



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΦΑΙΡΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΤΥΠΟΥ ΕΚΚΡΕΜΟΥΣ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΟ



ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΣ ΠΟΛΑΚΙΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Ι. ΨΥΧΑΡΗΣ

ΑΘΗΝΑ
ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2014

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, κ. Ιωάννη Ψυχάρη, για την ευκαιρία που μου έδωσε να εργαστώ στο πλευρό του και τις γνώσεις που αποκόμισα στην πορεία.

Εν συνεχεία, ευχαριστώ τους διδακτορικούς φοιτητές Ιωάννη Καλυβιώτη, Βασιλική Καρδούτσου και Ιωάννη Καπογιάννη για τις πολύτιμες συμβουλές που μου έδωσαν.

Επίσης, θέλω να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον εξαιρετικό συνάδελφο και φίλο Νίκο Δαμαλή, ο οποίος με βοήθησε, όποια στιγμή του ζητήθηκε, δείχνοντας ιδιαίτερο ενδιαφέρον στο θέμα της εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου, για την απεριόριστη υποστήριξή της, σε όποια προσπάθεια καταβάλλω.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|---------|
| Εισαγωγή..... | σελ. 1 |
| 1. Σεισμική μόνωση..... | σελ. 3 |
| 1.1 Γενικά..... | σελ. 3 |
| 1.2 Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική μόνωση..... | σελ. 5 |
| 1.3 Τεχνολογίες σεισμικής μόνωσης..... | σελ. 6 |
| 1.3.1 Εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (FPS)..... | σελ. 7 |
| 1.3.2 Τριπλά Εφέδρανα Τύπου Εκκρεμούς (Εφέδρανα πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης)..... | σελ. 9 |
| 1.4 Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS | σελ. 11 |
| 2. Ιδιότητες εφεδράνων ολίσθησης..... | σελ. 15 |
| 2.1 Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση..... | σελ. 15 |
| 2.2 Ιδιότητες σε οριζόντιες διευθύνσεις..... | σελ. 15 |
| 2.2.1 Υστερητική συμπεριφορά..... | σελ. 15 |
| 2.2.2 Συμπεριφορά τριβής..... | σελ. 16 |
| 2.2.3 Μεταβλητότητα ιδιοτήτων μονωτήρων..... | σελ. 17 |
| 2.2.4 Τιμές λ_{max} για μονωτήρες ολίσθησης..... | σελ. 19 |
| 2.2.5 Χαρακτηριστικά εφεδράνων FPS..... | σελ. 20 |
| 2.2.6 Χαρακτηριστικά εφεδράνων TFPB..... | σελ. 21 |
| 3. Κατασκευαστικές απαιτήσεις σεισμικής μόνωσης..... | σελ. 23 |
| 4. Περιγραφή φορέα και σεισμικών δράσεων..... | σελ. 24 |
| 4.1 Γεωμετρία φορέα και φορτίσεις..... | σελ. 25 |
| 4.1.1 Περιγραφή..... | σελ. 25 |
| 4.1.2 Φορτίσεις..... | σελ. 26 |
| 5. Ιδιομορφική ανάλυση..... | σελ. 28 |
| 5.1 Συμβατικά θεμελιωμένο πλαίσιο..... | σελ. 28 |
| 5.2 Σεισμικά μονωμένο πλαίσιο με εφέδρανα FPS..... | σελ. 28 |
| 5.2.1 Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος..... | σελ. 28 |
| 5.3 Σεισμικά μονωμένο πλαίσιο με εφέδρανα TFPB..... | σελ. 36 |
| 6. Φασματική δυναμική ανάλυση..... | σελ. 40 |
| 7. Ανάλυση χρονοϊστορίας..... | σελ. 43 |
| 7.1. Αποτελέσματα αναλύσεων χρονοϊστορίας..... | σελ. 51 |
| 8. Σχολιασμός αποτελεσμάτων και συμπεράσματα..... | σελ. 80 |
| 9. Βιβλιογραφία..... | σελ. 84 |

Εισαγωγή

Η κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών γεννά σεισμικά φαινόμενα στο στερεό φλοιό της Γης, τα οποία είναι άμεσα συνυφασμένα με τα ρήγματα, ασυνέχειες των πετρωμάτων του φλοιού, που έχουν προκύψει από προηγούμενες διαρρήξεις στο μακρινό παρελθόν. Οι κατασκευές που βρίσκονται πάνω στην επιφάνεια της Γης, υφίστανται επομένως τη δράση του σεισμού. Θα ήταν δε ιδανικό, όλες οι κατασκευές να παραμένουν αλώβητες στη δράση του, κάτι που δεν είναι πάντα εφικτό, ειδικά σε χώρες, όπως η Ελλάδα, που βρίσκονται γεωγραφικά σε περιοχές με έντονη παρουσία ρηγμάτων και κατ' επέκταση υψηλή σεισμική δραστηριότητα. Στην Ελλάδα, αλλά και σε χώρες όπως η Ιαπωνία, η Κίνα, η Ταϊβάν κ.α. έχουν σημειωθεί, μερικοί από τους πιο καταστροφικούς σεισμούς, τόσο από άποψη υλικών ζημιών, όσο και απόλεια ανθρώπινων ζώων.

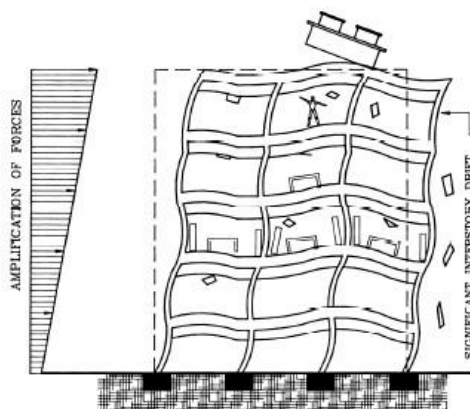
Σε βάθος χρόνου, τόσο στον ελλαδικό χώρο, όσο και παγκοσμίως, οι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν βελτιωθεί, έχουν αυξηθεί οι τιμές των σχετικών παραμέτρων αντισεισμικού σχεδιασμού και έχουν επαναπροσδιοριστεί οι τιμές των εδαφικών επιταχύνσεων, των επιμέρους σεισμικών ζωνών. Σ' ένα ισχυρό σεισμό όμως, ένας φορέας, καταπονείται με εδαφικές επιταχύνσεις, που πλησιάζουν ή και ξεπερνούν την επιτάχυνση της βαρύτητας. Ο ελαστικός σχεδιασμός ενός τέτοιου φορέα δεν είναι οικονομικός.

Η φιλοσοφία των αντισεισμικών κανονισμών βασίζεται στον πλάστιμο σχεδιασμό, στην αξιοποίηση δηλαδή της πλάστιμης συμπεριφοράς κατάλληλων θέσεων στη γεωμετρία του φορέα, στις οποίες θα απορροφηθεί η ενέργεια του σεισμού. Οι θέσεις αυτές, στις οποίες δημιουργούνται οι λεγόμενες «πλαστικές αρθρώσεις», ύστερα από τη διαρροή του οπλισμού και τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος της διατομής, είναι επισκέψιμες, με αποτέλεσμα, με το πέρας του σεισμού να γίνεται η επισκευή και αν κριθεί απαραίτητη, η ενίσχυσή τους. Στα πλαίσια του πλάστιμου σχεδιασμού, ο κανονισμός ορίζει, ότι τα οριζόντια σεισμικά φορτία είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά, για τα οποία θα έπρεπε να σχεδιασθεί η κατασκευή αν αποκρινόταν ελαστικά.

Ισχυροί σεισμοί του παρελθόντος, όμως, (Northridge 1994, Kobe 1995, Chichi 1999 κ.α.) απέδειξαν ότι η απόκριση των κατασκευών ήταν ανεπιτυχής και κατώτερη των προσδοκιών. Η αβεβαιότητα του πλάστιμου σχεδιασμού, μπορεί να αποδοθεί σε αιτίες, όπως:

- Η αρχή «Ισχυρά υποστυλώματα – ασθενείς δοκοί» είναι πιθανόν να μην επιτευχθεί, εξαιτίας της παρουσίας ενδιάμεσων τοιχοποιιών.
- Τα υποστυλώματα, μπορούν να αστοχήσουν διατμητικά εξαιτίας ακατάλληλων γεωμετρικών προδιαγραφών, πχ στο ύψος τους.
- Κατασκευαστικές δυσκολίες στην όπλιση των κόμβων δοκών υποστυλωμάτων, εξαιτίας πχ των απαραίτητων μηκών αγκύρωσης των ράβδων οπλισμού.

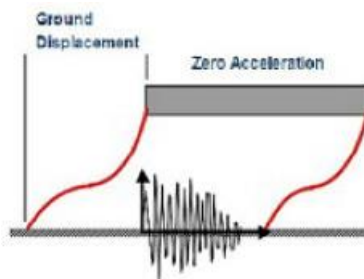
Παράλληλα με της μεγάλης κλίμακας καταστροφές, ο συμβατικός τρόπος σχεδιασμού, μπορεί να οδηγήσει δύσκαμπτα κτήρια σε μεγάλες τιμές επιταχύνσεων ορόφων, ενώ εύκαμπτα κτήρια σε μεγάλες σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων. Κτήρια υψηλής σημασίας, όπως νοσοκομεία, μουσεία που στους ορόφους τους φιλοξενούνται εκθέματα ανεκτίμητης αξίας, ή εργοστάσια που το σύνολο του εξοπλισμού και των μηχανημάτων που υπάρχουν μέσα σε αυτά, υπερβαίνει σε κόστος πολλές φορές τον ίδιο τον φορέα, έχουν ανάγκη να παραμείνουν αλώβητα στο πέρας του σεισμού.



Εικόνα 1: Απεικόνιση απόκρισης συμβατικού κτηρίου, κατά τη διάρκεια σεισμού

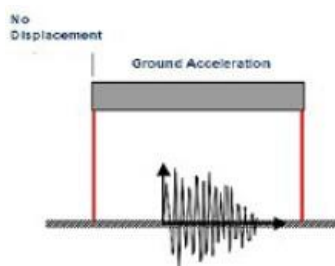
Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος κινείται. Η επιταχυνόμενη κίνηση του εδάφους, μεταφέρεται στην ανωδομή και είναι αυτή που προκαλεί τις όποιες βλάβες και πιθανόν και την κατάρρευσή της. Στα πλαίσια του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού, για την ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από το φέροντα οργανισμό, δύναται να επιλεγεί η λύση ενός εύκαμπτου ή δύσκαμπτου φορέα.

Στην περίπτωση του εύκαμπτου φορέα, η δυσκαμψία μειώνεται, ώστε να γίνει ο φορέας πολύ εύκαμπτος. Αυτό συνεπάγεται σημαντική αύξηση της ιδιοπεριόδου και κατ' επέκταση ανάπτυξη πολύ μικρών επιταχύνσεων, ενώ ο φορέας παραμένει σχεδόν ακίνητος σε σχέση με το έδαφος. Στα δομικά στοιχεία του όμως, παρατηρούνται πολύ μεγάλες παραμορφώσεις, οι οποίες οδηγούν στην εμφάνιση βλαβών.



Εικόνα 2: Εύκαμπτος σχεδιασμός

Στους δύσκαμπτους φορείς, η δυσκαμψία αυξάνεται με σκοπό ο φορέας να γίνει πολύ δύσκαμπτος και να μειωθούν οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Αυτό σημαίνει ότι στο φορέα θα αναπτύσσεται η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους και ότι η μετακίνηση του φορέα θα είναι ίδια με αυτή των εδαφικών συνθηκών. Τα δομικά μέλη παραλαμβάνουν μεγάλη ένταση και οι ψηλές τιμές επιτάχυνσης δύναται να καταστρέψουν τον περιεχόμενο εξοπλισμό του φορέα.



