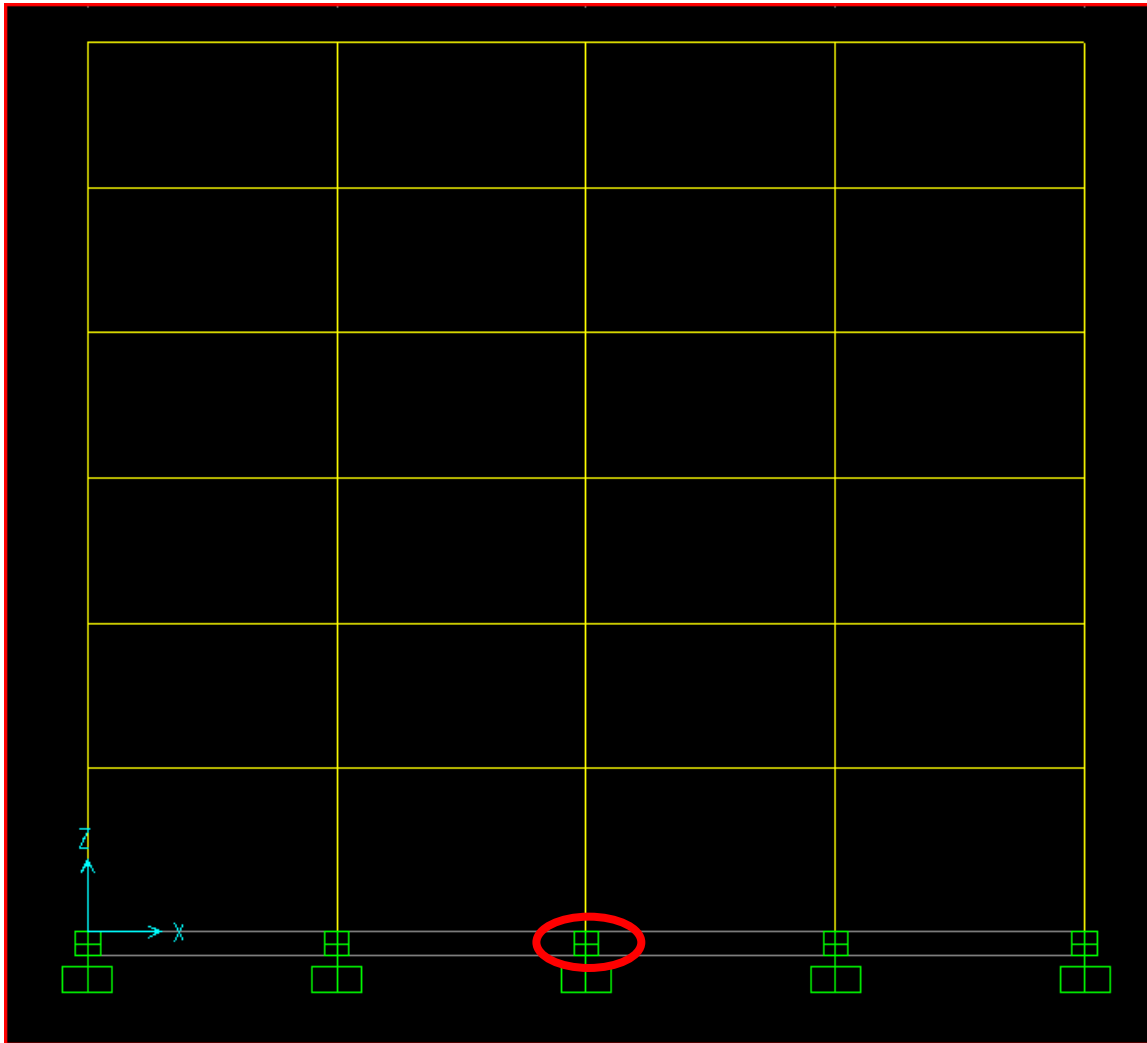


Διάγραμμα 8.9.3.5.7. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης εσωτερικού μονωτήρα (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.



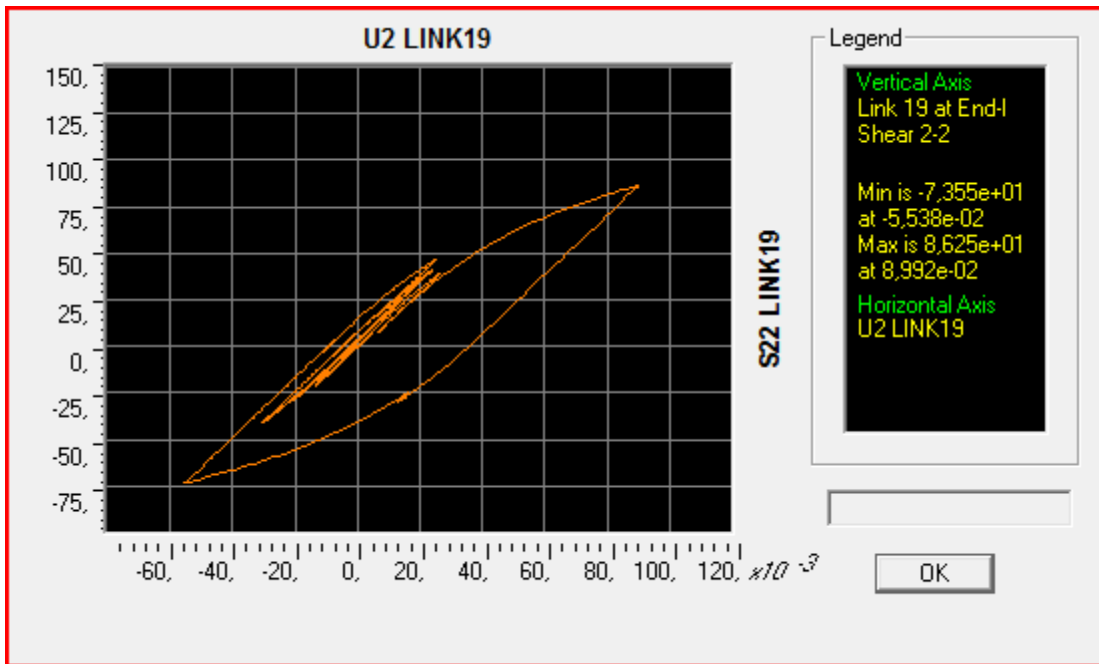
Διάγραμμα 8.9.3.5.8. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης εσωτερικού μονωτήρα (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

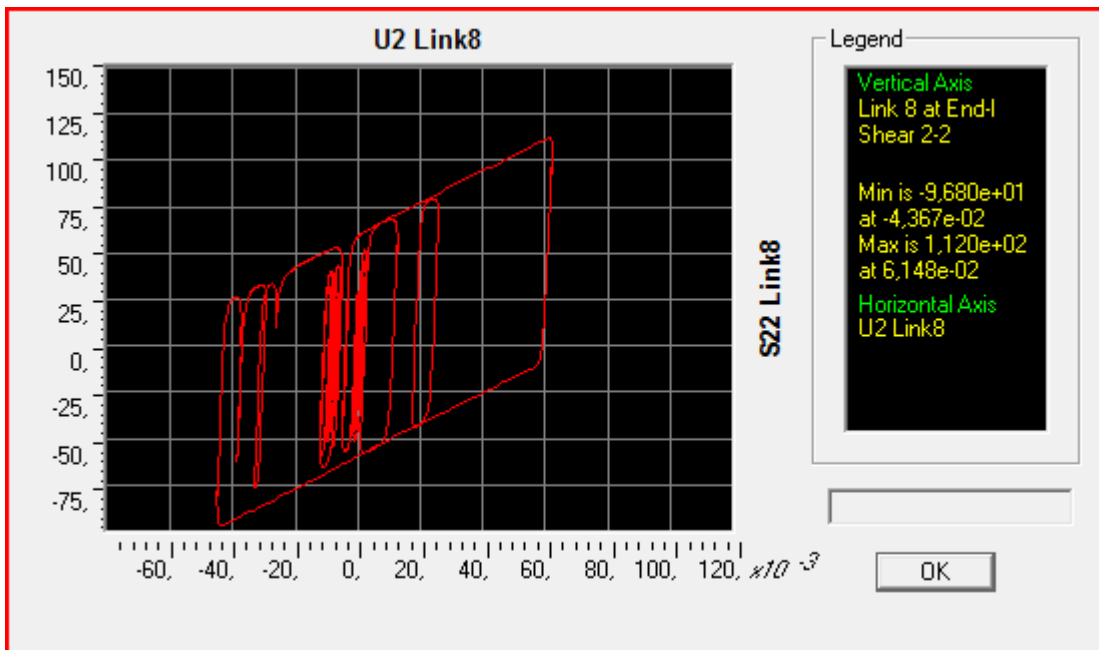


Εικόνα 8.9.3.5.3. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα 2 (πλαίσιο κατά X) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου LRB και επισήμανση με κύκλο του εφεδράνου προς ανάλυση και σύγκριση με το αντίστοιχο FPS.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

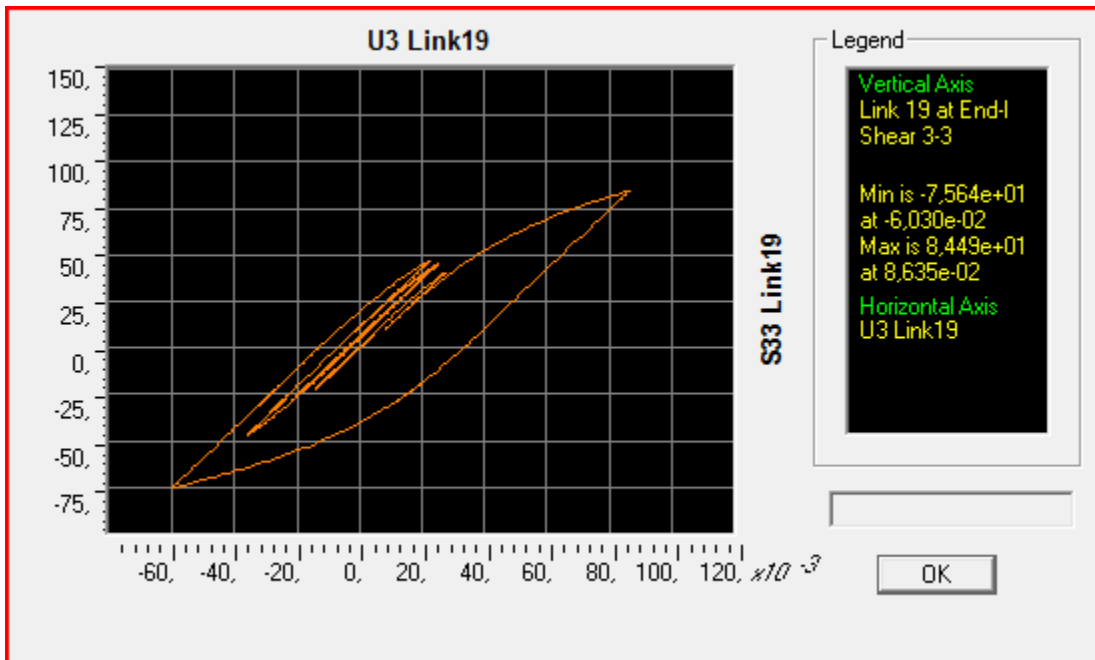


Διάγραμμα 8.9.3.5.9. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης κεντρικού μονωτήρα (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

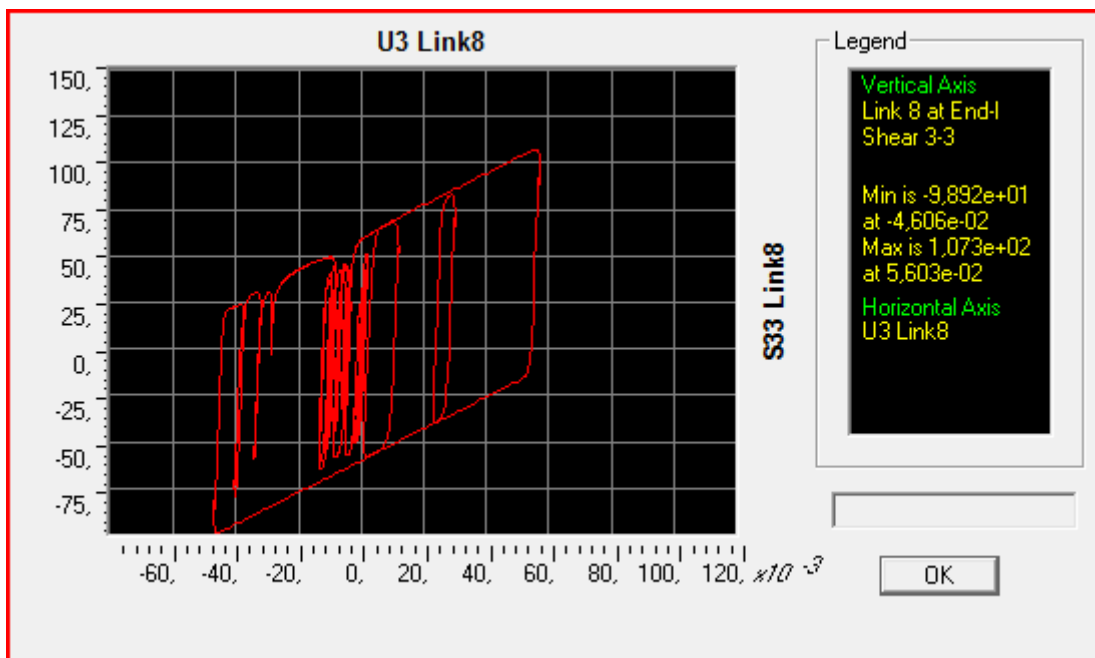


Διάγραμμα 8.9.3.5.10. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης κεντρικού μονωτήρα (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.5.11. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης κεντρικού μονωτήρα (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου LRB για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.