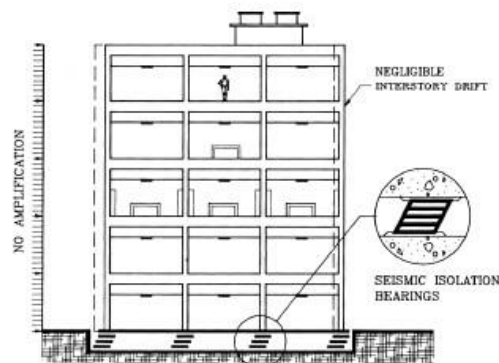
Εικόνα 3: Δύσκαμπτος σχεδιασμός

1. Σεισμική Μόνωση

1.1 Γενικά

Η αβεβαιότητα του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού και οι αυξημένες ανάγκες και απαιτήσεις, οδήγησαν σταδιακά στην καλλιέργεια της ιδέας της απομόνωσης της ανωδομής από την εδαφική κίνηση, με τέτοιο τρόπο, ώστε να μη μεταφέρεται η εδαφική επιτάχυνση στους πάνω ορόφους. Μέσω της απομόνωσης αυτής, το κτήριο ταλαντώνεται σαν άκαμπτο σώμα, ενώ παράλληλα επιτυγχάνεται:

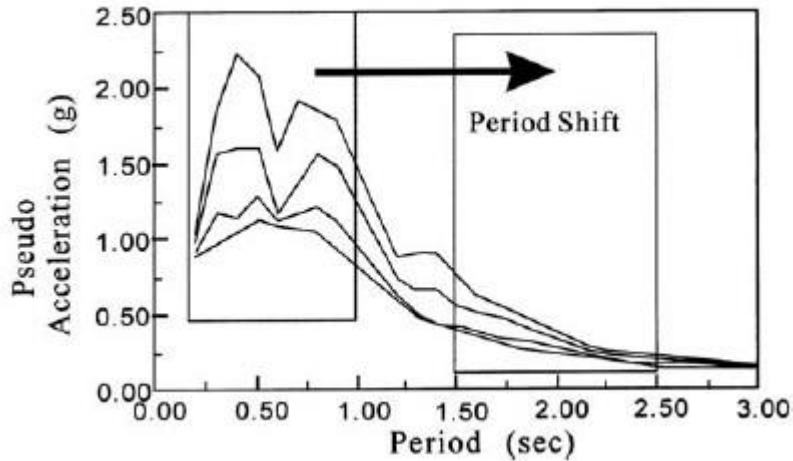
- Ανάλυση μικρότερων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος της κατασκευής
- Μείωση εμφάνισης βλαβών τόσο σε φέροντα όσο και σε μη φέροντα στοιχεία της ανωδομής
- Προστασία ζωής των ανθρώπων που ζουν και εργάζονται εντός του κτηρίου
- Προστασία περιεχομένου και εξοπλισμού του κτηρίου
- Διασφάλιση της ασφαλούς λειτουργίας του κτηρίου μετά το πέρας του σεισμού
- Διασφάλιση της απόκρισης του κτηρίου έναντι επόμενων σεισμικών διεγέρσεων



Εικόνα 1.1: Απεικόνιση απόκρισης σεισμικά μονωμένου κτηρίου, κατά τη διάρκεια σεισμού

Ο τρόπος που επιτυγχάνονται τα παραπάνω, μέσω της σεισμικής μόνωσης είναι:

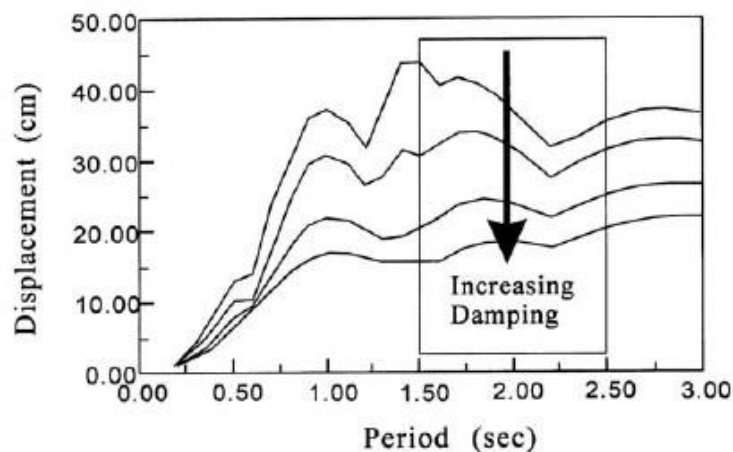
- Η αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις
- Η συμμετοχή σχεδόν αποκλειστικά της 1^{ης} ιδιομορφής
- Ο αποκλεισμός των φέροντων στοιχείων της ανωδομής από μηχανισμούς απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας
- Η εισαγωγή μεγαλύτερων τιμών απόσβεσης από το 5% της συμβατικής κατασκευής



Διάγραμμα 1.1: Επίδραση της σεισμικής μόνωσης, στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής και κατ' επέκταση στις αναλαμβανόμενες σεισμικές δυνάμεις (Yang & Chang 2003)

Το ποσοστό μείωσης του συνόλου των σεισμικών δυνάμεων στην κατασκευή, που μεταφράζεται σε μείωση της τέμνουσας βάσης, εξαρτάται από την αρχική ιδιοπερίοδό της. Γίνεται φανερό, ότι τα πολύ δύσκαμπτα κτήρια επωφελούνται περισσότερο από τη σεισμική μόνωση.

Η σεισμική μόνωση, επιτυγχάνεται με ένα σύνολο διατάξεων, που τοποθετούνται σε ένα οριζόντιο επίπεδο, πάνω από το σύστημα θεμελίωσης της κατασκευής. Η πλειοψηφία των διατάξεων αυτών αποκαλούνται εφέδρανα. Τα εφέδρανα σχεδιάζονται ώστε να έχουν πολύ μεγαλύτερη ενδοτικότητα στην οριζόντια διεύθυνση στο επίπεδο τους, σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή. Δηλαδή οι πλευρικές μετακινήσεις λόγω του σεισμού βρίσκονται στο επίπεδο τους. Αυτό συμβάλει στη μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες ευθύνονται για τις σοβαρές βλάβες των φερόντων στοιχείων και στην απόκριση της κατασκευής ως άκαμπτο σώμα ελαχιστοποιώντας τις σεισμικές δράσεις.



Διάγραμμα 1.2: Μείωση μετατοπίσεων με αύξηση της απόσβεσης (Yang & Chang 2003)

Η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, μαζί με τη μείωση της τέμνουσας βάσης, προκαλεί αυξημένες μετατοπίσεις στο επίπεδο των εφεδράνων. Για να αντιμετωπιστεί ο κίνδυνος να παρατηρηθούν μετατοπίσεις, μεγαλύτερες από αυτές που μπορούν να αναλάβουν τα εφέδρανα, είναι δυνατή η εισαγωγή πρόσθετης απόσβεσης, από αυτή που εισάγει στην κατασκευή το ίδιο το σύστημα μόνωσης.

Με την πρόοδο της τεχνολογίας στο τομέα των σύνθετων υλικών, τη διαθεσιμότητα σεισμικών τραπεζών για την εκτέλεση πειραμάτων με καταγραφές πραγματικών σεισμών του παρελθόντος, την εξέλιξη στον κλάδο της σεισμολογίας που βοήθησε στην καλύτερη εκτίμηση των παραμέτρων ενός σεισμικού γεγονότος σε ένα συγκεκριμένο τόπο, η σεισμική μόνωση εδραιώθηκε, σαν μέσο αντισεισμικής προστασίας.

1.2 Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική μόνωση

Η σεισμική μόνωση αποτελεί έναν αποτελεσματικό τρόπο προστασίας των κατασκευών έναντι του σεισμού, η αποτελεσματικότητά της αυτή όμως επηρεάζεται από διάφορους παράγοντες. Οι παράγοντες αυτοί είναι οι παρακάτω:

Βάρος της κατασκευής

Το βάρος της κατασκευής είναι καθοριστικός παράγοντας της αποτελεσματικότητας της σεισμικής μόνωσης και της επιλογής του τύπου εφεδράνων. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είναι καταλληλότερη για σχετικά βαριά κτίρια διότι η ζητούμενη ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής επιτυγχάνεται ευκολότερα από ότι στις κατασκευές μικρού βάρους.

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης έχει στόχο την αύξηση της ιδιοπερίοδου της κατασκευής στο διάστημα 1.50 sec – 3.50 sec, δηλαδή όσο το δυνατόν πιο μακριά από την περιοχή των δεσποζουσών ιδιοπεριόδων των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων. Στις περιπτώσεις χαμηλών και μεσαίου ύψους κτιρίων στα οποία η ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη από το 1 sec, γεγονός που χαρακτηρίζει τα δύσκαμπτα και ένα φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών, η πιθανότητα συντονισμού με τη σεισμική διέγερση είναι μεγάλη. Είναι δηλαδή φανερό ότι σε αυτά, η σεισμική μόνωση είναι αποτελεσματική. Όταν μια κατασκευή βρίσκεται ήδη στο διάστημα πέρα των δεσποζουσών ιδιοπεριόδων δεν είναι συμφέρουσα η σεισμική μόνωση διότι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων η όποια επιτυγχάνεται είναι μικρή.

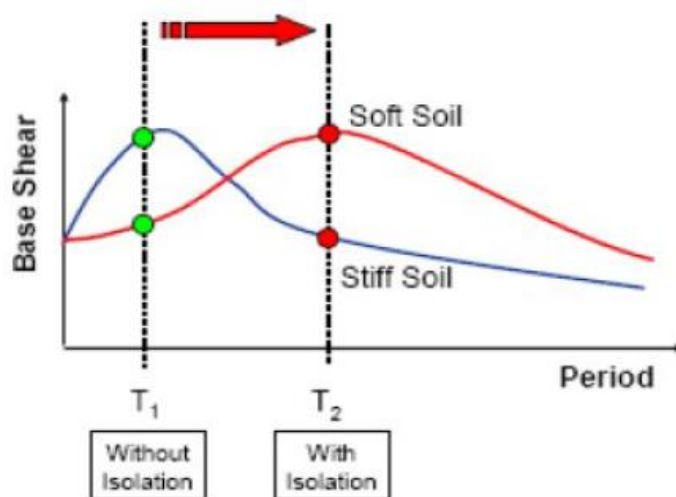
Το εστιακό βάθος του σεισμού

Ένας παράγοντας που επηρεάζει την αποδοτικότητα της σεισμικής μόνωσης είναι το εστιακό βάθος του σεισμού. Το εστιακό βάθος του σεισμού επηρεάζει την προέχουσα περίοδο του σεισμού. Όταν πρόκειται για σεισμούς μικρού εστιακού βάθους, δηλαδή έως 60 km που είναι και οι συχνότεροι, η προέχουσα περίοδος τους είναι συνήθως 0.2 sec έως 0.4 sec. Όταν πρόκειται για σεισμούς μεγάλου εστιακού βάθους, δηλαδή 70 έως 300 km, η προέχουσα περίοδος τους είναι 1.25 sec έως 2.00 sec. Σε αυτό είναι φανερό ότι η σεισμική μόνωση εμφανίζει αντίθετα αποτελέσματα.

Εδαφικές συνθήκες

Στην περίπτωση της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης οι εδαφικές συνθήκες επηρεάζουν την αποδοτικότητα της απόκρισης της κατασκευής. Οι τοπικές εδαφικές συνθήκες που βρίσκεται το κτίριο αλλάζουν τη μορφή του φάσματος απόκρισης μέσω της επιρροής τους στο πλάτος, τη συχνότητα, και τη διάρκεια των σεισμικών κυμάτων. Η σεισμική μόνωση είναι καταλληλότερη σε θέσεις όπου υπάρχουν βραχώδεις σχηματισμοί και γενικά σκληροί εδαφικοί

σχηματισμοί. Οι μαλακοί εδαφικοί σχηματισμοί συμπεριφέρονται σαν μονωτική ζώνη τροποποιώντας τη σεισμική διέγερση ενισχύοντάς τις μεγάλες περιόδους με αποτέλεσμα την απαγορευτική εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης.



Διάγραμμα 1.3: Επίδραση εδαφικών συνθηκών στην απόκριση σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Symans)

Απόσταση από ενεργό ρήγμα

Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιείται στις κατασκευές ακόμα και σε περιοχές κοντά σε ενεργά ρήγματα αναλαμβάνοντας μεγαλύτερες μετατοπίσεις, δηλαδή το κόστος είναι αυξημένο σε συνδυασμό τον περίπλοκο σχεδιασμό. Στις περιοχές αυτές είναι δυνατόν να εμφανιστεί ένας παλμός αυξημένης περιόδου και αυξημένης ταχύτητας στην εδαφική κίνηση με αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων. Ο παλμός αυτός, που ονομάζεται παλμός κατευθυντικότητας και η επίδραση του στη σεισμική μόνωση θα αναλυθεί διεξοδικά στα παρακάτω κεφάλαια της παρούσης εργασίας

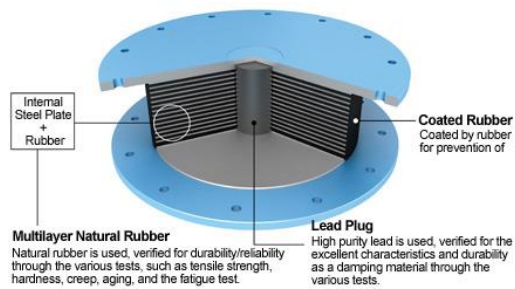
1.3 Τεχνολογίες Σεισμικής μόνωσης

Ανάμεσα στα συστήματα σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται στα έργα, κυρίαρχη θέση έχουν τα εφέδρανα. Αυτά χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τα:

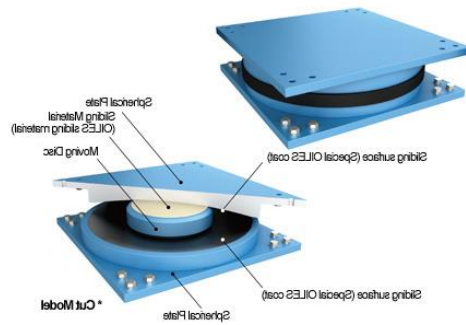
- Ελαστομερή
- Ολίσθησης ή τριβής

Τα ελαστομερή με τη σειρά τους, διακρίνονται στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ελαστομερές χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης και στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings).