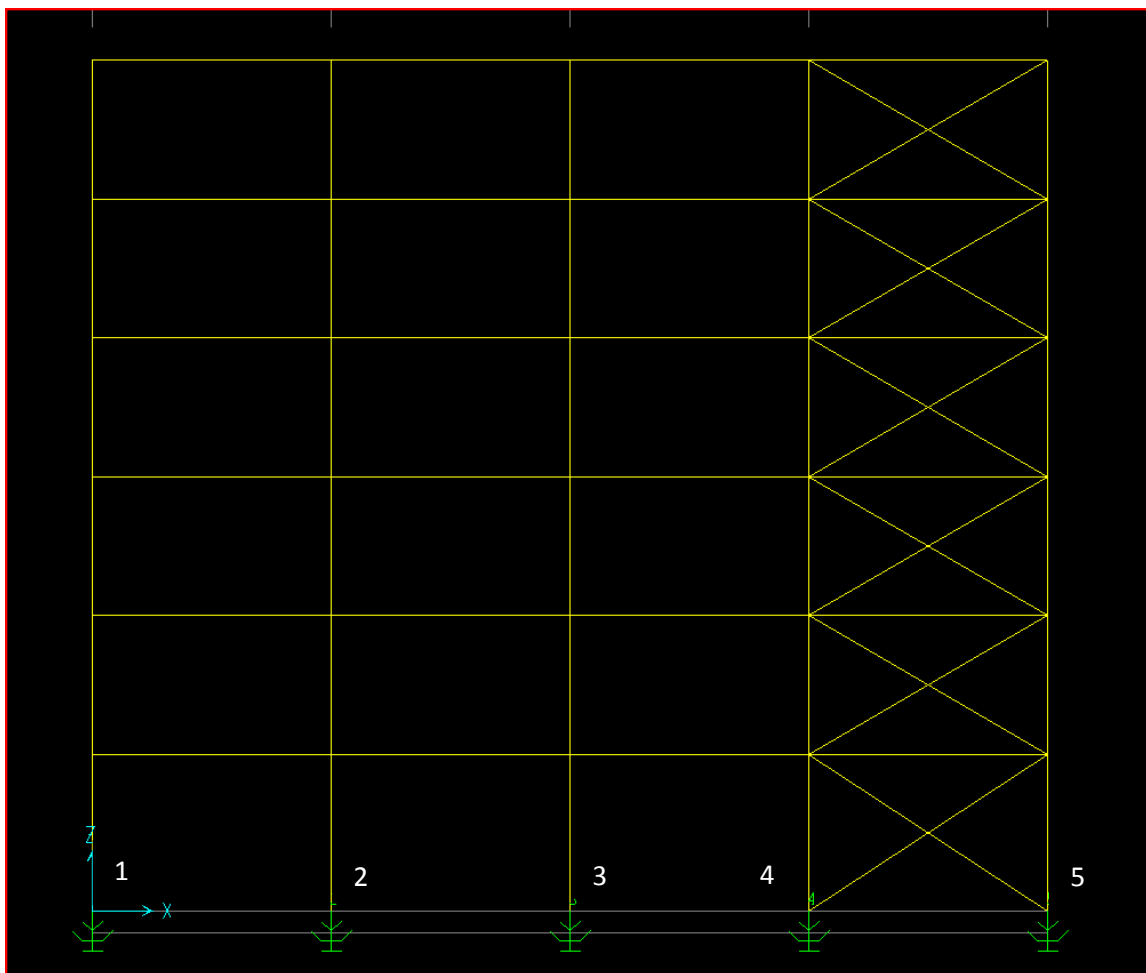
Διάγραμμα 8.9.3.5.12. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης κεντρικού μονωτήρα (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Από τα παραπάνω διαγράμματα που δείχνουν την ανελαστική συμπεριφορά των εφεδράνων τόσο για το LRB όσο και για το FPS παρατηρείται ότι αυτά βρίσκονται εντός των ορίων των

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

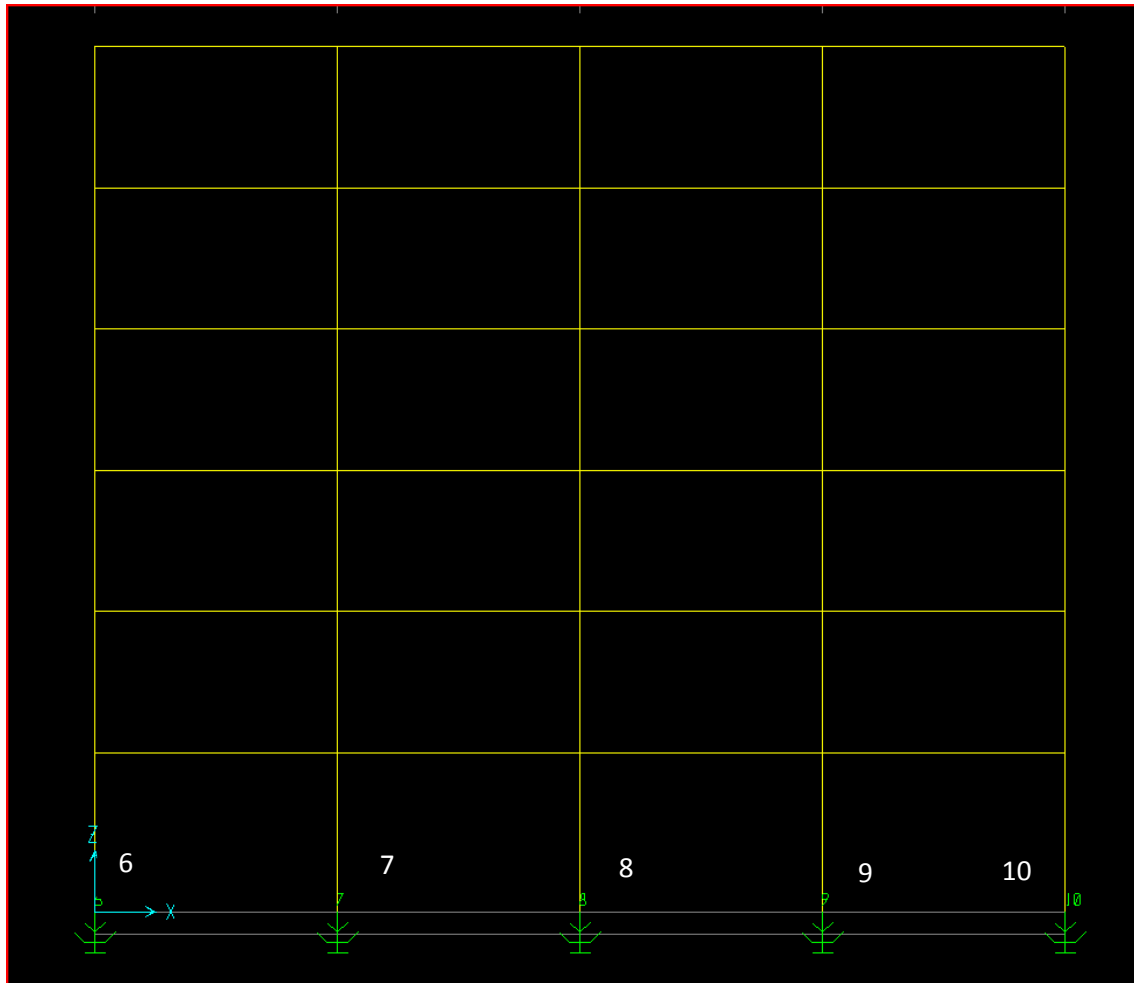
προδιαγραφών τους. Δηλαδή η μέγιστη σχετική μετακίνηση βρίσκεται εντός των ορίων των 220 mm (κατασκευαστική τιμή). Στο σημείο αυτό αξίζει να παρατηρήσουμε ότι η μέγιστη μετακίνηση των LRB εφεδράνων είναι κατά 1.5 φορά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση των FPS εφεδράνων. Επίσης, η μέγιστη δύναμη επαναφοράς είναι εντός των μέγιστων αντοχών του εφεδράνου (Εικόνα 8.2.1).

Στο μονωμένο κτίριο με εφέδρανα LRB στην βάση του κάθε υποστυλώματος, όλα τα εφέδρανα είχαν τα ίδια γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά. Συνεπώς, οι βρόγχοι υστέρησης που αναπτύσσονται κατά την σεισμική διέγερση είναι όμοιοι για όλα τα εφέδρανα. Αντίθετα, στο κτίριο με εφέδρανα FPS στη βάση του κάθε υποστυλώματος τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων διαφέρουν. Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνεται ξεχωριστά η σεισμική απόκριση κάθε εφεδράνου τριβής τύπου FPS.



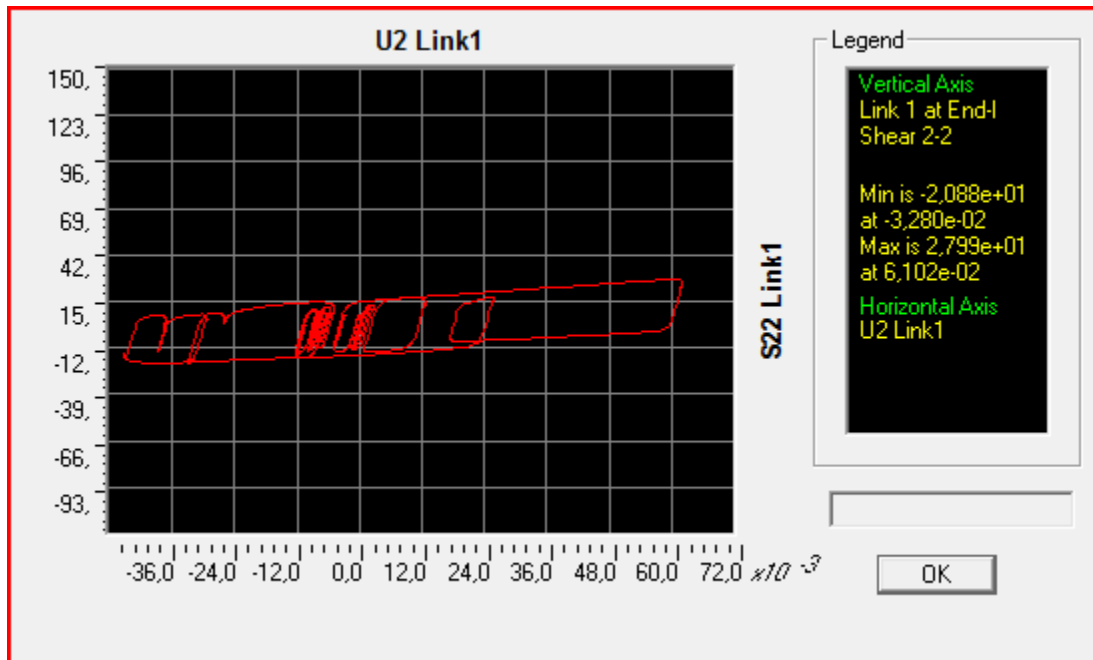
Εικόνα 8.9.3.5.4. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα 1 (πλαίσιο κατά X) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου FPS και αρίθμηση των κόμβων βάσης με το αντίστοιχο εφέδρανο.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

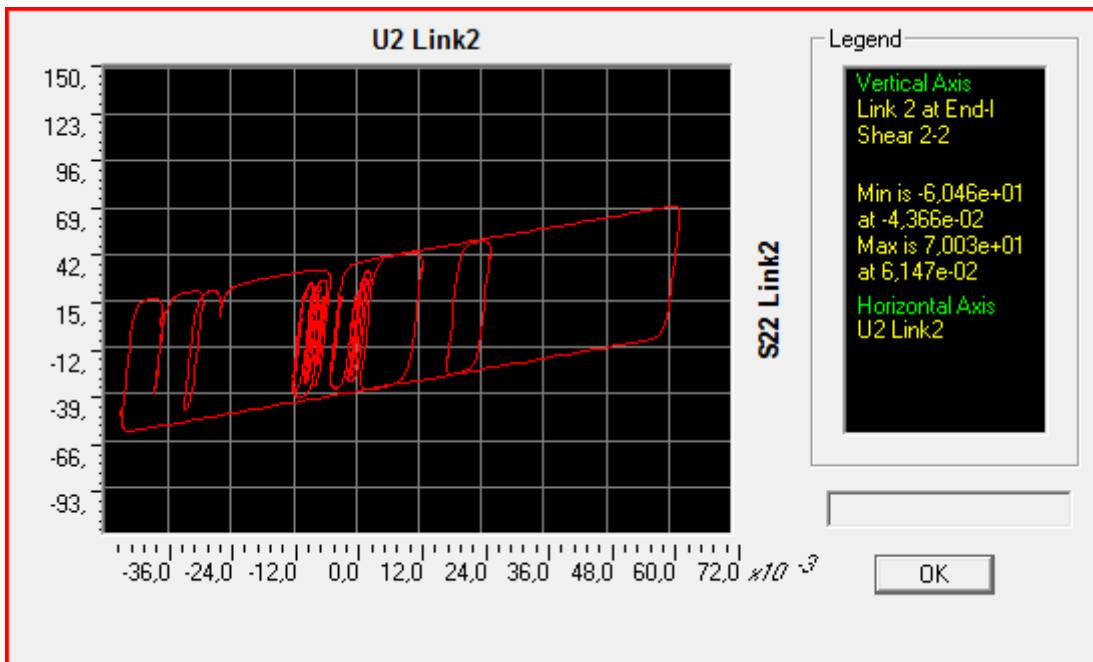


Εικόνα 8.9.3.5.6. Πλαίσιο φορέα κατά τον άξονα 2 (πλαίσιο κατά X) της κάτοψης του κτιρίου με σεισμική μόνωση από εφέδρανα τύπου FPS και αρίθμηση των κόμβων βάσης με το αντίστοιχο εφέδρανο.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

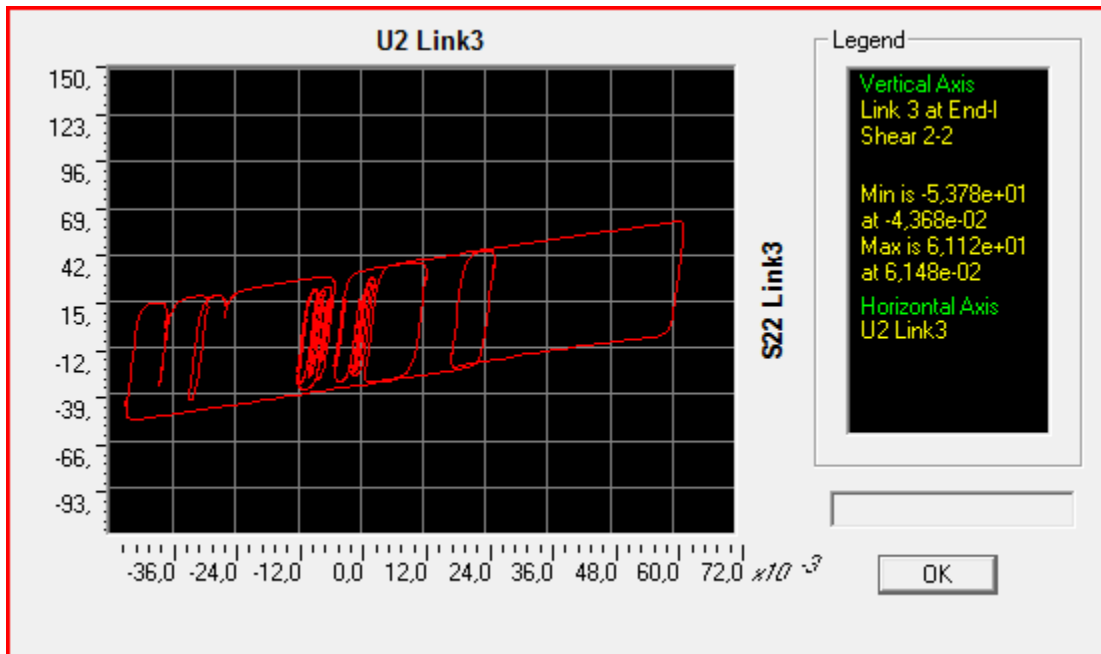


Διάγραμμα 8.9.3.5.13. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 1 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

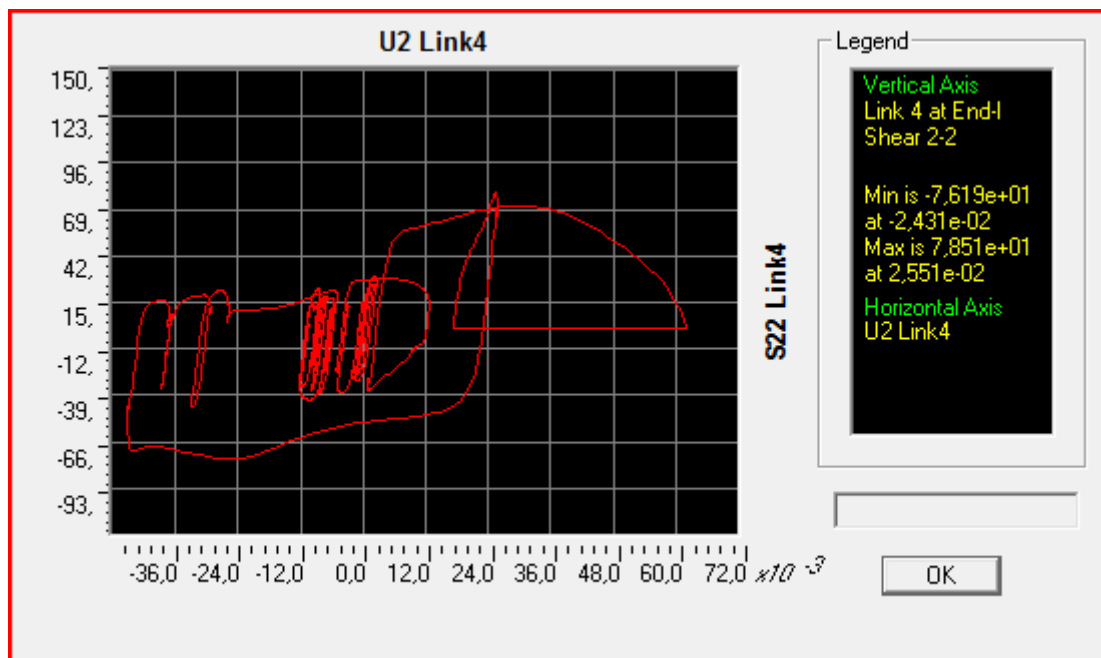


Διάγραμμα 8.9.3.5.14. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 2 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

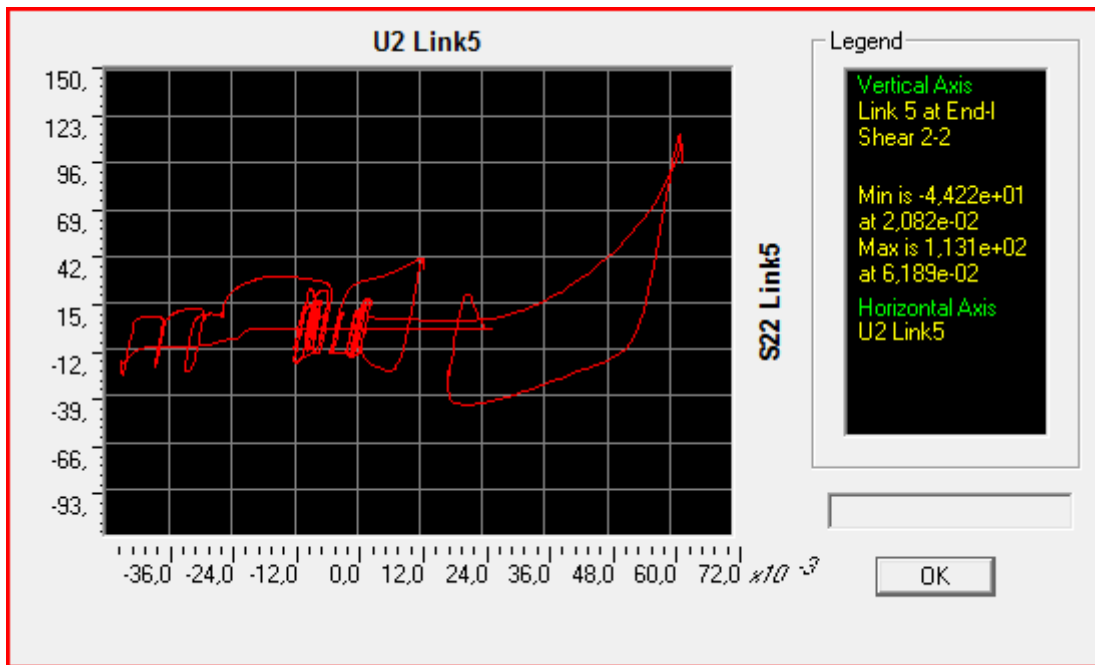


Διάγραμμα 8.9.3.5.15. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 3 (πλαϊσίου 1 κατά Χ) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Χ.

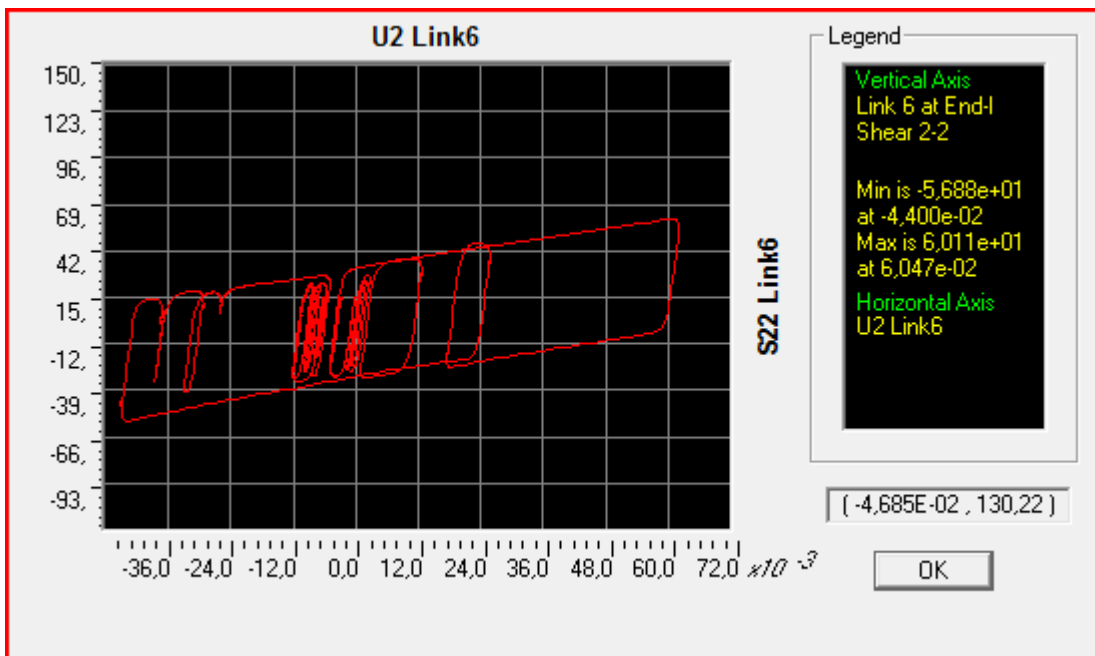


Διάγραμμα 8.9.3.5.16. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 4 (πλαϊσίου 1 κατά Χ) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Χ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

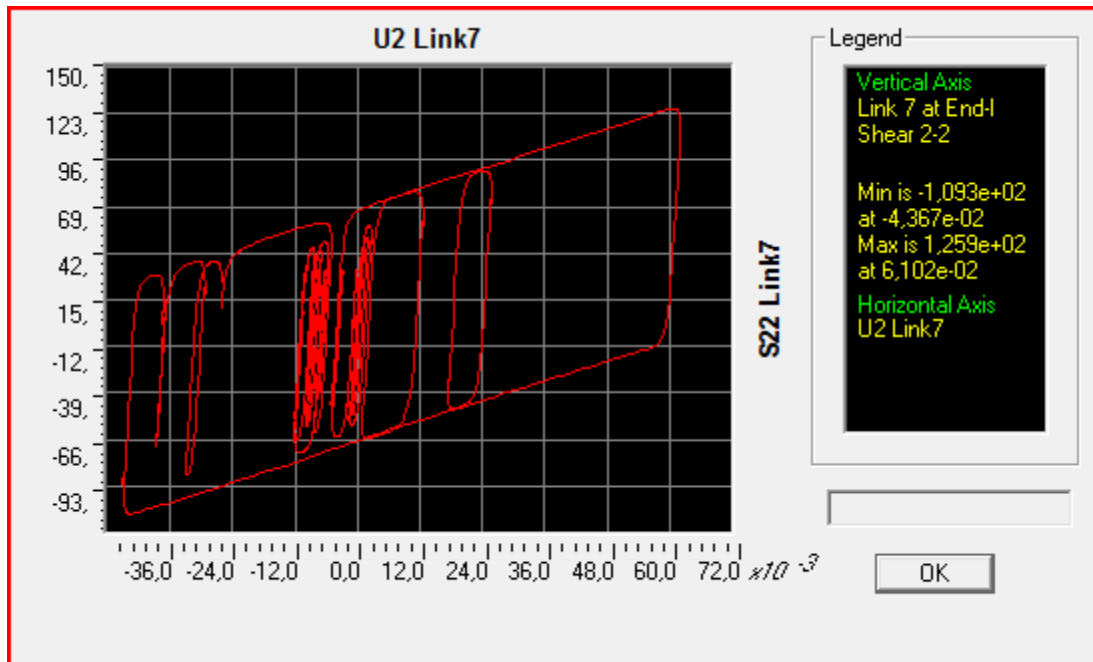


Διάγραμμα 8.9.3.5.17. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 5 (πλασιού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