Τα εφέδρανα ολίσθησης περιλαμβάνουν, εκτός από επίπεδες επιφάνειες, και μηχανισμούς με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης, που προσομοιάζουν συμπεριφορά εκκρεμούς (Friction Pendulum Systems – FPS).



Εικόνα 1.2: Εφέδρανο τύπου LRB



Εικόνα 1.3: Εφέδρανο τύπου FPS

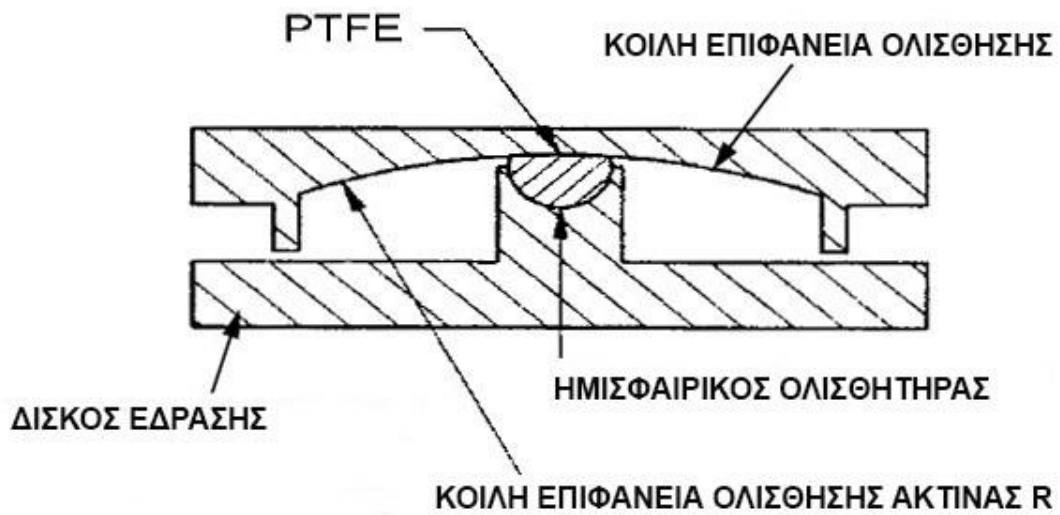
Τα γενικά χαρακτηριστικά που έχουν τα παραπάνω συστήματα μόνωσης είναι τα εξής:

- Πολύ υψηλή αρχική δυσκαμψία, ώστε σε χαμηλές πλευρικές φορτίσεις (π.χ. άνεμος ή χαμηλής έντασης σεισμοί), το σύστημα μόνωσης να μην παραμορφώνεται ή μετατοπίζεται
- Χαμηλή μετελαστική δυσκαμψία, ώστε να γίνεται απορρόφηση της ενέργειας του σεισμού και να αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής
- Πολύ υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση, σε βαθμό που να θεωρούμε αδύνατη την κατακόρυφη κίνηση. Εξαιρούνται συγκεκριμένες περιπτώσεις, όπου υπό κατάλληλες συνθήκες μπορεί να παρατηρηθεί ανασήκωμα του εφεδράνου.
- Αύξηση της οριζόντιας δύναμης επαναφοράς με ανάλογη αύξηση των σεισμικών δυνάμεων
- Δυνατότητα επαναφοράς στο κέντρο του εφεδράνου, μετά την ολοκλήρωση της ταλάντωσης.

1.3.1 Εφέδρανα Ολίσθησης Τύπου Εκκρεμούς (FPS)

Τα εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (στο εξής FPS) ανήκουν στην κατηγορία των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης και ο τρόπος λειτουργίας τους βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς.

Τα εφέδρανα FPS κατασκευάζονται εξολοκλήρου από ανοξείδωτο χάλυβα. Αποτελούνται από μία κοίλη επιφάνεια ολίσθησης, η οποία μπορεί να τοποθετηθεί με προσανατολισμό, είτε προς τα πάνω, είτε προς τα κάτω, ένα ημισφαιρικό, αρθρωτό στοιχείο ολίσθησης (ημισφαιρικός ολισθητήρας) και ένα δίσκο έδρασης του τελευταίου. Το ημισφαιρικό στοιχείο ολίσθησης είναι από ανοξείδωτο χάλυβα και φέρει επένδυση ενός σύνθετου, αυτολπιπαινόμενου υλικού, κύριο συστατικό του οποίου είναι το PTFE (Τεφλόν). Το PTFE είναι χημικά αδρανές, ενώ αντέχει σε υψηλές θερμοκρασίες, γι' αυτό και προτιμάται. Η κοίλη επιφάνεια ολίσθησης έχει ακτίνα καμπυλότητας R και είναι επενδεδυμένη με ανοξείδωτο χάλυβα υψηλής στίλβωσης. Η απαιτούμενη απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας, για τη σεισμική μόνωση του έργου, επιτυγχάνεται με την ολίσθηση του ολισθητήρα στην κοίλη επιφάνεια.

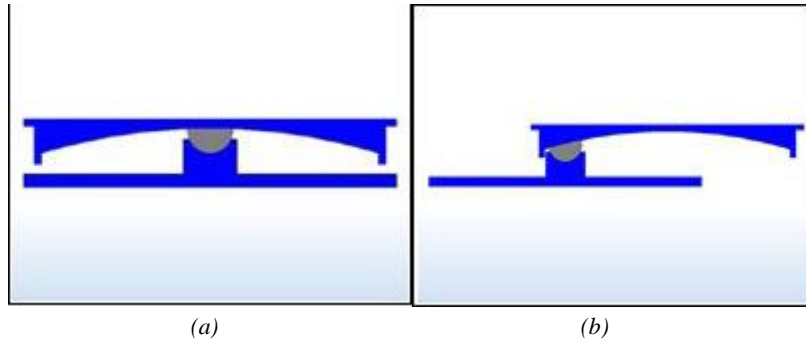


Σχήμα 1.1: Τομή εφεδράνου FPS



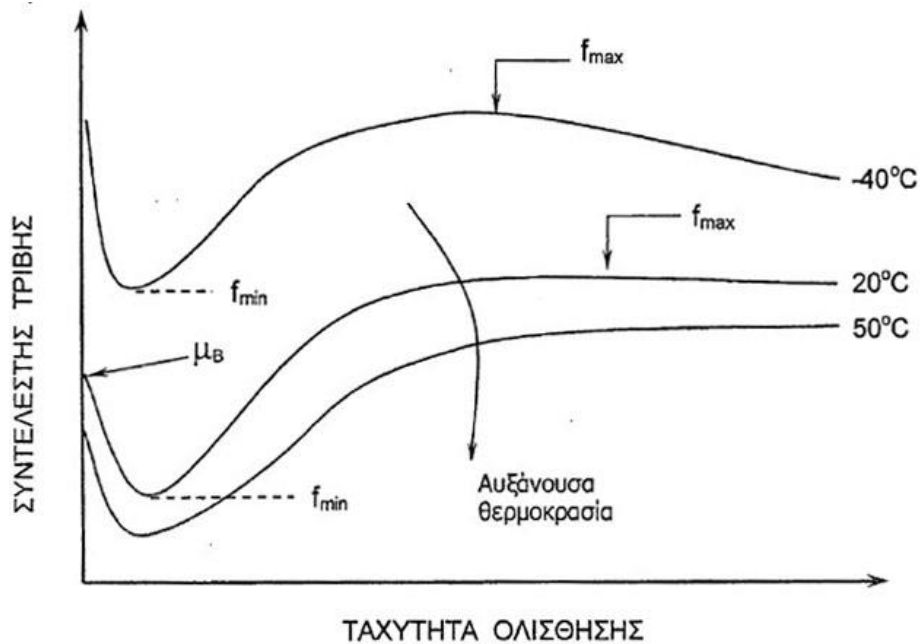
Εικόνα 1.4: Ανοιγμένο προς παρατήρηση εφεδράνο τύπου FPS

Όταν η οριζόντια δύναμη, λόγω σεισμικής δράσης, ξεπεράσει τη δύναμη στατικής τριβής που ασκείται στο εφεδράνο, το σύστημα ολισθαίνει. Η δύναμη τριβής ισούται με τον συντελεστή τριβής, επί το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στο εφεδράνο από την ανωδομή. Η οριζόντια μετακίνηση του ολισθητήρα, εξαιτίας της κοίλης επιφάνειας στην οποία κινείται, προκαλεί με τη σειρά της, μια μικρή ανύψωση της ανωδομής. Η ανύψωση αυτή, λόγω της γεωμετρίας του εφεδράνου αναπτύσσει δύναμη επαφοράς. Η δύναμη επαφοράς είναι ένα πολύ θετικό στοιχείο αυτού του συστήματος μόνωσης, που το διαφοροποιεί από τα επίπεδα συστήματα ολίσθησης, στα οποία απουσιάζει.



Εικόνα 1.5: (α) Θέση ισορροπίας εφεδράνου (β) Θέση ακραίας μετατόπισης

Η τριβή στη διεπιφάνεια, εξαρτάται από την επαφή ανάμεσα στον επενδεδυμένο με Τεφλόν ολισθητήρα και στην κοίλη επιφάνεια και αυξάνεται με την αύξηση της κατακόρυφης πίεσης. Η τιμή του συντελεστή τριβής κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 3% και 10%, αλλά δεν είναι σταθερή κατά τη διάρκεια της κίνησης. Στο παρακάτω διάγραμμα, απεικονίζεται ποιοτικά η μεταβολή του συντελεστή τριβής συναρτήσει της ταχύτητας ολίσθησης του ολισθητήρα στην κοίλη επιφάνεια και της θερμοκρασίας λειτουργίας

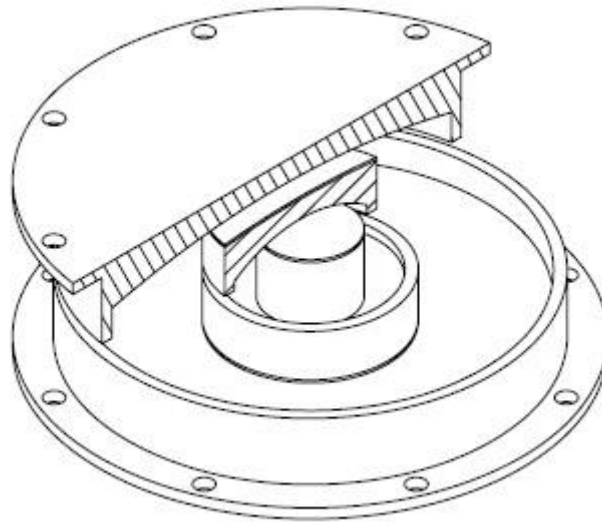


Διάγραμμα 1.4: Μεταβολή συντελεστή τριβής συναρτήσει της θερμοκρασίας και της ταχύτητας ολίσθησης (Προσχέδιο οδηγιών για το σχεδιασμό κατασκευών με σεισμική μόνωση, 2007)

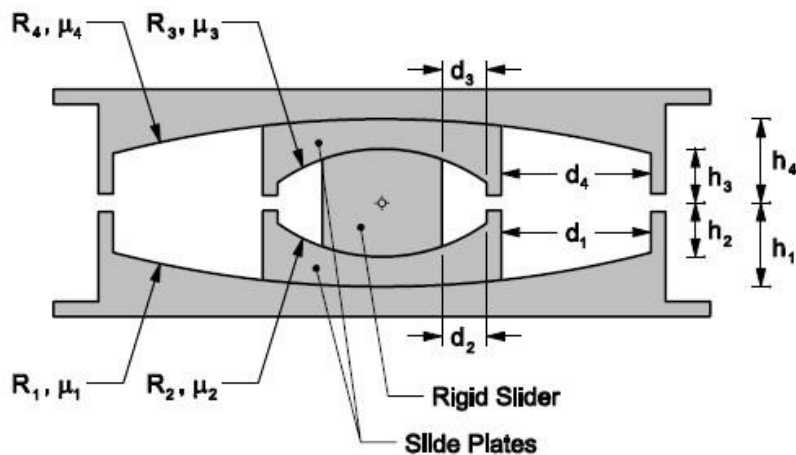
1.3.2 Τριπλά Εφέδρανα Τύπου Εκκρεμούς (Εφέδρανα πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης)

Οι σεισμοί κοντινού πεδίου, με τις μεγάλες δεσπόζουσες περιόδους τους και τα μεγάλα εύρη ταλαντώσεων, είναι πιθανό να προκαλέσουν μεγάλες μετατοπίσεις στο επίπεδο του συστήματος μόνωσης. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν, επιπρόσθετα, αποσβεστήρες, οι οποίοι όμως με τη σειρά τους, είναι δυνατόν να αυξήσουν αισθητά τις επιταχύνσεις των ορόφων ακόμα και σε ασθενείς σεισμούς. Το παραπάνω «παράδοξο», που πρακτικά αναιρεί τα πλεονεκτήματα της σεισμικής μόνωσης μπορεί να αρθεί,

με τη χρήση των τριπλών εφεδράνων τύπου εκκρεμούς (Triple Friction Pendulum Bearings). Πρόκειται για διατάξεις που αποτελούνται από πολλαπλές κοίλες επιφάνειες ολίσθησης.