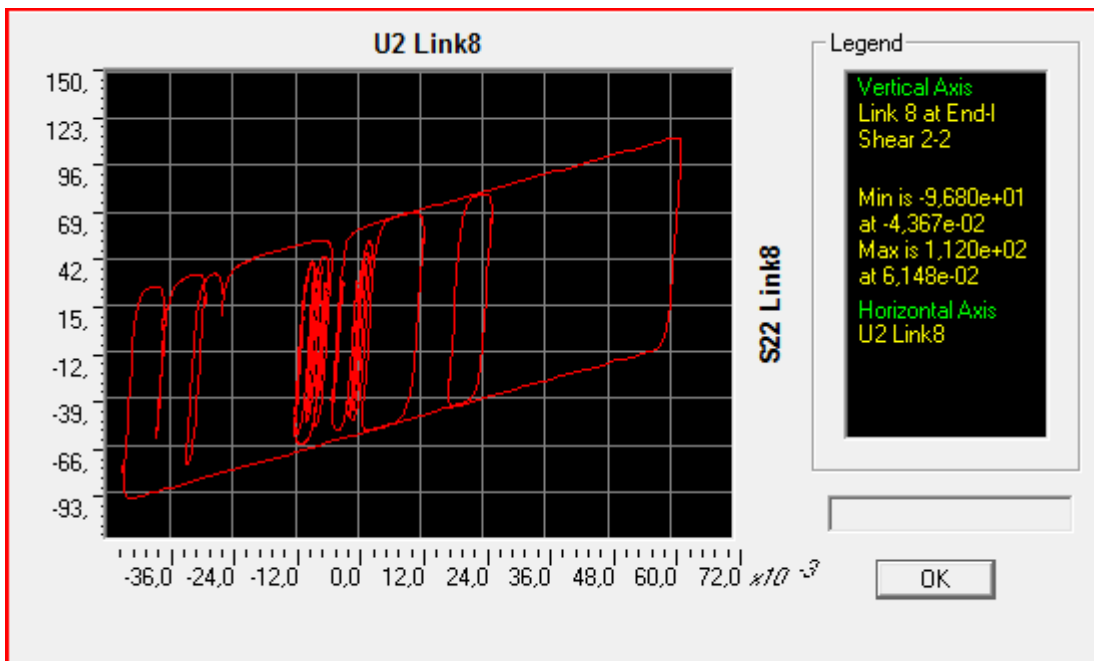


Διάγραμμα 8.9.3.5.18. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 6 (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

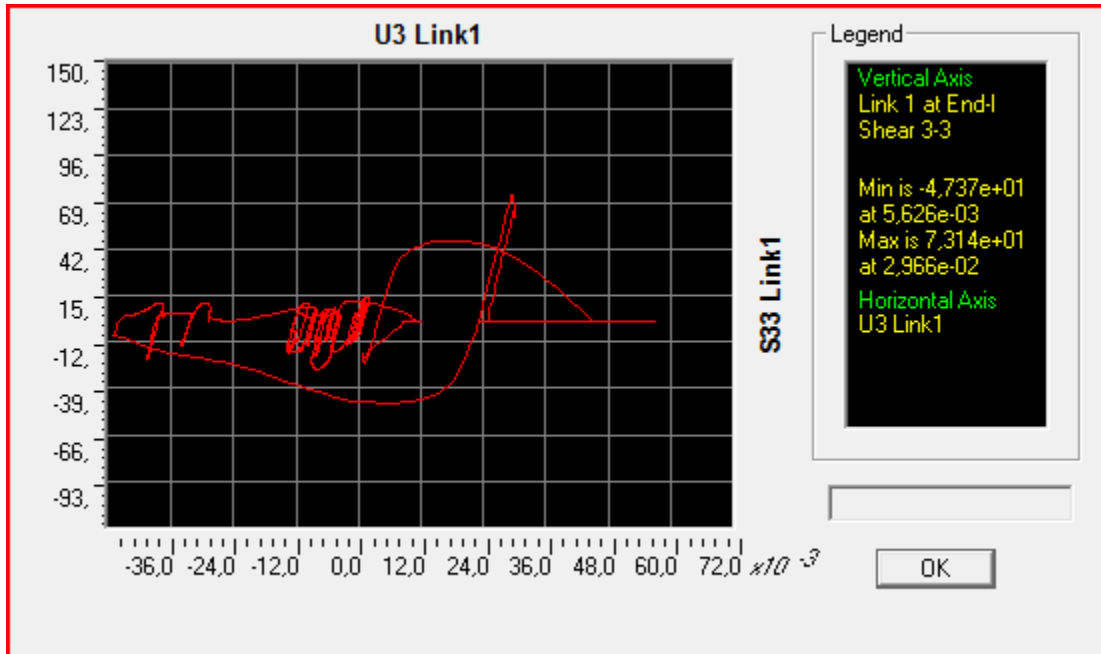


Διάγραμμα 8.9.3.5.19. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 7 (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

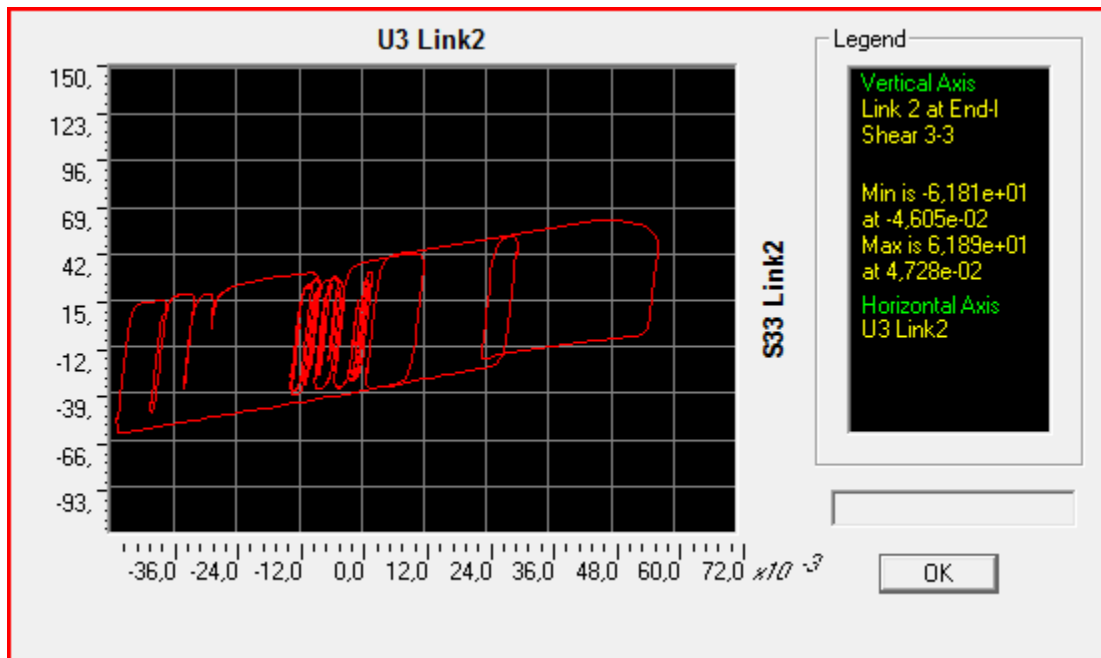


Διάγραμμα 8.9.3.5.20. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 8 (πλασιού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά X.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

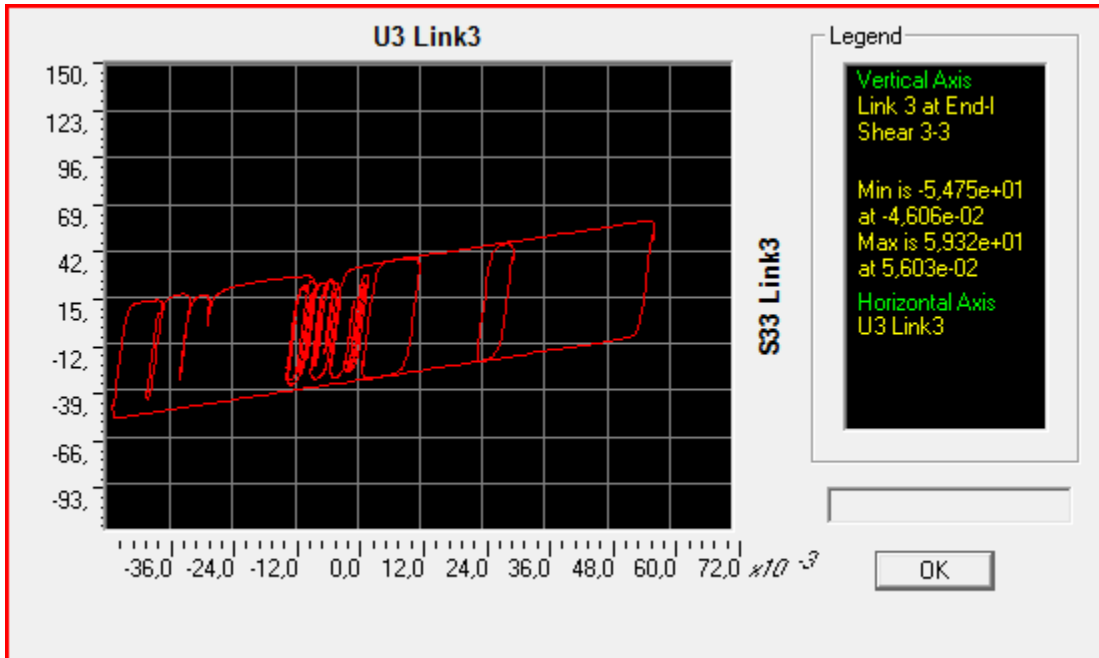


Διάγραμμα 8.9.3.5.21. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 1 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

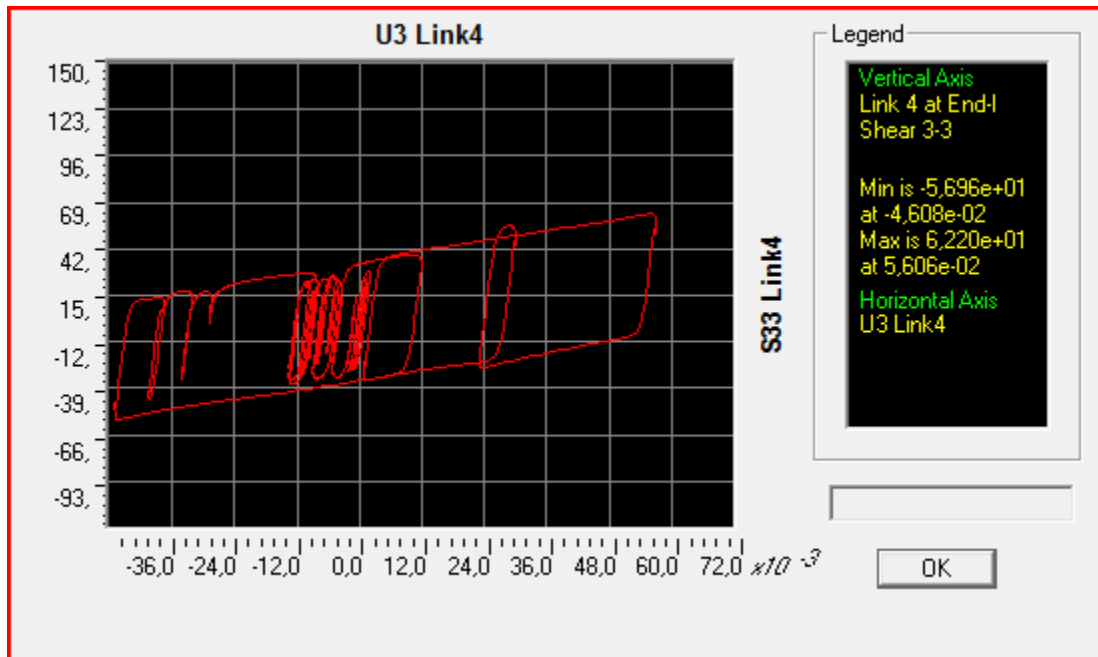


Διάγραμμα 8.9.3.5.22. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 2 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