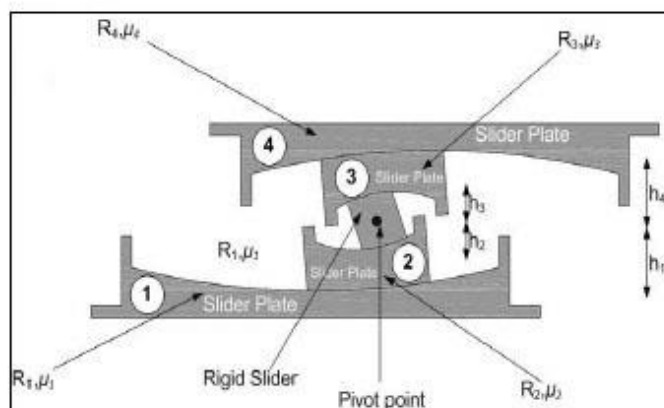
Εικόνα 1.6: Προοπτική απεικόνιση TFPB εφεδράνου



Σχήμα 1.2: Τομή εφεδράνου TFPB (Constantinou & Fenz, 2007)

Συγκεκριμένα, το εφεδράνο TFPB αποτελείται από δύο αντικριστές κοίλες επιφάνειες ολίσθησης, από ανοξείδωτο χάλυβα. Στο εσωτερικό τους, οι επιφάνειες αυτές, εσωκλείουν δύο άλλες επιφάνειες, μικρότερων διαστάσεων, οι οποίες με τη σειρά τους εσωκλείουν ένα συμπαγές, άκαμπτο σώμα. Το σώμα αυτό, που εφεξής θα αποκαλείται ολισθητήρας, δύναται να ολισθαίνει στις εσωτερικές επιφάνειες και παρά την ακαμψία του, μπορεί επίσης να στρέφεται, ως προς ένα νοητό σημείο στο εσωτερικό του, χάρη στις καμπύλες επιφάνειες, πάνω στις οποίες ολισθαίνει. Εδώ, πρέπει να επισημανθεί ότι το νοητό αυτό σημείο, αντιπροσωπεύει το στιγμιαίο κέντρο μηδενικής στροφικής ταχύτητας, το οποίο δεν είναι σταθερό, γιατί ο ολισθητήρας είναι συμπαγής. Παρ' όλ' αυτά, επειδή η στιγμιαία ταχύτητα του άνω και κάτω άκρου του ολισθητήρα έχει διαφορετικό πρόσημο, είναι σίγουρο ότι το νοητό αυτό σημείο είναι εσωτερικό του σώματός του. Όταν ο ολισθητήρας φτάσει στη μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση των εσωτερικών επιφανειών, τότε η ολίσθηση ξεκινά στις εξωτερικές επιφάνειες. Στα άκρα αυτών, υπάρχουν ειδικά διαμορφωμένοι φραγμοί, πρακτικά άκαμπτοι, που

συγκρατούν το εσωτερικό σύστημα και πρακτικά καθορίζουν τη μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να υποστεί το εφέδρανο.



Σχήμα 1.3: Αναπαράσταση της κίνησης του ολισθητήρα μέσα στο εφέδρανο TFPB (Moeindarbari & Taghikhany, 2012)

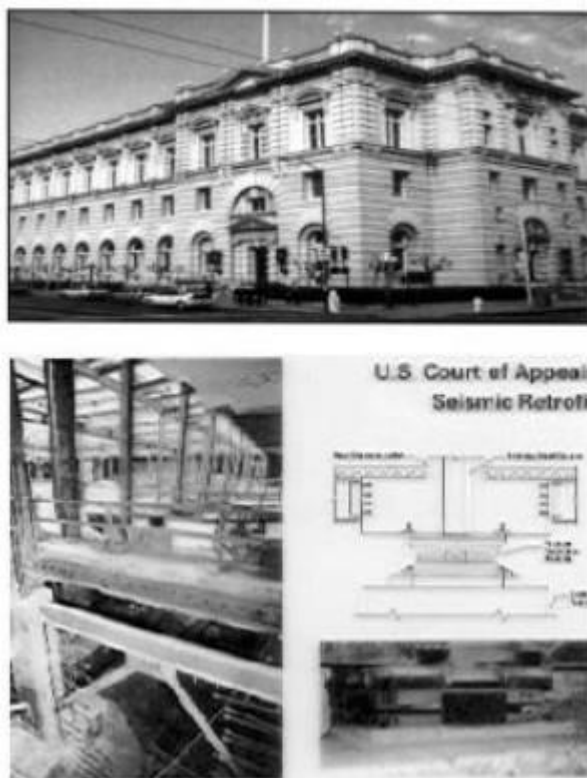
Κάθε επιφάνεια ολίσθησης μπορεί να έχει διαφορετική ακτίνα καμπυλότητας και διαφορετικό συντελεστή τριβής. Συνήθως, όμως, οι εσωτερικές επιφάνειες με δείκτες 2 και 3 έχουν την ίδια ακτίνα καμπυλότητας και τον ίδιο συντελεστή τριβής.

Η συμπεριφορά των εφεδράνων TFPB θεωρείται απόλυτα προσαρμόσιμη, διότι εκδηλώνουν διαφορετικές υστερητικές ιδιότητες σε όλα τα επιμέρους στάδια της μετακίνησης. Τα στάδια αυτά, που αποκαλούνται φάσεις ολίσθησης αναλύονται παρακάτω.

1.4 Παραδείγματα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS

Το σύστημα μόνωσης με εφέδρανα FPS έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στον πλανήτη, σε περιπτώσεις κτηρίων, γεφυρών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Αξιόλογες εφαρμογές του φαίνονται παρακάτω:

Το κτήριο του εφετείου στο San Francisco των Ηνωμένων Πολιτειών, με την ολοκλήρωση της επισκευής του, το 1994, ήταν το μεγαλύτερο κτήριο στον κόσμο, που είχε ενισχυθεί με την τοποθέτηση εφεδράνων FPS στη βάση του.



Εικόνα 1.7: Αμερικάνικο Εφετείο

Στην ίδια πόλη, ο διεθνής αερολιμένας με το πέρας της κατασκευής του, ήταν το μεγαλύτερο κτήριο στο οποίο είχε χρησιμοποιηθεί η σεισμική μόνωση. Σχεδιάστηκε ώστε να αντέχει σεισμούς, μεγέθους $M_w=8$, εξαιτίας του γειτονικού ρήγματος του Αγ. Ανδρέα, με τεράστια εσωτερικά ανοίγματα και ξεχωριστά αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά. Η χρήση εφεδράνων FPS, έναντι ελαστομεταλλικών οδήγησε σε επιπλέον εξοικονόμηση 680 τόνων χάλυβα.



Εικόνα 1.8: Διεθνής Αερολιμένας San Francisco

Στη γέφυρα Benicia – Martinez των ΗΠΑ, έχουν χρησιμοποιηθεί τα μεγαλύτερα εφεδράνα FPS, που κατασκευάστηκαν ποτέ. Η επιλογή τους, έναντι ελαστομεταλλικών,

σύμφωνα με την εταιρεία που εκπόνησε τη μελέτη (Earthquake Protection Systems), εξοικονόμησε παραπάνω από 30 εκατομμύρια δολάρια. Ζυγίζουν 18 τόνους το ένα, έχουν διάμετρο περίπου 4 μέτρα και υποστηρίζουν μετακινήσεις της τάξης των 134cm.



(α)



(β)

Εικόνα 1.9: (α) Εφαρμογή του εφεδράνου στην κορυφή του βάθρου οπλισμένου σκυροδέματος (β) Φωτογραφία του εφεδράνου, ενδεικτική του μεγέθους του

Στον ελληνικό χώρο, ξεχωρίζουν δύο εφαρμογές της σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα FPS. Στο νησί Ρεβυθούσα του Σαρωνικού κόλπου, όπου στεγάζεται ο θερματικός σταθμός επεξεργασίας φυσικού αερίου, οι δεξαμενές έχουν μονωθεί με 430 εφέδρανα συνολικά, καθένα από τα οποία έχει δυνατότητα μετακίνησης 30cm, μέγιστο υποστηριζόμενο κατακόρυφο φορτίο 907 τόνων και ζυγίζει 1.86 τόνους.



Εικόνα 1.10: Τοποθέτηση εφεδράνων στη βάση της δεξαμενής LNG

Η Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών είναι ένα πολιτιστικό κέντρο που διακρίνεται για τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του παρουσιάζοντας μορφολογικές ιδιαιτερότητες. Εξαιτίας αυτών, αλλά και των αυξημένων απαιτήσεων σεισμικής συμπεριφοράς που τέθηκαν στις προδιαγραφές του έργου, αποφασίστηκε η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα ολίσθησης (FPS), που διατάσσονται σε ενιαία στάθμη κάτω από την πλάκα του ισογείου.



Εικόνα 1.11: Στάθμη σεισμικής μόνωσης



Εικόνα 1.12: Τοποθετημένο εφέδρανο

2. Ιδιότητες εφεδράνων ολίσθησης

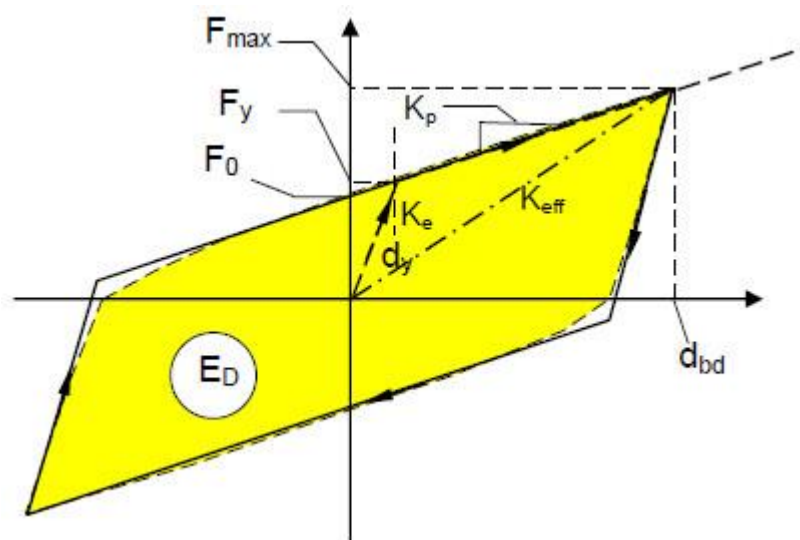
2.1 Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

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. Ο έλεγχος αυτής της συνθήκης δεν απαιτείται, αν στη διεπιφάνεια μόνωσης το κατακόρυφο φορτίο αναλαμβάνουν εφεδράνα ολίσθησης, όπως τα προαναφερθέντα.