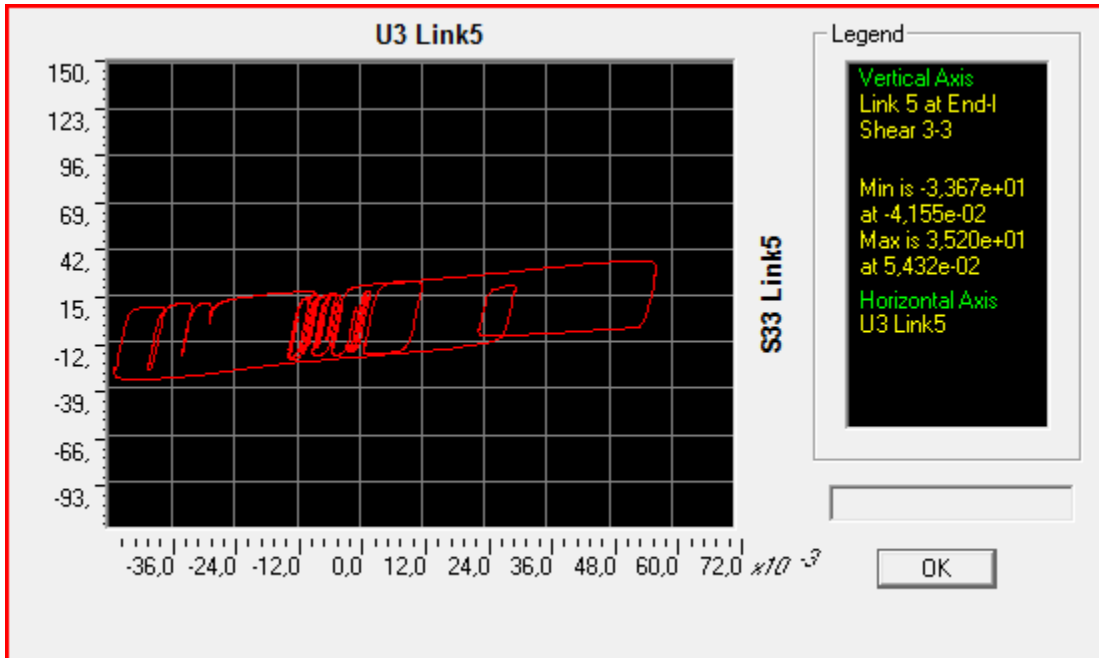


Διάγραμμα 8.9.3.5.23. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 3 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

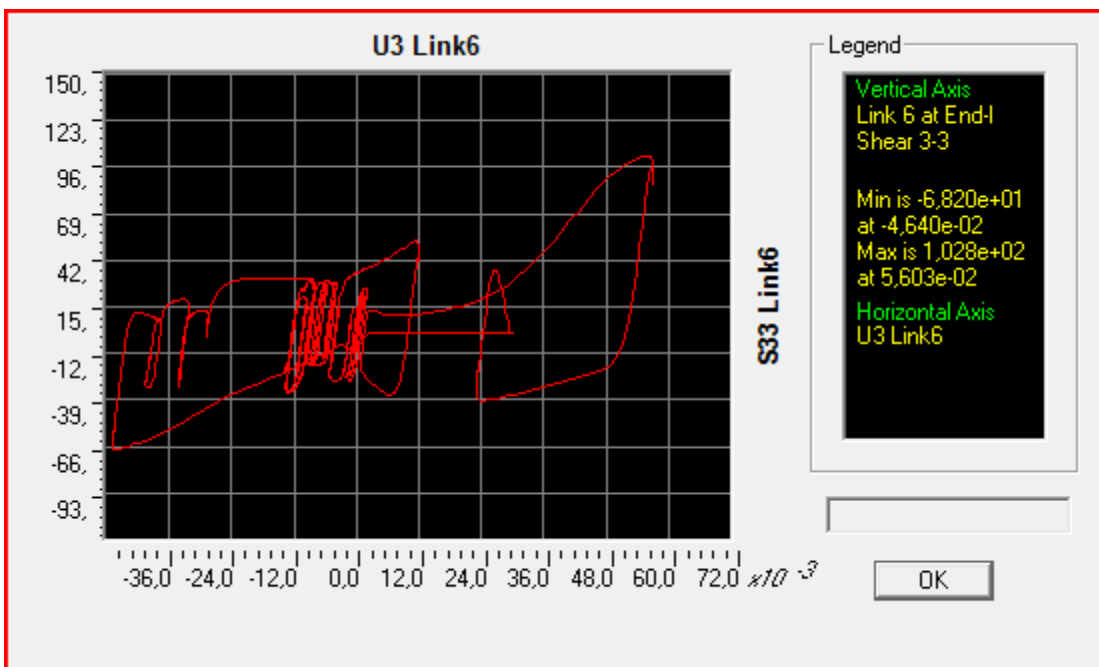


Διάγραμμα 8.9.3.5.24. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 4 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

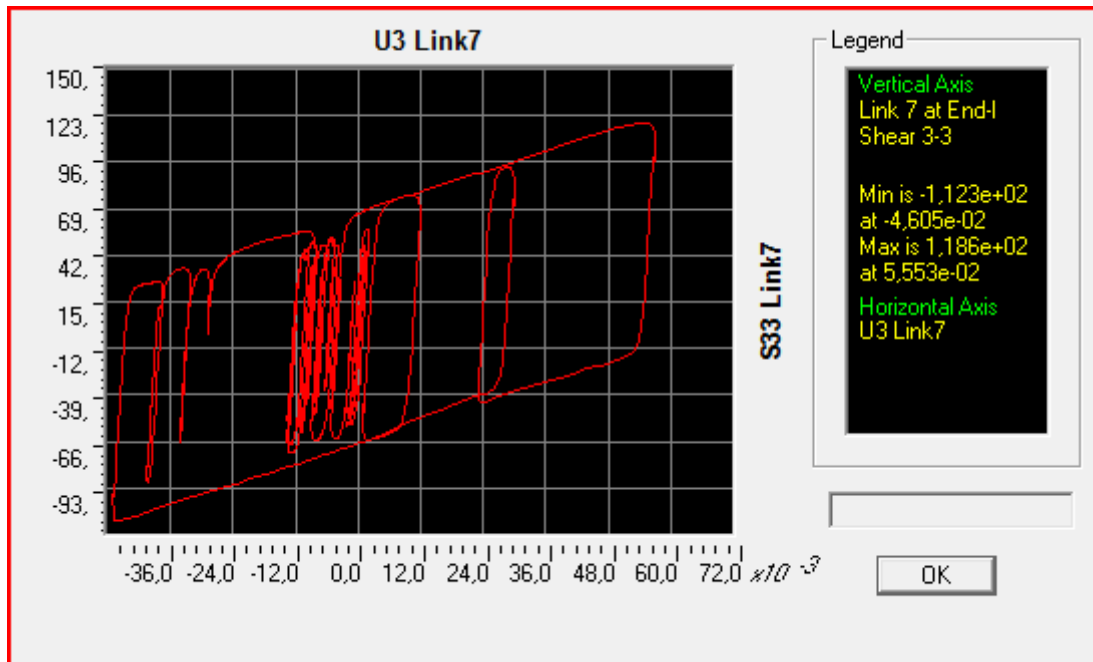


Διάγραμμα 8.9.3.5.25. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 5 (πλαisiού 1 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

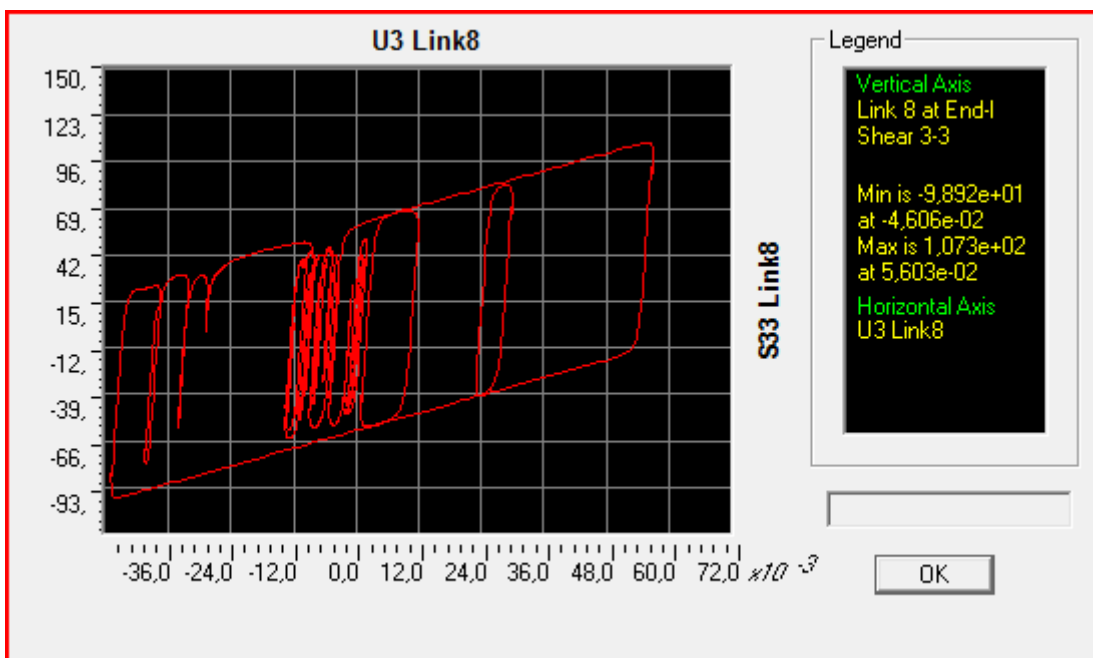


Διάγραμμα 8.9.3.5.26. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 6 (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 8.9.3.5.27. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 7 (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.



Διάγραμμα 8.9.3.5.28. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης- μετακίνησης μονωτήρα κόμβου 8 (πλαisiού 2 κατά X) του μοντέλου με σεισμική μόνωση στη βάση με εφεδράνα τύπου FPS για τη σεισμική διέγερση Αιγίου κατά Y.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Όμοια με τα εφέδρανα τύπου LRB, όλα τα εφέδρανα τύπου FPS βρίσκονται εντός των μέγιστων τιμών αντοχών. Δηλαδή, οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση βρίσκονται εντός των μέγιστων ορίων.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

9 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Χρησιμοποιώντας τους κατάλληλους συντελεστές κλίμακας στο πρόγραμμα SAP2000 επιτύχαμε να προσαρμόσουμε την τέμνουσα βάσης για κάθε ένα από τα μονωμένα κτίρια, που προκύπτει από την δυναμική φασματική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων κατά EC8, ακριβώς στην μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης, που εμφανίζεται στο κτίριο για την σεισμική διέγερση του Αιγίου με την βοήθεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Επειδή λόγω συμμετρίας του κτιρίου κατά τους δύο άξονες η χρονοϊστορία της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου κατά τις επιλύσεις της παρούσας εργασίας εφαρμόστηκε ξεχωριστά σε κάθε διεύθυνση (aigio_x, aioigio_y), αντιστοίχως αμελήθηκαν κατά την φασματική ανάλυση μόνο για τις ανάγκες της συγκεκριμένης σύγκρισης οι συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης κατά τις άλλες διευθύνσεις εκτός της εξεταζόμενης που προβλέπει ο EC8. Η διαδικασία αυτή εφαρμόστηκε και για τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Οι συντελεστές κλίμακας οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν για την προσαρμογή των τεμνουσών που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους κατά τις κύριες διευθύνσεις των κτιρίων, φαίνονται στους παρακάτω πίνακες (Πίνακες 9.1, 9.2).

Κτίριο με ελαστομεταλλικά εφέδρανα:

LRB	G+0,3Q+0,739ex	aigio x
Τέμνουσα Βάσης (kN)	1293,242	1293
LRB	G+0,3Q+0,71ey	aigio y
Τέμνουσα Βάσης (kN)	1266,038	1266

Πίνακας 9.1

Κτίριο με εφέδρανα ολίσθησης:

fps	G+0,3Q+0,592ex	aigio x
Τέμνουσα Βάσης (kN)	1023,111	1023
fps	G+0,3Q+0,559ey	aigio y
Τέμνουσα Βάσης (kN)	985,461	985

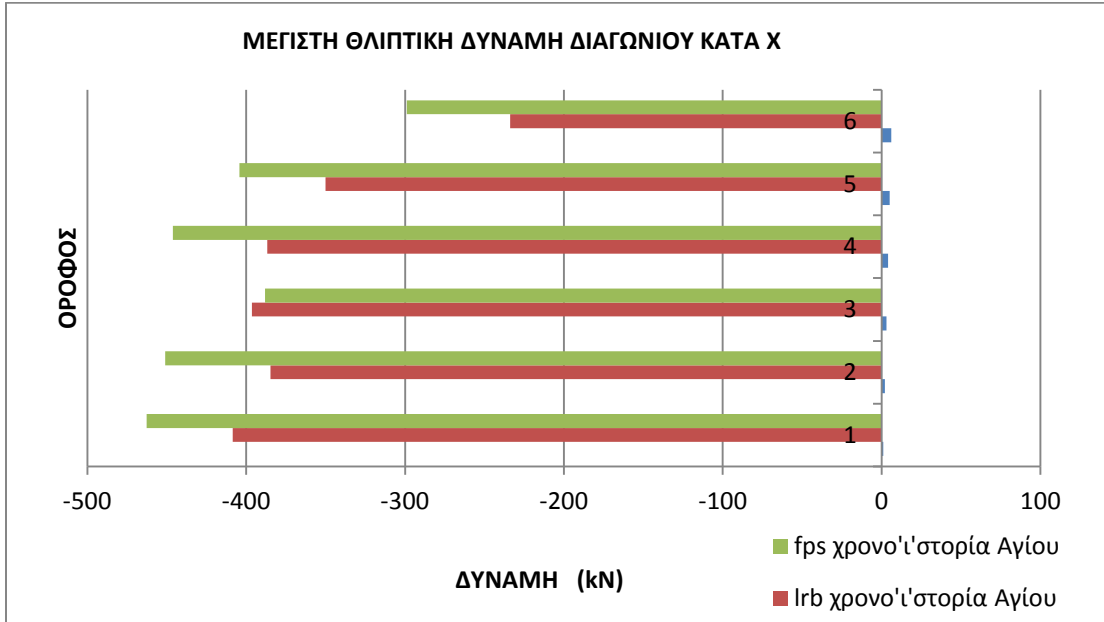
Πίνακας 9.2

Με βάση τους καινούριους συντελεστές κλίμακας εκτελέστηκαν ξανά δυναμικές φασματικές αναλύσεις και για τις δύο διευθύνσεις και για τους δύο τύπους εφεδράνων.