2.2 Ιδιότητες σε οριζόντιες διευθύνσεις

2.2.1 Υστερητική συμπεριφορά

Η σχέση δύναμης μετακίνησης των μονωτήρων μπορεί να προσεγγιστεί από ένα διγραμμικό μοντέλο, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.1: Διγραμμική προσομοίωση υστερητικής συμπεριφοράς μονωτήρα (Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, 2007)

Οι παράμετροι της προσομοίωσης, είναι οι ακόλουθοι:

- d_{bd} Μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} του συστήματος μόνωσης
- d_y μετακίνηση διαρροής του μονωτήρα
- F_y Δύναμη διαρροής υπό μονοτονική φόρτιση
- F_{max} Μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd}
- F_0 Δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση,
 $F_0 = F_y - K_p d_y$
- K_e Ελαστική δυσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση, δυσκαμψία αποφόρτισης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, $K_e = F_y / d_y$
- K_p Μετελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα, $K_p = (F_{max} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$

E_d Αποσβεννημένη ενέργεια ανά κύκλο, στη μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα, d_{bd} , ίση με το εμβαδό του υστερητικού βρόχου, $E_D = 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$

2.2.2 Συμπεριφορά τριβής

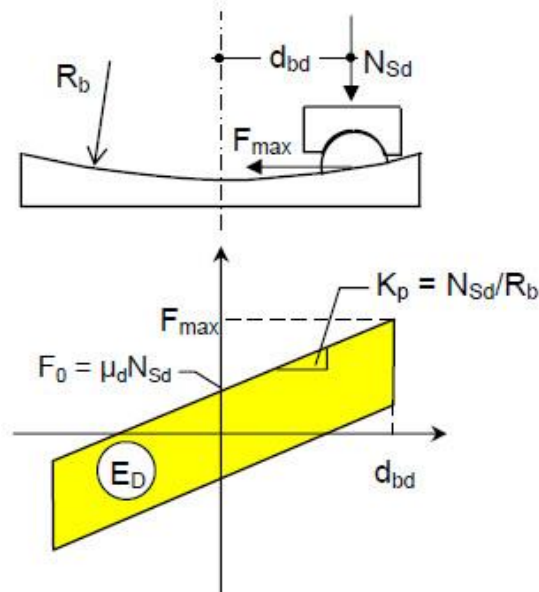
Συσκευές ολίσθησης με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης ακτίνας R , παρέχουν δύναμη επαναφοράς στη σχετική μετακίνηση του μονωτήρα d_{bd} , ίση με $N_{sd} d_{bd} / R$. Η σχέση δύναμης μετακίνησης σε ένα τέτοιο εφέδρανο, δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

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

όπου \dot{d}_{bd} η ταχύτητα ολίσθησης

μ_d ο συντελεστής τριβής

N_{sd} το αξονικό φορτίο που παραλαμβάνει το εφέδρανο



Σχήμα 2.2: Συμπεριφορά τριβής (Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, 2007)

Η ενέργεια, E_D , που αποσβένεται ανά κύκλο, στη μετακίνηση d_{bd} , είναι:

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

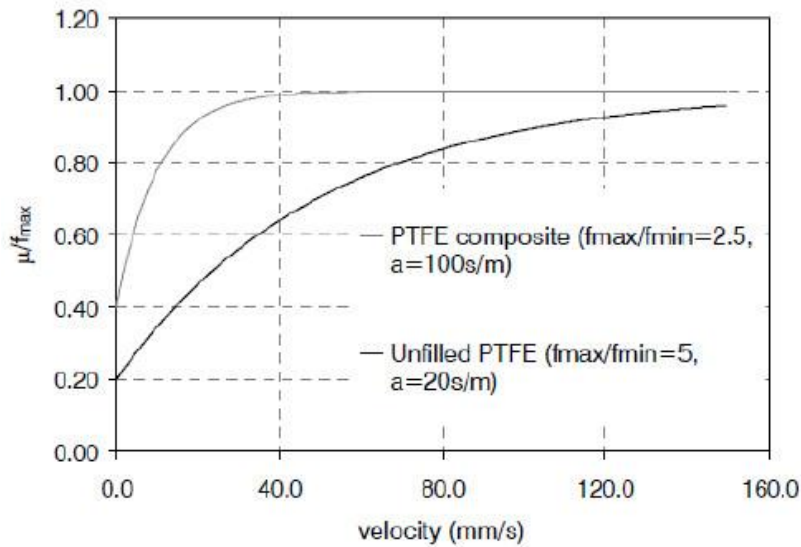
Ο συντελεστής τριβής εξαρτάται κυρίως από:

- τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης
- τη χρήση ή μη λιπαντικού
- την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης
- την ταχύτητα ολίσθησης

Όσον αφορά την εξάρτηση από την ταχύτητα ολίσθησης, η σχέση που δίνει την τιμή του συντελεστή τριβής συναρτήσει της ταχύτητας ολίσθησης είναι:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min})e^{-a|u|}$$

όπου οι παράμετροι f_{min} και f_{max} είναι τιμές του συντελεστή τριβής για χαμηλές και υψηλές ταχύτητες ολίσθησης αντίστοιχα, u είναι η ταχύτητα ολίσθησης και a , είναι μια παράμετρος που υπολογίζεται πειραματικά, είναι ξεχωριστή για κάθε διάταξη εφεδράνου που κατασκευάζεται και παίρνει τιμές $20 \div 45 \text{ s/m}$, όταν χρησιμοποιείται PTFE για την επένδυση των ανοξειδωτων επιφανειών.



Διάγραμμα 2.1 : Συγκεντρωτικό γράφημα που δείχνει την επίδραση των παραμέτρων a , f_{min} και f_{max} στο συντελεστή τριβής

2.2.3 Μεταβλητότητα ιδιοτήτων μονωτήρων

Ο συντελεστής τριβής σε ένα εφέδρανο είναι η παράμετρος, που εκτός από την ταχύτητα ολίσθησης, μπορεί να επηρεαστεί και από περιβαλλοντικούς παράγοντες, συγκεκριμένα τη θερμοκρασία, τη γήρανση και τη ρύπανση. Παράλληλα με τις τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού, που καθορίζονται από τις απαραίτητες δοκιμές προτύπων στις οποίες πρέπει να υποβληθούν τα υπονήφια εφέδρανα, πρέπει επίσης να καθορισθούν δύο ακόμα σύνολα τιμών σχεδιασμού, των παραμέτρων του συστήματος μόνωσης:

- οι Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΑΤΠΣ)
- οι Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΚΤΠΣ)

Οι ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ θα πρέπει να καθορίζονται βάσει κατάλληλων δοκιμών, στις οποίες εκτιμάται η επίδραση των ακόλουθων παραγόντων σε κάθε παράμετρο:

- f_1 : γήρανση (συμπεριλαμβανομένης της οξειδωσης)
- f_2 : θερμοκρασία
- f_3 : ρύπανση
- f_4 : συνολική διαδρομή (φθορά)

Η επίδραση καθενός από τους ανωτέρω παράγοντες f_i ($i = 1$ έως 4) σε κάθε μια από τις παραμέτρους σχεδιασμού, θα πρέπει να εκτιμηθεί κατόπιν σύγκρισης των μέγιστων και

ελάχιστων τιμών της παραμέτρου σχεδιασμού ($\max D_{Pfi}$ και $\min D_{Pfi}$) που προκύπτει από την επίδραση των συντελεστών f_i , στην μέγιστη και στην ελάχιστη ονομαστική τιμή της ίδιας παραμέτρου ($\max D_{Pnom}$ και $\min D_{Pnom}$) αντίστοιχα, όπως μετρήθηκε με τις απαραίτητες δοκιμές προτύπων. Οι ακόλουθοι λόγοι θα πρέπει να καθορίζονται για την επίδραση κάθε συντελεστή f_i στην υπό εξέταση παράμετρο σχεδιασμού.

$$\lambda_{\max,fi} = \max D_{Pfi} / \max D_{Pnom}$$

$$\lambda_{\min,fi} = \min D_{Pfi} / \min D_{Pnom}$$

Η ενεργός ΑΤΠΣ που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό θα πρέπει να υπολογίζεται όπως φαίνεται στην συνέχεια

$$ΑΤΠΣ = \max D_{Pnom} * \lambda_{U,f1} * \lambda_{U,f2} * \lambda_{U,f3} * \lambda_{U,f4} \text{ με}$$

$$\lambda_{U,f1} = 1 + (\lambda_{\max,fi} - 1) * \psi_{fi}$$

όπου οι συντελεστές συνδυασμού ψ_{fi} εκφράζουν την μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης παρουσίας των μέγιστων δυσμενών επιδράσεων όλων των συντελεστών με τις τιμές που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

| Συντελεστές συνδυασμού ψ_{fi} | |
|------------------------------------|-------------|
| Σπουδαιότητα γέφυρας | ψ_{fi} |
| Μεγαλύτερη της μέσης | 0.9 |
| Μέση | 0.7 |
| Μικρότερη της μέσης | 0.6 |

Πίνακας 2.1: Τιμές συντελεστή ψ_{fi}

Για την ενεργό ΚΤΠΣ (και τους σχετικούς συντελεστές μεταβλητότητας $\lambda_{L,fi}$) θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν σχέσεις παρόμοιες προς τις σχέσεις (Α.4) και (Α.5) σε συνδυασμό με τους $\lambda_{\min,fi}$. Ωστόσο, για τα κοινά ελαστομεταλλικά εφένδρανα και τους μονωτήρες ολίσθησης, γενικά μπορεί να θεωρηθεί ότι:

$$\lambda_{\min,fi} = 1$$

και κατά συνέπεια

$$ΚΤΠΣ = \min D_{Pnom}$$

2.2.4 Τιμές λ_{\max} για μονωτήρες ολίσθησης

Απουσία αποτελεσμάτων καταλλήλων δοκιμών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της μέγιστης δύναμης σε μηδενική μετατόπιση F_0 που αντιστοιχεί σε ΑΤΠΣ, οι τιμές λ_{\max} που δίνονται στους ακόλουθους πίνακες. Οι τιμές που δίνονται για PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο καλύπτουν επίσης τους Σφαιρικούς Μονωτήρες Ολίσθησης (Εφένδρανα FPS).

| f₁: Γήρανση | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| | $\lambda_{\max, f1}$ | | | | | |
| Στοιχείο | PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο | | PTFE με λιπαντικό μέσο | | Διμεταλλική Διεπιφάνεια | |
| | Περιβαλλοντικές Συνθήκες | Προστατευτική σφράγιση | | Προστατευτική σφράγιση | | Προστατευτική σφράγιση |
| μονωτήρα: | | μονωτήρα: | | μονωτήρα: | | |
| NAI | | OXI | NAI | OXI | NAI | OXI |
| Κανονικές | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 2 | 2.2 |
| Ακραίες | 1.2 | 1.5 | 1.4 | 1.8 | 2.2 | 2.5 |

Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή f₁

| f₂: Θερμοκρασία | | | |
|-----------------------------------|---------------------------|------------------------|-------------------------|
| Θερμοκρασία Σχεδιασμού | $\lambda_{\max, f2}$ | | |
| T _{min,b} | PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο | PTFE με λιπαντικό μέσο | Διμεταλλική Διεπιφάνεια |
| 20 | 1 | 1 | Απαιτούνται δοκιμές |
| 0 | 1.1 | 1.3 | |
| -10 | 1.2 | 2.5 | |
| -30 | 1.5 | 3 | |

Πίνακας 2.3: Τιμές συντελεστή f₂

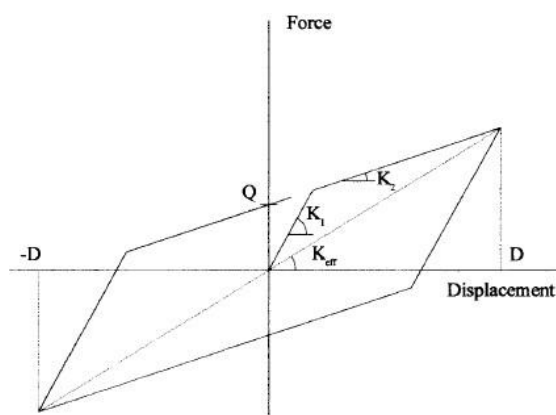
| f₃: Ρύπανση | | | |
|---|---------------------------|------------------------|-------------------------|
| Τρόπος εγκατάστασης | $\lambda_{\max, f3}$ | | |
| | PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο | PTFE με λιπαντικό μέσο | Διμεταλλική Διεπιφάνεια |
| Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω | 1 | 1 | 1 |
| Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα επάνω | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω | 1.2 | 3 | 1.1 |

Πίνακας 2.4: Τιμές συντελεστή f₃

2.2.5 Χαρακτηριστικά εφεδράνων FPS

Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, τα εφεδράνα τύπου FPS μπορούν να προσομοιωθούν από ένα διγραμμικό μοντέλο, το οποίο πρακτικά βασίζεται σε τρεις παραμέτρους: την ελαστική δυσκαμψία K₁, τη μετελαστική δυσκαμψία K₂ και τη χαρακτηριστική αντοχή Q. Η ελαστική δυσκαμψία K₁, προκύπτει ως ένα πολλαπλάσιο της K₂, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή Q απορρέει από το συντελεστή τριβής και το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στο εφεδράνο. Η ενεργός δυσκαμψία, η οποία ορίζεται ως η κλίση της ευθείας που ενώνει τις κορυφές του βρόχου υστέρησης, δίνεται από τον τύπο:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}, D \geq D_y$$



Σχήμα 2.3: Διγραμμικό μοντέλο προσομοίωσης εφεδράνου FPS

όπου D_y είναι η μετατόπιση διαρροής του εφεδράνου, η οποία συναρτήσει των τριών αρχικών παραμέτρων προκύπτει:

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

Το εμβαδόν του βρόχου υστέρησης, που αντιστοιχεί στην ενέργεια που απορροφάται ανά κύκλο δίνεται από τον τύπο:

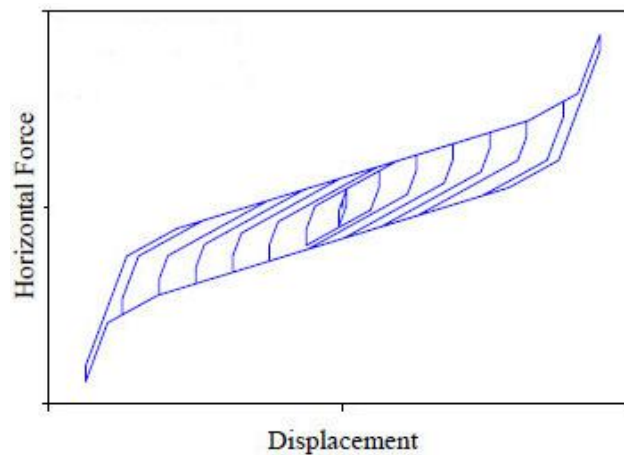
$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

Η ενεργός απόσβεση ορίζεται ως:

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

2.2.6 Χαρακτηριστικά εφεδράνων TFPB

Σε αντίθεση με τα εφέδρανα FPS, τα εφέδρανα τύπου TFPB δεν μπορούν να προσομοιωθούν από ένα διγραμμικό μοντέλο, καθώς η συμπεριφορά τους αλλάζει στις εκάστοτε συνθήκες ολίσθησης.