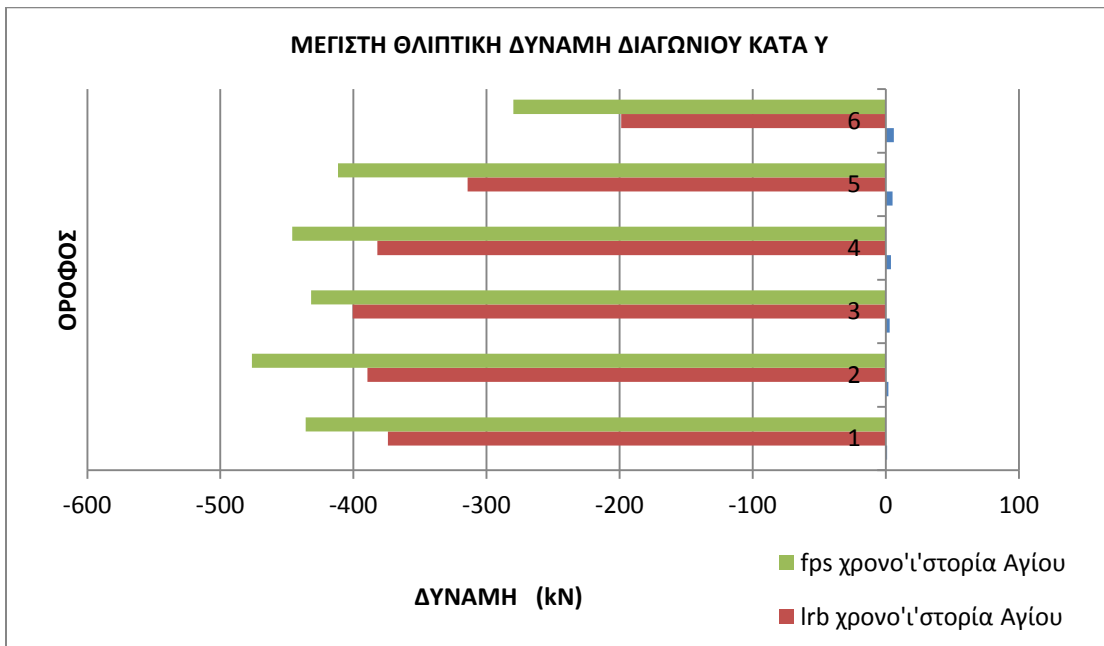
Στη συνέχεια και προς χάριν συγκρίσεως συλλέχθηκαν οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις των διαγωνίων κατά όροφο, αρχικά ώστε να αντιπαραβάλουμε τις τιμές που προκύπτουν από την

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

ανάλυση ιστορίας της σεισμικής διέγερσης Αιγίου για τα δύο κτίρια και στη συνέχεια για να αντιπαραβάλουμε τις μέγιστες τιμές για το ίδιο κτίριο αλλά για τις δύο διαφορετικές μεθόδους. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στη συνέχεια με μορφή ραβδογραμμάτων.



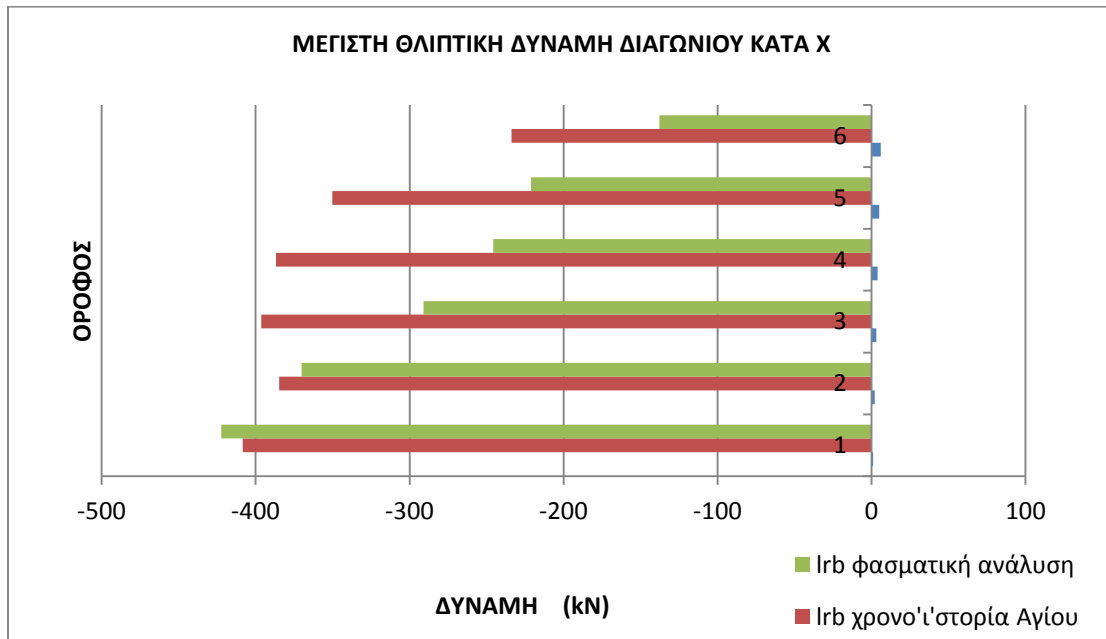
Διάγραμμα 9.1. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ



Διάγραμμα 9.2. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ

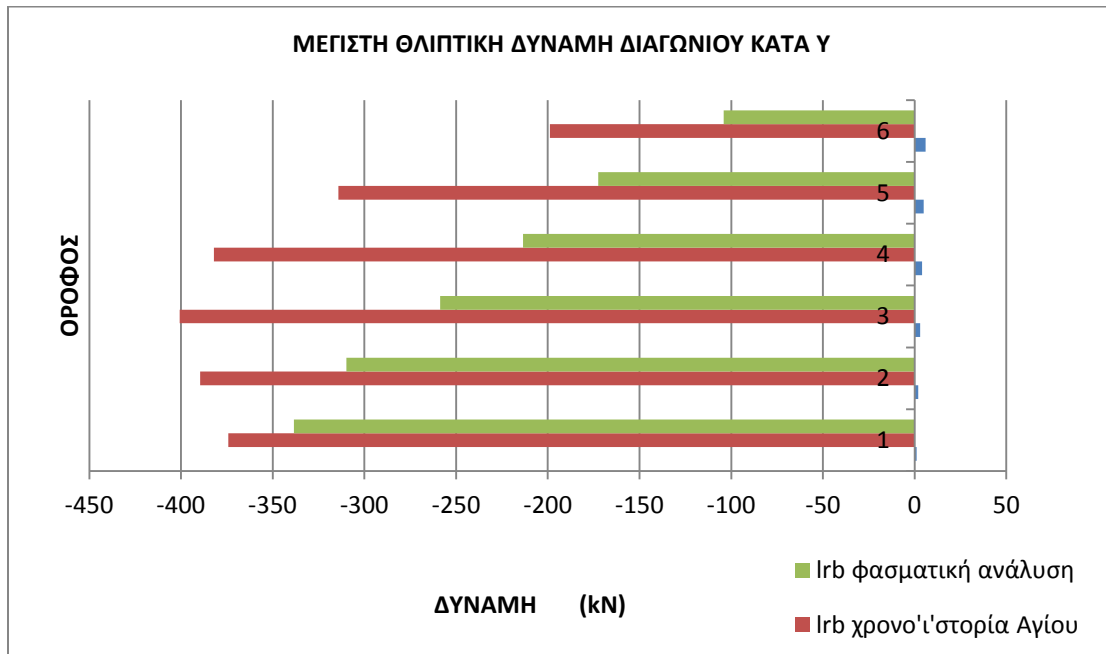
Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα και εφόσον τα δύο κτίρια με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και εφέδρανα ολίσθησης έχουν ακριβώς τις ίδιες διατομές, παρατηρούμε ότι στο σεισμικά μονωμένο κτίριο με εφέδρανα ολίσθησης παρουσιάζονται ελαφρώς δυσμενέστερες αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους κάθε ορόφου για την σεισμική διέγερση του Αιγίου.

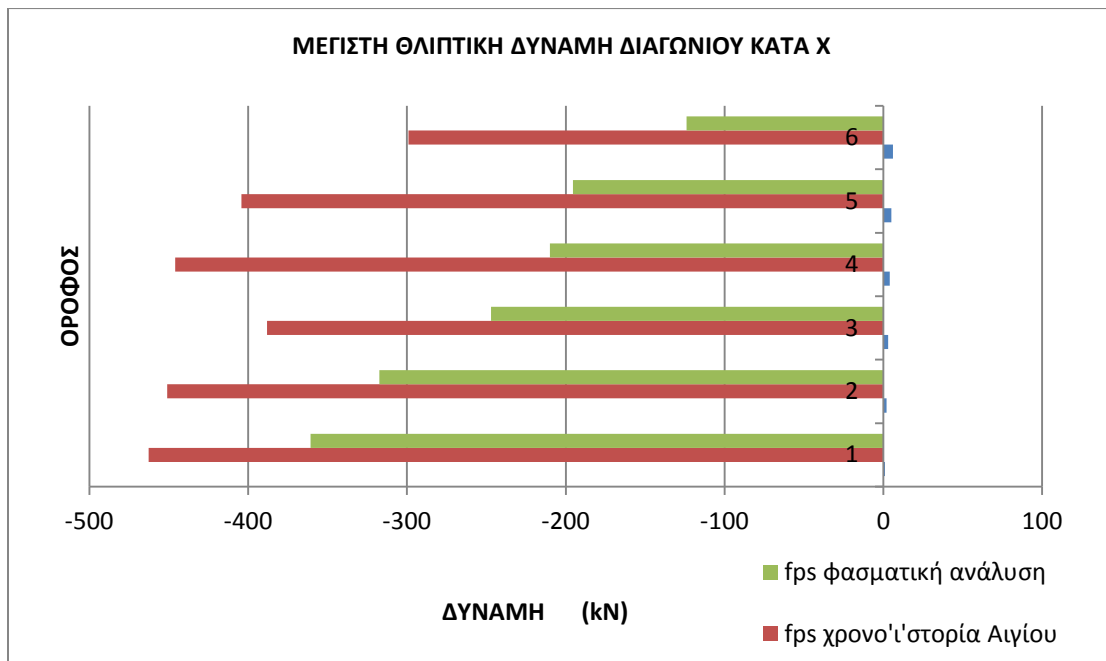


Διάγραμμα 9.3. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ LRB ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

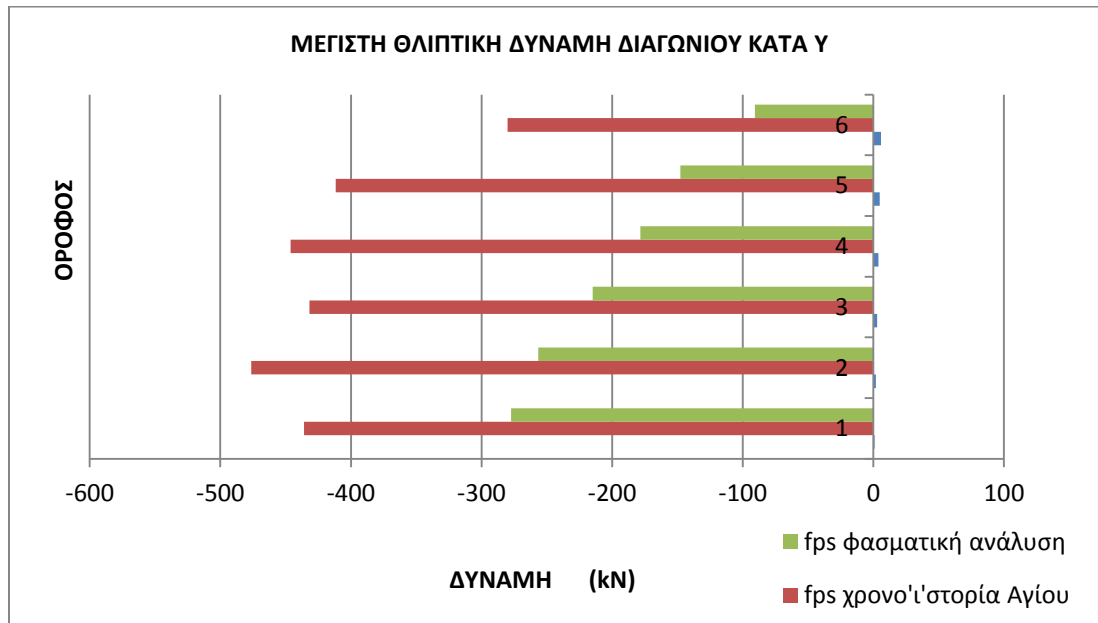


Διάγραμμα 9.4. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ LRB ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.