Εικόνα 2.1: Βρόχος υστέρησης οριζόντιας δύναμης – μετατόπισης τυπικού εφεδράνου TFPB

Τα κριτήρια που πρέπει να πληρούν τα εφέδρανα κατά την κατασκευή τους είναι τα εξής:

- Οι εξωτερικές καμπύλες επιφάνειες πρέπει να έχουν μεγάλες και ίσες μεταξύ τους ενεργές ακτίνες, με την ενεργό ακτίνα να δίνεται από τη σχέση $R_{eff,i} = R_i - h_i$, και h_i η απόσταση από το νοητό κέντρο περιστροφής του συμπαγούς ολισθητήρα. Η προϋπόθεση αυτή, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους συντελεστές τριβής κάθε επιφάνειας, εξασφαλίζει την ομαλή αλλαγή της δυσκαμψίας, στην πορεία της κίνησης των μερών του εφεδράνου.
- Οι συντελεστές τριβής διαλέγονται με τέτοιο τρόπο, ώστε το εφέδρανο να παρουσιάζει υψηλή δυσκαμψία με χαμηλή τριβή αρχικά και προοδευτικά μείωση της δυσκαμψίας και αύξηση της τριβής, όσο το εύρος της μετακίνησης μεγαλώνει. Αυτό

επιτυγχάνεται με επενδύσεις υλικών, που ικανοποιούν τη σχέση $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$ (Σημ: Οι δείκτες αριθμησης επιφανειών μετράνε από κάτω προς τα πάνω, βλ. Σχήμα 1.3)

- Τα επιτρεπτά όρια μετακίνησης σε κάθε κοίλη επιφάνεια, ορίζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε ο συμπαγής ολισθητήρας να ακουμπά τον φραγμό των επιφανειών 1 και 4, νωρίτερα από το φραγμό των επιφανειών 2 και 3. Με δεδομένο ότι η ολίσθηση ξεκινά στις επιφάνειες 2 και 3 και εν συνεχεία στις 1 και 4, τα παραπάνω επιτυγχάνονται όταν $d_2 > (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2}$ και $d_3 > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3}$.

Όταν ικανοποιούνται τα παραπάνω κριτήρια, τότε η ολίσθηση στις καμπύλες επιφάνειες, γίνεται με συγκεκριμένο, προκαθορισμένο τρόπο και αντιστοιχεί σε μια φάση ολίσθησης. Υπάρχουν πέντε, συνολικά, φάσεις ολίσθησης, η περιγραφή των οποίων δίνεται παρακάτω:

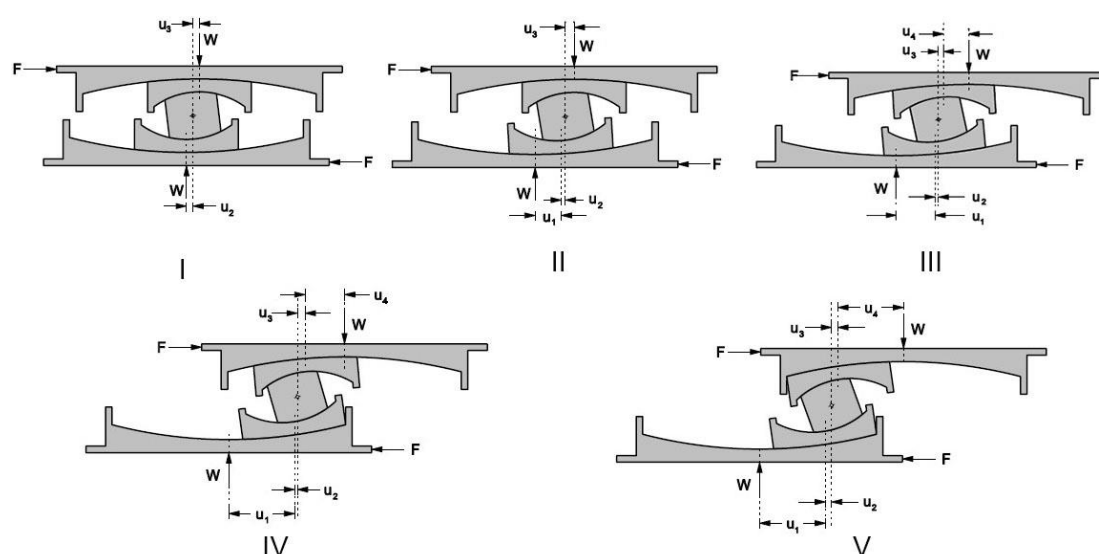
Φάση ολίσθησης I: Στην πρώτη φάση, η ολίσθηση παρατηρείται μόνο στις επιφάνειες 2 και 3, ενώ στις επιφάνειες 1 και 4 δεν υπάρχει κίνηση. Η φάση αυτή κυριαρχεί σε μικρής κλίμακας σεισμικές διεγέρσεις.

Φάση ολίσθησης II: Η ολίσθηση σταματά στην επιφάνεια 2 και ξεκινά στην επιφάνεια 1. Στην επιφάνεια 3, η ολίσθηση συνεχίζεται.

Φάση ολίσθησης III: Η ολίσθηση σταματά και στην επιφάνεια 3. Ξεκινά στην επιφάνεια 4 και πλέον παρατηρείται μόνο στις επιφάνειες 1 και 4. Ο συντελεστής τριβής της ανώτερης κοίλης επιφάνειας, έχει υψηλή τιμή, ώστε να αποτρέπει την ολίσθηση σε αυτή, μέχρι μια πολύ έντονη σεισμική διέγερση.

Φάση ολίσθησης IV: Ο συμπαγής ολισθητήρας συναντά τον φραγμό ολίσθησης στην επιφάνεια 1. Συνεχίζει να μην παρατηρείται κίνηση στην επιφάνεια 3, ενώ η ολίσθηση συμβαίνει μόνο στις επιφάνειες 2 και 4.

Φάση ολίσθησης V: Ο ολισθητήρας συναντά τον φραγμό και της επιφάνειας 4. Η κίνηση επιστρέφει στις εσωτερικές καμπύλες επιφάνειες 2 και 3.



Σχήμα 2.4: Απεικόνιση των φάσεων ολίσθησης I – V σε εφέδρανο TFPB

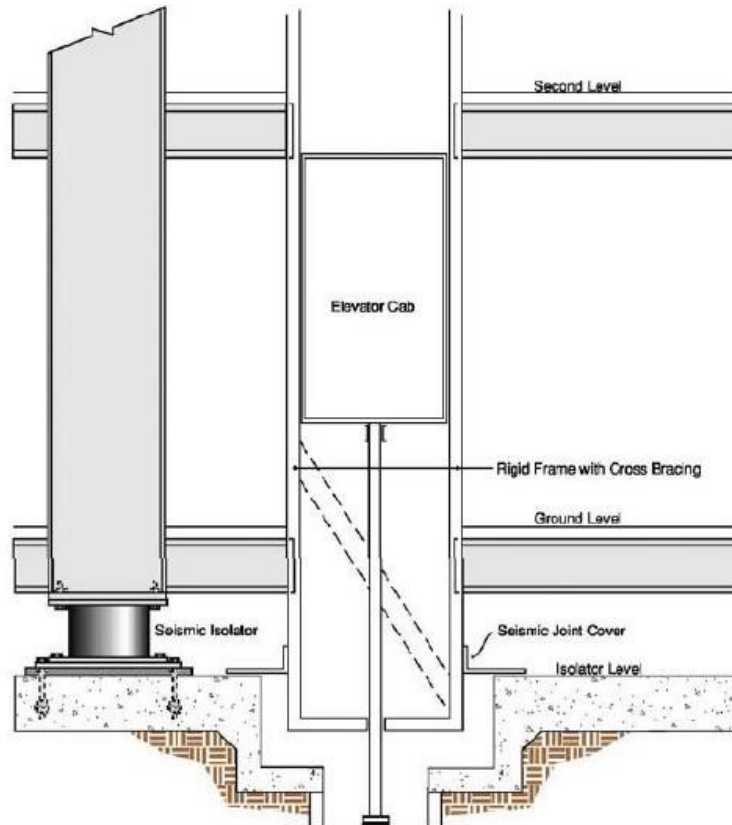
3. Κατασκευαστικές απαιτήσεις σεισμικής μόνωσης

Η πιο σημαντική προϋπόθεση για την εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης, είναι η ικανότητα του κτηρίου να μετατοπίζεται σε σχέση με το έδαφος κατά 10cm τουλάχιστον και σε μερικές περιπτώσεις, μέχρι και 1m. Προς το σκοπό αυτό, πρέπει να δημιουργείται ένας διαχωρισμός, που στην πραγματικότητα είναι μια «τάφρος» περιμετρικά του κτηρίου.

Για κτήρια χωρίς υπόγειο, τα εφέδρανα τοποθετούνται πάνω από τα θεμέλια και πάνω σε αυτά, εδράζεται η ανωδομή. Η πλάκα του ισόγειου συνήθως απέχει απόσταση της τάξης του 1m, ώστε τα σημεία τοποθέτησης των εφεδράνων να είναι επισκέψιμα για συντήρηση και πιθανή αντικατάσταση.

Αν το κτήριο έχει υπόγειο, τότε οι επιλογές τοποθέτησης των εφεδράνων είναι στην κορυφή, στη βάση ή στο μέσο των υποστυλωμάτων ή των τοιχίων του υπογείου. Για τις πρώτες δύο περιπτώσεις, τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να σχεδιάζονται, ώστε να μπορούν να παραλάβουν τη ροπή προβόλου, που δημιουργείται από τη μέγιστη διαμητική δύναμη του εφεδράνου. Η επιλογή της τοποθέτησης στο μέσο του υποστυλώματος έχει το πλεονέκτημα της μικρότερης ροπής στη βάση και την κορυφή του δομικού στοιχείου, αλλά παράλληλα αναπτύσσονται ροπές, λόγω φαινομένων P-δ, ακριβώς πάνω και κάτω από το εφέδρανο.

Ειδική αναφορά απαιτείται σε στοιχεία που «διαπερνούν» το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, όπως είναι φρεάτια ανελκυστήρων και κλιμακοστάσια. Όσον αφορά, τα πρώτα, η στήριξή τους, μπορεί να γίνει χαμηλότερα από το επίπεδο της μόνωσης, ενώ απαιτείται και η παρουσία ενός σεισμικού αρμού, για τις μετατοπίσεις. Τα κλιμακοστάσια μπορούν να εδράζονται και αυτά σε μικρά εφέδρανα ολίσθησης.

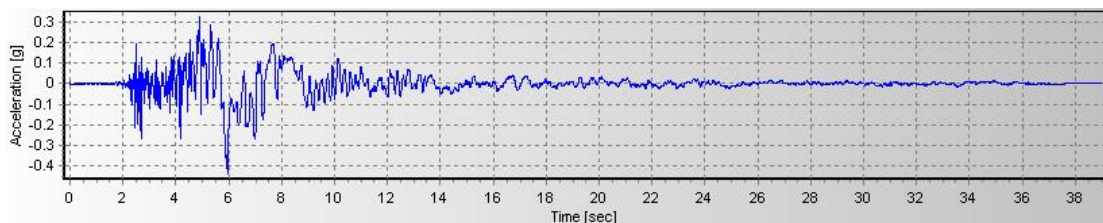


Σχήμα 3.1: Λεπτομέρεια φρεατίου ανελκυστήρα (Kelly T. & Holmes Consulting Group)

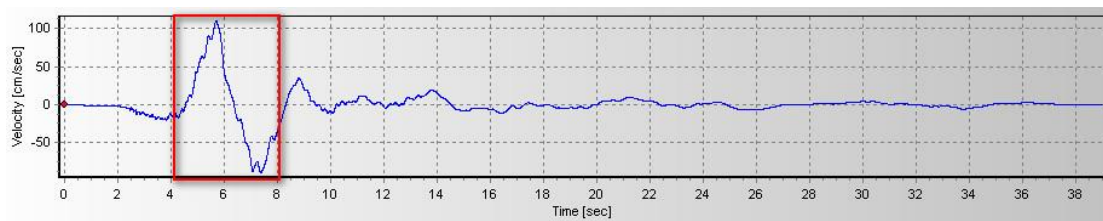
4. Περιγραφή φορέα και σεισμικών δράσεων

Στα πλαίσια της παρούσης εργασίας, τα ανωτέρω συστήματα σεισμικής μόνωσης δοκιμάστηκαν σε ένα πλαισιακό φορέα για να διαπιστωθούν οι διαφορές της απόκρισης του, κάτω από σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Το προσομοίωμα του φορέα και οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν σε αυτό, έγιναν στο λογισμικό SAP2000 (Computers and Structures).

Η περιοχή στην οποία επικεντρώνονται οι βλάβες, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, είναι συνήθως συγκεντρωμένη γύρω από το ρήγμα και έχει διαστάσεις ανάλογες με την επιφάνεια ρηγμάτωσης. Η περιοχή αυτή ονομάζεται κοντινό πεδίο και κοντά της, η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από το φαινόμενο της κατευθυντικότητας. Όταν η ρηγμάτωση κατευθύνεται από το επίκεντρο του σεισμού προς μία θέση, παρουσιάζεται ένα φαινόμενο αντίστοιχο με το Doppler. Η διάρρηξη γίνεται σταδιακά, σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος. Κατά τη διάρκεια κάθε τέτοιας διάρρηξης, παράγεται ένας παλμός ταχύτητας που διαδίδεται ως κύμα S, με ταχύτητα ανάλογη της ταχύτητας διάρρηξης. Επειδή η ταχύτητα διάδοσης του κύματος και η ταχύτητα διάδοσης της διάρρηξης είναι παρόμοιες, όταν η διάρρηξη πλησιάζει σε μία θέση, οι παλμοί ταχύτητας των επιμέρους διαρρήξεων προστίθενται και δημιουργούν ένα παλμό ταχύτητας μεγάλου εύρους και μικρής διάρκειας. Οι παλμοί αυτοί παρουσιάζονται κυρίως κάθετα στο ρήγμα.



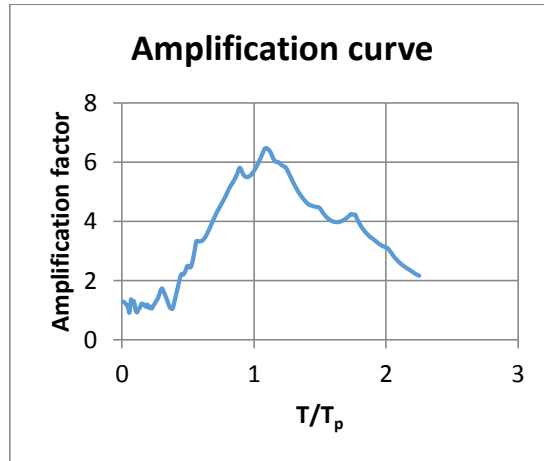
Εικόνα 4.1: Επιταχυνσιογράφημα σεισμικής διεγέρσης με παλμό κατευθυντικότητας



Εικόνα 4.2: Διάγραμμα ταχύτητας σεισμικής διεγέρσης με παλμό κατευθυντικότητας. Διακρίνεται ο παλμός με περίοδο $T_p = 4sec$

Οι σεισμικές διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν στο φορέα, χωρίστηκαν σε δύο ομάδες. Στην 1^η ομάδα, ο παλμός έχει περίοδο $T_p = 1 \div 2 sec$ που αντιστοιχεί στο διπλάσιο της ιδιοπεριόδου του συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου και στη 2^η ομάδα έχει περίοδο $T_p = 3 \div 4 sec$, που αντιστοιχεί περίπου στο διπλάσιο της ιδιοπεριόδου του σεισμικά μονωμένου πλαισίου.

Ο παλμός κατευθυντικότητας καταπονεί έντονα τις κατασκευές και στην παρούσα εργασία διερευνάται ο τρόπος που ανταποκρίνεται η σεισμική μόνωση σε περίπτωση τέτοιων διεγέρσεων.

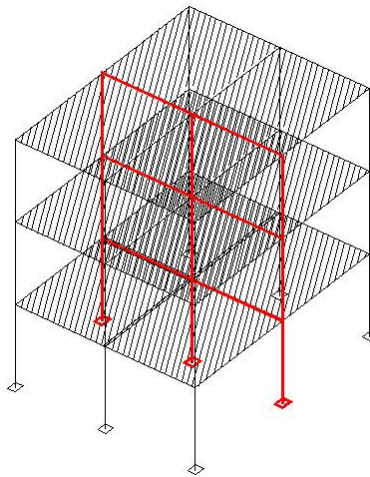


Σχήμα 4.1: Χαρακτηριστική κωδωνοειδής καμπύλη φασματικής ενίσχυσης, γύρω από την περίοδο του παλμού

4.1 Γεωμετρία φορέα και φορτίσεις

4.1.1 Περιγραφή

Σαν φορέας, λαμβάνεται ένα διδιάστατο, τριώροφο πλαίσιο, το οποίο θεωρείται τμήμα ενός ευρύτερου τριδιάστατου φορέα. Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3.5 μέτρα και το άνοιγμα των δοκών 6 μέτρα. Η απόσταση των πλαισίων στη διεύθυνση, την κάθετη στο επίπεδό τους είναι και αυτή 6 μέτρα.



Σχήμα 4.2: Συμμετοχή πλαισίου στον ευρύτερο φορέα

Το υλικό κατασκευής του πλαισίου είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα. Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C16 και ο χάλυβας οπλισμού και συνδετήρων ποιότητας S400. Τα υποστυλώματα του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου είναι τετραγωνικής διατομής, διαστάσεων 35x35cm. Τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου είναι διατομής 30x30cm. Ο οπλισμός των υποστυλωμάτων αποτελείται από ράβδους Φ16, που τοποθετούνται περιμετρικά στη διατομή, ήτοι 8 συνολικά ράβδοι. Ο εγκάρσιος οπλισμός, των συνδετήρων, είναι Φ10/100.

Η διατομή των δοκών προκύπτει από τις διατάξεις της παραγράφου §8.4, του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Συγκεκριμένα

$$b_{ef} = b_w + 2b_{ef1}, \text{ όπου } b_{ef1} = \frac{0.8l_0}{10} = \frac{0.8 \cdot 6}{10} = 0.48m \text{ και για πλάτος κορμού, } b_w,$$

λαμβάνεται διάσταση 0.25m. Η κρέμαση της δοκού, κάτω από την πλάκα είναι 35cm και το πάχος της πλάκας λαμβάνεται 15cm. Ο οπλισμός της δοκού, τοποθετείται περιμετρικά της διατομής της και αποτελείται από ράβδους διαμέτρου Φ16. Ο εγκάρσιος οπλισμός, των συνδετήρων, είναι Φ10/100.

Σύμφωνα με την §3.2.3 [2] του Ελληνικού Αντισεισμικού Σχεδιασμού, στις δοκούς, η δυσκαμψία της διατομής έχει μειωθεί στο μισό και η δυστρεψία στο 1/10 της τιμής της αρηγμάτωτης διατομής. Για τις περιοχές των κόμβων, στα άκρα των δοκών, λαμβάνεται μήκος 17.5cm, με πολύ μεγάλη δυσκαμψία – πρακτικά άκαμπτο – ενώ το αντίστοιχο μήκος στα άκρα των υποστυλωμάτων είναι 20cm. Στο επίπεδο κάθε ορόφου, έχει θεωρηθεί διαφραγματική λειτουργία, ώστε η μετατόπιση κάθε κόμβου να είναι ίδια. Η συμβατική θεμελίωση έχει προσομοιωθεί με πακτώσεις.

4.1.2 Φορτίσεις

Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής προκύπτουν από το ίδιο βάρος του υλικού κατασκευής και τις επιστρώσεις, που λαμβάνονται 2 KN/m². Τα επιφανειακά φορτία κατανέμονται στις δοκούς, με βάση την §9.1.5 του ΕΚΩΣ, για την ανάλυση πλακών που στηρίζονται σε δοκούς ή φέροντες τοίχους. Σχηματίζονται κατάλληλες επιφάνειες επιρροής, με γωνίες, ανάλογα με το αν οι πλευρές που συναντώνται είναι ομοειδούς στήριξης, ή πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά. Στην πρώτη περίπτωση, η γωνία μερισμού είναι 45°, ενώ στη δεύτερη 60°, προς την πλευρά της πάκτωσης. Με εξαίρεση τις δοκούς οροφής του τελευταίου ορόφου, στις οποίες δεν έχει προσμετρηθεί το φορτίο επίστρωσης, η κάθε δοκός φέρει μόνιμο φορτίο:

από το ίδιο βάρος των δύο πλακών

$$g_{i\beta} = 0.15m * 25 \frac{KN}{m^3} * 11.415m^2 * 2/6m = 14.26KN/m$$

από τις επιστρώσεις

$$g_{\varepsilon\pi} = 2 \frac{KN}{m^2} * 11.415m^2 * 2/6m = 7.61KN/m$$

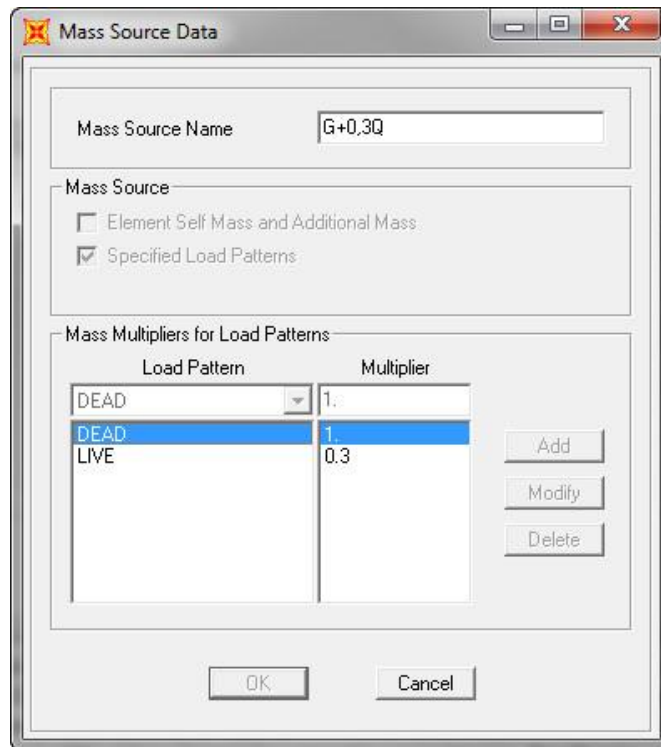
ήτοι, συνολικό μόνιμο φορτίο

$$g = g_{i\beta} + g_{\varepsilon\pi} = 14.26 + 7.61 = 21.87KN/m$$

Το κινητό φορτίο λαμβάνεται και αυτό 2 KN/m², επομένως η δοκός θα παραλαμβάνει

$$q = 7.61KN/m$$

Ο υπολογισμός των μαζών, γίνεται απευθείας από τα κατακόρυφα φορτία, για το συνδυασμό G+ψ₂Q, όπου ψ₂ είναι συντελεστής συνδυασμού για μακροχρόνιες («οιονειά μόνιμες») μεταβλητές δράσεις. Η τιμή του συντελεστή ψ₂, λαμβάνεται 0.3, από τον πίνακα 4.1 του ΕΑΚ, για συνήθη κτήρια (κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία).

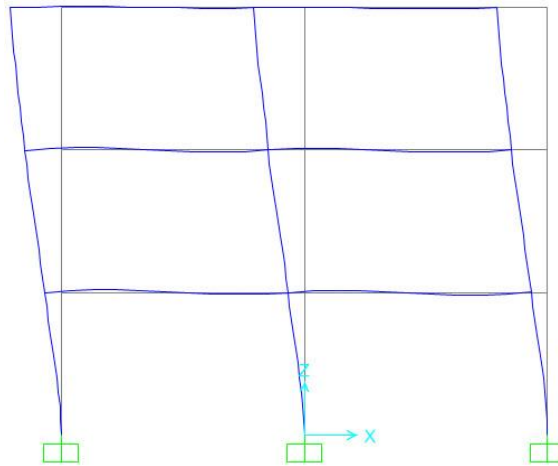


Εικόνα 4.3: Υπολογισμός μαζών από τα κατακόρυφα φορτία στο SAP2000

5. Ιδιομορφική ανάλυση

5.1 Συμβατικά θεμελιωμένο πλαίσιο

Εφαρμόζοντας όλα τα παραπάνω, δημιουργήθηκε το προσομοίωμα του πλαισίου στο πρόγραμμα SAP2000 (v16.1). Με βάση την ιδιομορφική ανάλυση του πλαισίου, όπως αυτή εκτελέστηκε στο πρόγραμμα, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πλαισίου προέκυψε 0.72sec. Η 1^η και θεμελιώδης ιδιομορφή είναι μεταφορική με συμμετοχή μάζας 85.11%



Εικόνα 5.1: 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, με περίοδο 0.72s

5.2 Σεισμικά μονωμένο πλαίσιο με εφέδρανα FPS

Για την περίπτωση του σεισμικά μονωμένου πλαισίου, το προσομοίωμά του στο SAP2000, αλλάζει.