Διάγραμμα 9.5. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ FPS ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 9.6. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ FPS ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

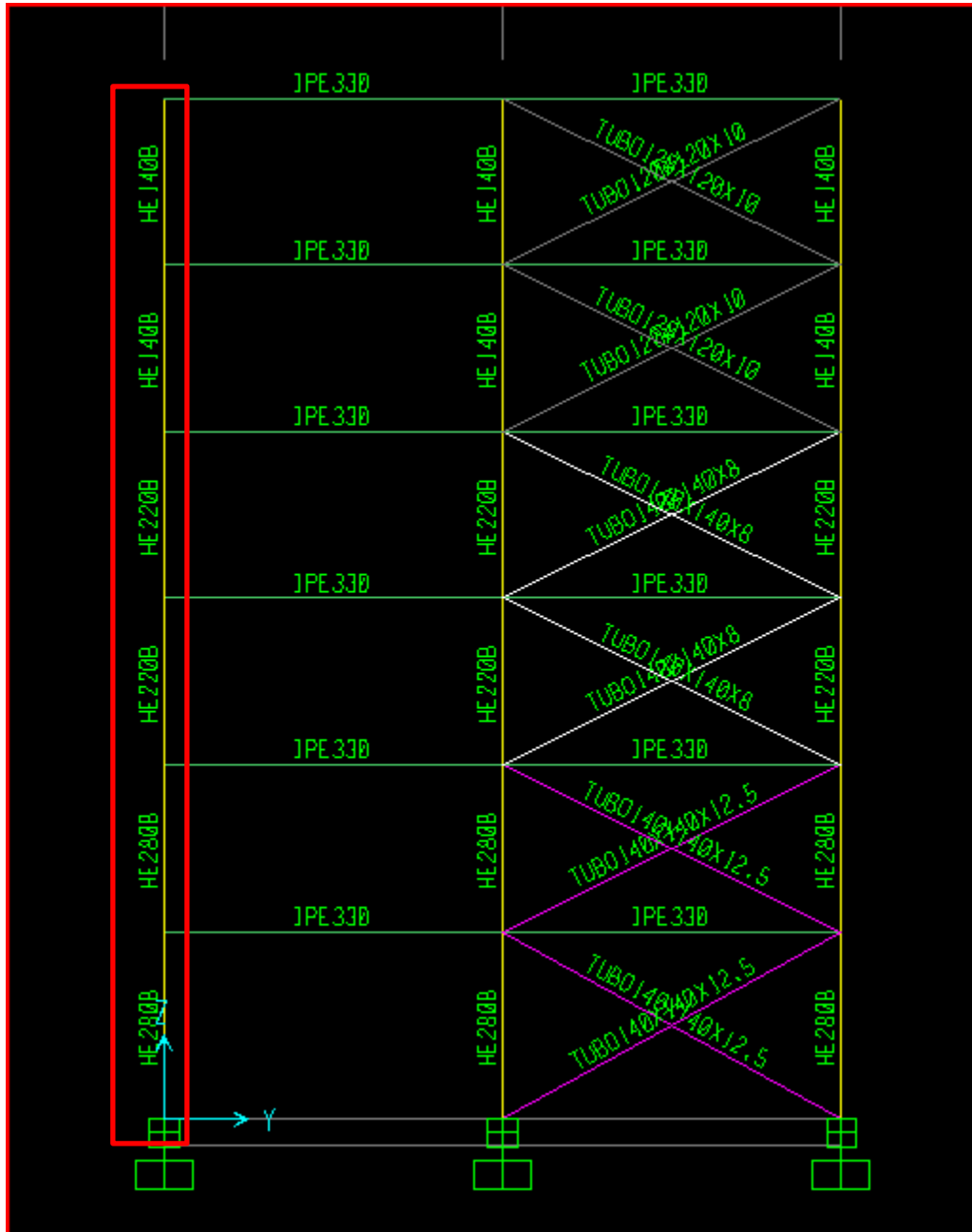
Από τα παραπάνω συγκριτικά διαγράμματα παρατηρούμε ότι η φασματική ανάλυση με συντελεστές κλίμακας υποτιμάει τις αξονικές δυνάμεις των διαγωνίων συγκριτικά με τα αντίστοιχα μέγιστα αποτελέσματα που δίνει η μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται κυρίως στους υψηλότερους ορόφους και εντείνεται για την περίπτωση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα ολίσθησης, ιδιαίτερα κατά τη διεύθυνση Υ. Παρόλο που με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς ο μηχανικός δεν είναι υποχρεωμένος να λάβει υπόψη του αυτό το φαινόμενο, ωστόσο μπορεί να αποτελέσει αιτία μη αναμενόμενων βλαβών στους υψηλότερους ορόφους για μία σεισμική διέγερση και ιδιαίτερα για την περίπτωση του σεισμικά μονωμένου κτιρίου με εφέδρανα ολίσθησης.

Στην παρούσα εργασία εντοπίστηκε αυτό το πρόβλημα και για να μην υπάρχουν μη αναμενόμενες βλάβες στις διαγωνίους των υψηλότερων ορόφων κατά την μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, επιλέχθηκαν ελαφρώς μεγαλύτερες διατομές διαγωνίων στους υψηλότερους ορόφους (από αυτές που προέκυπταν από την φασματική ανάλυση), κυρίως κατά την διεύθυνση Υ. Το γεγονός αυτό οδήγησε σε μια μη αξιοσημείωτη μεταβολή του οικονομικού κόστους του κτιρίου. Με βάση τις επιλύσεις που διενεργήθηκαν (και δεν μπορούν να παρουσιασθούν στην παρούσα εργασία για λόγους συντομίας), η μεταβολή των διαγωνίων θα μπορούσε οριακά να αποφευχθεί για την περίπτωση της σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, αλλά δεν υπήρχε ουσιαστικός λόγος και για χάρη της απόλυτης σύγκρισης των δύο σεισμικά μονωμένων μοντέλων απορρίφθηκε η περίπτωση αυτή. Αν εξεταζόταν το ενδεχόμενο αυτό, τότε απλώς η εξοικονόμηση χάλυβα θα ήταν $-0,82\%$ αντί για $-0,74\%$, αλλά ο μηχανικός θα λάμβανε το ρίσκο εμφάνισης μη

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

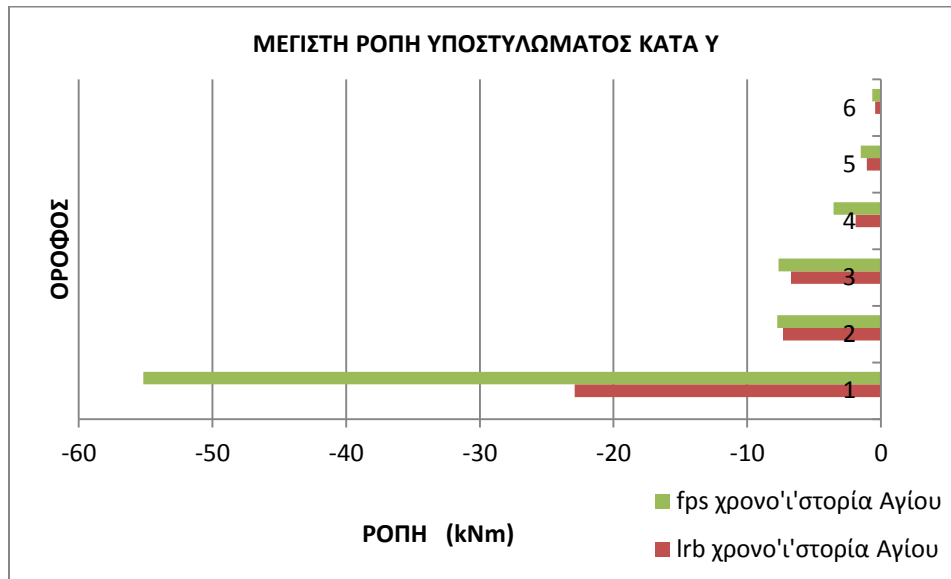
αναμενόμενων βλαβών στις διαγώνιους των υψηλότερων ορόφων και αυξημένων αντίστοιχων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων (drifts) στα υψηλότερα επίπεδα.

Η ίδια διαδικασία επαναλήφθηκε και για την ροπή των υποστυλωμάτων, που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 9.1), κατά τον κύριο άξονα τους και προέκυψαν τα παρακάτω συγκριτικά διαγράμματα.

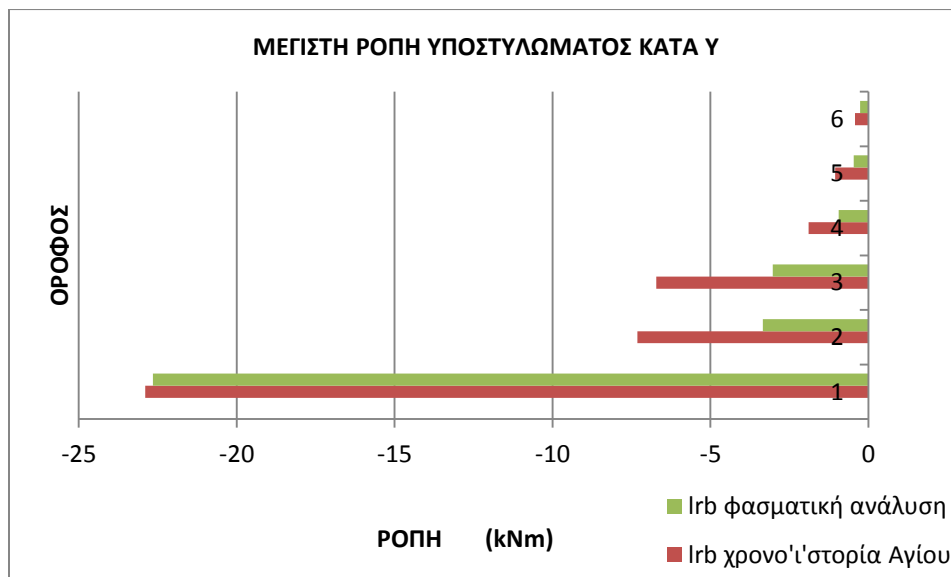


Σχήμα 9.1. Υποστυλώματα (σε κόκκινο πλαίσιο) για τα οποία υπολογίστηκαν οι ροπές που προκύπτουν για τις δύο μεθόδους.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

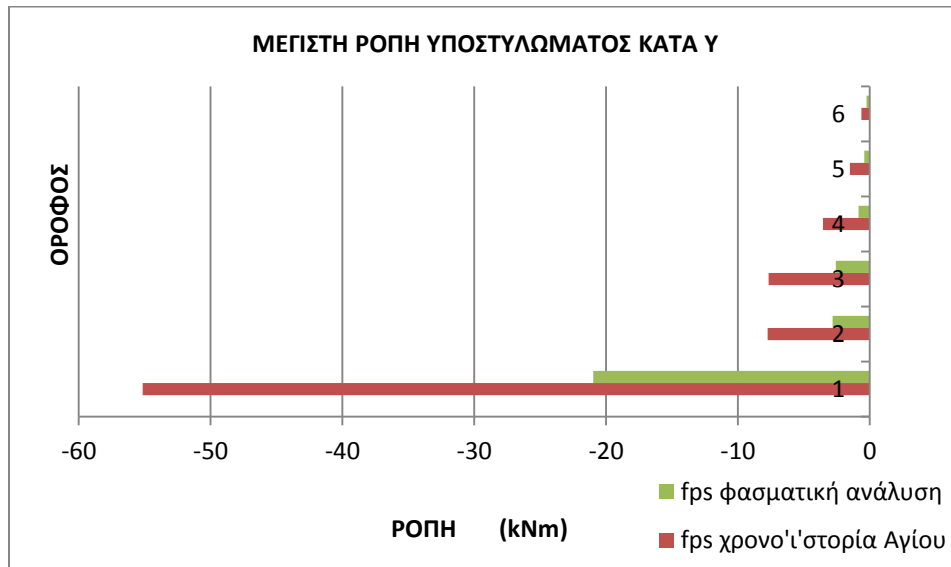


Διάγραμμα 9.7. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ.



Διάγραμμα 9.8. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ LRB ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων



Διάγραμμα 9.9. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟ ΡΑΒΔΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΡΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ FPS ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΤΥΠΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

Παρατηρούμε, ότι το υποστύλωμα ισογείου που είναι το μόνο που δέχεται σημαντική τιμή ροπής, εμφανίζει μεγαλύτερη κατά 2.5 φορές ροπή για τη σεισμική διέγερση του Αγίου με βάση τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης.

Επίσης, παρατηρούμε ότι η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης υποεκτιμά το μέγεθος της ροπής των υποστυλωμάτων, φαινόμενο που εντείνεται σημαντικά για την περίπτωση της σεισμικής μόνωσης με FSP.

Τέλος, παραθέτουμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τα κινηματικά μεγέθη του κόμβου κορυφής των σεισμικά μονωμένων κτιρίων και την μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων ανά διεύθυνση.

LRB		Αποτελέσματα διεύθυνση X		
		Χρονοϊστορίας	Φασματικής Αν.	Χρονοϊστορίας/Φασματικής Αν.
Κόμβος κορυφής	Σχετική μετακίνηση (m)	0,1107	0,1388	0,80
	Ταχύτητα (m/sec)	0,4322	0,3339	1,29
	Επιτάχυνση (m/sec ²)	2,79	1,0777	2,59
Εφέδρανα	Μετακίνηση (m)	0,0899	0,1109	0,81
LRB		Αποτελέσματα διεύθυνση Y		
		Χρονοϊστορίας	Φασματικής Αν.	Χρονοϊστορίας/Φασματικής Αν.
Κόμβος κορυφής	Σχετική μετακίνηση (m)	0,1142	0,1326	0,86
	Ταχύτητα (m/sec)	0,4319	0,3136	1,38
	Επιτάχυνση (m/sec ²)	2,585	0,9837	2,63
Εφέδρανα	Μετακίνηση (m)	0,0864	0,1086	0,80

Πίνακας 9.3. ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΟΡΥΦΗΣ ΚΑΙ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΑΝΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ LRB.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

FPS		Αποτελέσματα διεύθυνση X		
		Χρονοϊστορίας	Φασματικής Αν.	Χρονοϊστορίας/Φασματικής Αν.
Κόμβος κορυφής	Σχετική μετακίνηση (m)	0,1166	0,1125	1,04
	Ταχύτητα (m/sec)	0,4528	0,2683	1,69
	Επιτάχυνση (m/sec ²)	3,279	0,8786	3,73
Εφέδρανα	Μετακίνηση (m)	0,0621	0,0877	0,71
FPS		Αποτελέσματα διεύθυνση Y		
		Χρονοϊστορίας	Φασματικής Αν.	Χρονοϊστορίας/Φασματικής Αν.
Κόμβος κορυφής	Σχετική μετακίνηση (m)	0,1208	0,1061	1,14
	Ταχύτητα (m/sec)	0,482	0,2468	1,95
	Επιτάχυνση (m/sec ²)	4,068	0,7845	5,19
Εφέδρανα	Μετακίνηση (m)	0,057	0,0845	0,67

Πίνακας 9.4. ΠΙΝΑΚΑΣ ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΚΟΡΥΦΗΣ ΚΑΙ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΑΝΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ FPS.

Παρατηρούμε ότι η φασματική δυναμική ανάλυση υποεκτιμά την ταχύτητα και ακόμη περισσότερο την επιτάχυνση για τον κόμβο κορυφής και για τους δύο τύπους των εφεδράνων. Το φαινόμενο αυτό εντείνεται στην περίπτωση της χρήσης των σφαιρικών εφεδράνων τριβής. Όσον αφορά στην μέγιστη σχετική μετακίνηση κορυφής του κτιρίου, παρατηρούμε ότι η φασματική ανάλυση την υπερεκτιμά συγκριτικά με την μη γραμμική δυναμική ανάλυση στην περίπτωση των LRB, ενώ φαίνεται να την προσεγγίζει ικανοποιητικά στην περίπτωση των FPS. Τέλος, η φασματική δυναμική ανάλυση υπερεκτιμάει την μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων συγκριτικά με την μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Το φαινόμενο αυτό εντείνεται στην περίπτωση της χρήσης των σφαιρικών εφεδράνων τριβής.

Με βάση την διεθνή βιβλιογραφία (Trevor E Kelly, S.E.) το φαινόμενο αυτό ερμηνεύεται ως εξής:

Το πρόβλημα με την ανάλυση φασματικής απόκρισης που βασίζεται στη διαδικασία ενεργού δυσκαμψίας, είναι ότι η ιδιομορφική συμμετοχή λαμβάνεται σχεδόν ολοκληρωτικά στις θεμελιώδεις ιδιομορφές της μόνωσης (ποσοστό 99%), με σχεδόν μηδενική συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Ωστόσο, όπως δείχνει η ανάλυση χρονοϊστορίας θα υπάρχει συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Αυτό έχει σημαντική επίδραση στην κατανομή των επιταχύνσεων και κατά συνέπεια των αδρανειακών δυνάμεων.

Η ακρίβεια της μεθόδου φασματικής απόκρισης και τρόποι να βελτιωθεί ο συσχετισμός με την μέθοδο χρονοϊστορίας, αποτελούν τομέα για περαιτέρω έρευνα.

Συνεπώς, είναι φανερό ότι χρειάζεται προσοχή όταν υιοθετείται η φασματική δυναμική ανάλυση για την μελέτη των σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Θα πρέπει, αν γίνεται δυναμική φασματική ανάλυση, ο μηχανικός να σχεδιάζει τους υψηλότερους ορόφους με συντελεστή επάρκειας αρκετά μικρότερο της μονάδας.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

10 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω μπορούμε να συμπεράνουμε τα κάτωθι:

Αρχικά, όσον αφορά στις μετακινήσεις, οι σεισμικά μονωμένες κατασκευές έχουν αμελητέα σχετική μετακίνηση ορόφων και η ανωδομή εκτελεί κίνηση στερεού σώματος κατά την σεισμική διέγερση. Αντίθετα, η πακτωμένη κατασκευή παρουσιάζει μεγάλες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφων. Συγκρίνοντας την μειωμένη σχετική μετακίνηση του LRB και του FPS, το σύστημα με FPS δίνει ελαφρώς μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση ορόφων.

Από τη δυναμική ανάλυση φαίνεται ότι οι μετακινήσεις των εφεδράνων κατά την σεισμική διέγερση είναι μεγαλύτερες για τα εφέδρανα LRB από ότι για τα εφέδρανα FPS. Αυτό έχει σαν συνέπεια το μεγαλύτερο εύρος περιμετρικής εκσκαφής όταν επιλέγονται συστήματα LRB. Αντίθετα, με την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και την φασματική δυναμική μέθοδο, οι μετακινήσεις και των δύο τύπων εφεδράνων προκύπτουν ίδιες για το σεισμό σχεδιασμού. Όσον αφορά στην αποτελεσματικότητα της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων, φάνηκε ότι προσεγγίζει με ικανοποιητικό τρόπο τα αποτελέσματα της φασματικής δυναμικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα, είναι λιγότερο συντηρητική, όσον αφορά στην μετακίνηση του εφεδράνου από ότι η φασματική δυναμική ανάλυση.

Η τέμνουσα βάσης για την σεισμική διέγερση είναι πολύ μεγαλύτερη στο πακτωμένο κτίριο από ότι στα δύο μονωμένα κτίρια για την ίδια σεισμική διέγερση. Αυτή η μείωση της τέμνουσας βάσης έχει σαν αποτέλεσμα την δραστική μείωση της έντασης των μελών των δύο σεισμικά μονωμένων κατασκευών και κατ' επέκταση την δυνατότητα ελαχιστοποίησης βλαβών στα μέλη του κτιρίου μετά την έλευση της σεισμικής διέγερσης.

Όσον αφορά στα εντατικά μεγέθη, τα μέλη των κτιρίων που είναι σεισμικά μονωμένα υπόκεινται σε πολύ μικρότερα εντατικά μεγέθη από ότι τα μέλη του πακτωμένου κτιρίου κατά την διάρκεια μίας σεισμικής διέγερσης. Αυτό έχει σαν συνέπεια τα σεισμικά μονωμένα κτίρια να παθαίνουν πολύ λιγότερες ζημιές σε σχέση με το πακτωμένο κτίριο για σειμούς ίσους ή μεγαλύτερους του σεισμού σχεδιασμού. Όσον αφορά στα μειωμένα εντατικά μεγέθη των σεισμικά μονωμένων κατασκευών σε σχέση με του πακτωμένου κτιρίου, είναι μεγαλύτερα για την περίπτωση της μόνωσης με FPS από ότι με σύστημα LRB. Επίσης, το ίδιο ισχύει για την επιτάχυνση και την ταχύτητα της ανωδομής.

Ως συνέπεια των μειωμένων εντατικών μεγεθών που έχουν οι μονωμένες κατασκευές σε σχέση με την πακτωμένη, κατά την μη γραμμική δυναμική ανάλυση παρατηρήθηκε το φαινόμενο δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων (άρα και ζημιών) στην πακτωμένη κατασκευή, ενώ και στις δύο μονωμένες δεν υπήρξε δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ίδια σεισμική διέγερση. Αυτό έχει σαν συνέπεια το κόστος επισκευής στην διάρκεια ζωής του έργου να είναι πολύ μεγαλύτερο για το πακτωμένο κτίριο, από ότι στο σεισμικά μονωμένο. Ακόμη, από τις μειωμένες τιμές της επιτάχυνσης και της ταχύτητας στα μονωμένα κτίρια εξάγεται το συμπέρασμα, ότι οι βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία αρά και το κόστος επισκευής τους είναι μεγαλύτερες στο πακτωμένο σύστημα από ότι στα σεισμικά μονωμένα.

Παρατηρήθηκε το φαινόμενο για τα μονωμένα κτίρια, η φασματική ανάλυση να δώσει μικρότερα εντατικά μεγέθη από ότι η δυναμική ανάλυση. Συγκεκριμένα, η αξονική δύναμη των χιαστί συνδέσμων στους υψηλότερους ορόφους προέκυψε πολύ μεγαλύτερη από τη δυναμική ανάλυση σε σχέση με τη φασματική. Το ίδιο φαινόμενο παρατηρήθηκε και για τις ροπές των

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

υποστυλωμάτων. Αυτή η αύξηση παρατηρήθηκε και για τους δύο τύπους εφεδράνων και στις δύο διευθύνσεις. Επίσης η δυναμική φασματική ανάλυση φαίνεται να υποεκτιμά σημαντικά την ταχύτητα και την επιτάχυνση στην κορυφή της κατασκευής. Τέλος, η φασματική ανάλυση υπερεκτιμά τις μετακινήσεις των εφεδράνων κατά την σεισμική διέγερση. Τα παραπάνω φαινόμενα εντείνονται στην περίπτωση σεισμικής μόνωσης με σφαιρικά εφέδρανα τριβής. Αξίζει να σημειωθεί ότι η παραπάνω σύγκριση έγινε ύστερα από κανονικοποίηση ως προς την τέμνουσα βάση.

Τέλος, από τον σχεδιασμό των μελών του πακτωμένου κτιρίου και των σεισμικά μονωμένων προκύπτουν λόγω των μειωμένων εντατικών μεγεθών για τα μονωμένα κτίρια μικρότερες διατομές. Αυτό έχει σαν συνέπεια τη μείωση του άμεσου κόστους της κατασκευής της ανωδομής του μονωμένου κτιρίου σε σχέση με το αντίστοιχο του πακτωμένου.

Σεισμική μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων

Βιβλιογραφία

1. *Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance , Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, prEN1998-1, FINAL DRAFT, December 2003*
2. *Trevor E. Kelly, "Base Isolation of structures" Design Guidelines, 2001*
3. *Χ.Γιαρλέλης, Χ.Κωστίκας, Ε.Λαμπρινού, Μ.Δαλακίουριδου, "Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών : Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικώς Μονωμένου Κτιρίου", 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Νοέμβριος 2008*
4. *Σχεδιασμός Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης", Σημειώσεις Σεμιναρίου, Ελληνικό Κέντρο Πληροφόρησης και Επιμόρφωσης, Εισηγητές Β.Κουμούσης και Γ.Γκαζέτας, Αθήνα 2003*
5. *"Οδηγίες για τον σχεδιασμό κατασκευών με σεισμική μόνωση" Ερευνητικό Πρόγραμμα ΟΑΣΠ, Αθήνα 2007*
6. *Cosenza E., Manfredi G., "Damage Indices and Damage Measures", Prog. Struct. Eng. Master, 2000, 2:50-59*
7. *Matsagar, V. A. & Jangid, R. S. (2004). "Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures", Engineering structures, 26, 1735-1749.*
8. *Mokha et al. (1991). "Experimental study of friction-pendulum isolation system".*
9. *Naeim, F. & Kelly, J. M. (1999). "Design of seismic isolated structures: From theory to practice". John Willey and Sons Inc., New York.*
10. *Zayas, et al. (1996). "Testing of friction pendulum isolation bearings for bridges". Proceedings of the Fourth World congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Sacramento, California, September 1996.*
11. *Leblouba, M., 2007. Effects of some parameters on the seismic performance of base isolated buildings, 6th International Conference of PhD students, P95-102*
12. *Tsopeles, P and Constantinou, MC (1996). "Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 65-78*
13. http://www.slideshare.net/andradeinsua/seismic-protection-of-structures-with-base-isolation?utm_source=slideshow01&utm_medium=ssemail&utm_campaign=share_slide_show_loggedout