Τα εφέδρανα τύπου FPS προσομοιώνονται με link elements ενός κόμβου. Τα στοιχεία link, όπως δηλώνει και το όνομά τους, χρησιμοποιούνται για την ένωση δύο κόμβων μεταξύ τους, υπό διάφορες γραμμικές ή μη γραμμικές ιδιότητες. Κατά την ανάλυση, τα στοιχεία link ενός κόμβου, αντιμετωπίζονται σαν στοιχεία δύο κόμβων, με μηδενικό μήκος.

Σύμφωνα με τις διατάξεις της §10.5.3 (2) του Ευρωκώδικα 8, 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 διαφορετικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων. Στα κτήρια, αυτό ικανοποιείται με 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. Για την ικανοποίηση των παραπάνω, οι κόμβοι στους οποίους ορίζονται τα στοιχεία link, ενώνονται μεταξύ τους με οριζόντια στοιχεία, πολύ μεγάλης δυσκαμψίας και αξονικά απαραμόρφωτα.

Απουσία αναλυτικών στοιχείων, από τους κατασκευαστές των εφεδράνων, για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων τους και την προδιαστασιολόγησή τους σε αρχικό επίπεδο, χρησιμοποιείται η Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Η μέθοδος αυτή, μαζί με τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, είναι οι δύο μέθοδοι, που χρησιμοποιούνται στην παρούσα μελέτη, για την ανάλυση του σεισμικά μονωμένου πλαισίου.

5.2.1 Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος

Η Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος είναι μια απλοποιημένη διαδικασία ανάλυσης, η οποία βασίζεται στη θεώρηση της ανωδομής ως στερεού σώματος. Έτσι, η μη γραμμική σεισμική απόκριση, περιορίζεται στο επίπεδο της μόνωσης και η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά.

Από τα παραπάνω προκύπτει, ότι η δυναμική απόκριση μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, μπορεί να προσεγγιστεί με ικανοποιητική ακρίβεια σε κάθε διεύθυνση, με ένα προσομοίωμα απλού ταλαντωτή, ήτοι μονοβάθμιο σύστημα, αποτελούμενο από τη συνολική μάζα της ανωδομής, που συνδέεται με το έδαφος μέσω του συστήματος της σεισμικής μόνωσης. Η ανωδομή, σαν στερεό σώμα εκτελεί μεταφορική κίνηση σε κάθε διεύθυνση. Η απόκριση αυτού του συστήματος, αν και μη γραμμικού, μπορεί να προσεγγιστεί, σε στάδιο προδιαστασιολόγησης, με τη βοήθεια της ισοδύναμης δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης και της αντίστοιχης απόσβεσης. Σε ένα τέτοιο σύστημα, τα παραπάνω μεγέθη υπολογίζονται από διαδοχικές προσεγγίσεις, που βασίζονται σε διαδοχικές εκτιμήσεις της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} , του συστήματος σεισμικής μόνωσης, στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

Θεωρώντας ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται ως σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, τα παρακάτω μεγέθη συμμετέχουν στην επαναληπτική διαδικασία:

- η ενεργός δυσκαμψία του συνολικού συστήματος K_{eff}
- η ενεργός απόσβεση του συνολικού συστήματος ξ_{eff}
- η μάζα της ανωδομής W_d/g
- η φασματική επιτάχυνση η οποία αντιστοιχεί στην ενεργό περίοδο T_{eff} , με $n_{eff} = n(\xi_{eff})$ και S_e η φασματική επιτάχυνση κατά ΕΑΚ 2000 (βλ. παρακάτω πίνακα) $S_e = S_e(T_{eff}, n_{eff})$

Η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης σε μια κύρια διεύθυνση, είναι ο λόγος της τιμής της συνολικής οριζόντιας δύναμης η οποία μεταφέρεται μέσω της διεπιφάνειας μόνωσης κατά την μετακίνηση σχεδιασμού στην ίδια διεύθυνση, ως προς την απόλυτη τιμή αυτής της μετακίνησης σχεδιασμού (τέμνουσα δυσκαμψία) και υπολογίζεται από το άθροισμα των επιμέρους δυσκαμψιών των μονωτήρων, που φέρει το σύστημα μόνωσης.

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i} \quad \& \quad K_{eff,i} = \frac{F_{max}}{d_{bd,i}}$$

όπου $d_{bd,i}$, η μετακίνηση σχεδιασμού του κάθε μονωτήρα και η οποία, χάρη στο διάφραγμα που ορίζεται στο επίπεδο μόνωσης είναι ίδια για κάθε μονωτήρα και ίση με τη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} . Η δύναμη F_{max} υπολογίζεται από τον τύπο:

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

Η ενεργός απόσβεση του συστήματος είναι η τιμή της ιξώδους απόσβεσης η οποία αντιστοιχεί στην ενέργεια η οποία αποσβένεται από το σύστημα μόνωσης κατά την ανακυκλική απόκριση στην μετακίνηση σχεδιασμού και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2}$$

όπου $\sum E_{D,i}$ είναι το άθροισμα των αποσβενημένων ενεργειών όλων των μονωτήρων i , σε ένα πλήρη κύκλο παραμόρφωσης στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} .

Η ενεργός ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τον τύπο:

$$T_{eff} = \sqrt{\frac{W_d}{gK_{eff}}}$$

Όσον αφορά την επιτάχυνση S_e , αυτή προκύπτει από ένα ελαστικό φάσμα, όπως φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί. Περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ των περιόδων T_B και T_C , με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$. Ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας, μεταξύ των περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του αντιστρόφου της ιδιοπερίοδου και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου της ιδιοπερίοδου.

| T_{eff} | $\frac{S_e}{g}$ | d_{cd} |
|-----------------------|---|---------------------------|
| $T_C < T_{eff} < T_D$ | $2.5 \frac{T_C}{T_{eff}} n_{eff} a_g S$ | $\frac{T_{eff}}{T_C} d_c$ |
| $T_{eff} \geq T_D$ | $2.5 \frac{T_C T_D}{T_{eff}^2} n_{eff} a_g S$ | $\frac{T_D}{T_C} d_c$ |

Πίνακας 5.1: Φασματική επιτάχυνση S_e και μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd}

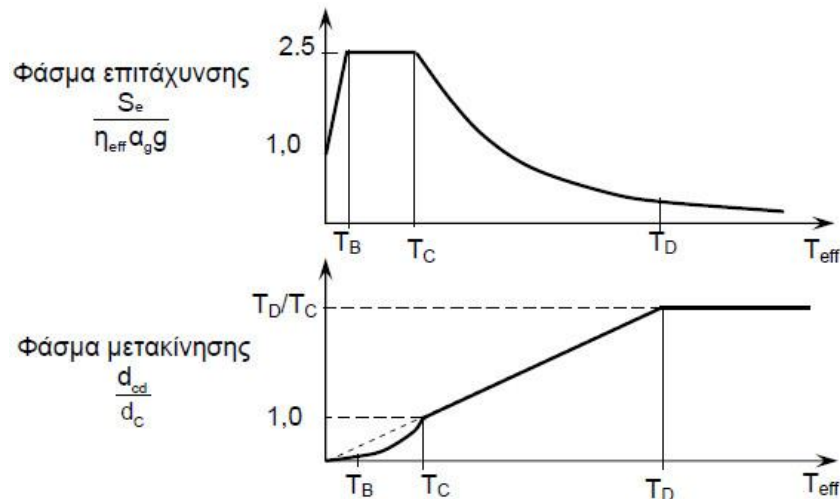
όπου $a_g = 0.192$, κατά EC8 για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.16g και κατηγορία εδάφους B, $T_C = 0.5s$ και $T_D = 2.5s$ Η τιμή του n_{eff} , μπορεί να ληφθεί από τη σχέση:

$$n_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \xi_{eff}}}$$

ενώ η τιμή d_c υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_c = 0.625 \frac{g}{\pi^2} a_g n_{eff} T_C^2$$

Στο παρακάτω σχήμα, φαίνεται η συσχέτιση των φασμάτων επιτάχυνσης και μετακίνησης.



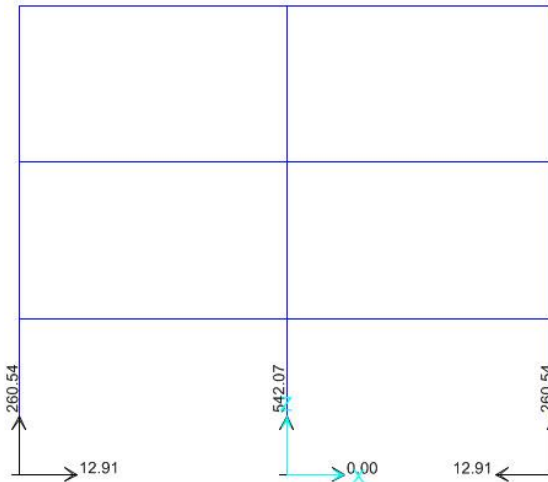
Σχήμα 5.1: Φάσματα επιτάχυνσης και μετακίνησης

Η ενεργός δυσκαμψία $K_{eff,i}$ και η αποσβεννημένη, ανά κύκλο, ενέργεια E_{Di} , των μονωτήρων, εξαρτάται από τη μετακίνηση σχεδιασμού του συστήματος σεισμικής μόνωσης d_{cd} , στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Κατά συνέπεια, όπως προαναφέρθηκε, η διαδικασία ανάλυσης σύμφωνα με τη Μέθοδο Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, είναι εν γένει επαναληπτική, ως εξής:

- Γίνεται υπόθεση κάποιας τιμής της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd}
- Υπολογίζονται συναρτήσει της d_{cd} , οι ποσότητες K_{eff} και ΣE_{Di} του μονοβάθμιου συστήματος
- Υπολογίζονται η ενεργός περίοδος T_{eff} και η ενεργός απόσβεση ξ_{eff} του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
- Υπολογίζεται η διορθωμένη τιμή της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} , με βάση το φάσμα σχεδιασμού και τις τιμές των T_{eff} και ξ_{eff}
- Ένα έχει επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια υπολογισμού της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} , τότε η διαδικασία τερματίζεται, αλλιώς επαναλαμβάνονται τα βήματα της επανάληψης από το δεύτερο και μετά.

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

Για τον συμβατικά θεμελιωμένο, πλαισιακό φορέα, όπως περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζονται οι κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις, δηλαδή τα κατακόρυφα φορτία που θα κληθούν να παραλάβουν τα εφέδρανα. Ο συνδυασμός φόρτισης από τον οποίο προκύπτουν οι κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις είναι ο $G+\psi_2Q$.



Εικόνα 5.2: Κατακόρυφες αντιδράσεις στις στηρίξεις, που ισοδυναμούν με τα φορτία που θα παραλάβουν τα εφάδρανα κατά την εγκατάστασή τους

Στον παρακάτω πίνακα, φαίνονται συγκεντρωμένες οι αντιδράσεις, στην κάθε θέση. Οι συντεταγμένες X_i, Y_i αναφέρονται στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων.

| Θέση i | X_i (m) | Y_i (m) | $N_{sd,i}$ (KN) |
|--------|-----------|-----------|--------------------|
| 1 | -6 | 0 | 260.54 |
| 5 | 0 | 0 | 542.07 |
| 9 | 6 | 0 | 260.54 |
| Σύνολο | | | 1063.15 |

Πίνακας 5.2: Αντιδράσεις στις στηρίξεις

Σύμφωνα με τις οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση – Παράρτημα Α (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007), κι επειδή η τιμή της ελάχιστης θερμοκρασίας σεισμικού σχεδιασμού μονωτήρων, $T_{min,b}$, δεν ορίζεται για το συγκεκριμένο φορέα, αυτή μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$T_{min,b} = \psi_2 T_{min} + \Delta T_r = 0.5 * (-5) + 7.5 = 5^\circ C$$

όπου T_{min} είναι η τιμή της ελάχιστης θερμοκρασίας του αέρα, υπό σκιά, στην περιοχή του έργου, με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0.02, $\psi_2=0.50$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού σεισμικών δράσεων υπό σεισμικές συνθήκες και $\Delta T_r=7.5^\circ C$ για υλικό κατασκευής το σκυρόδεμα. Για τον πλαισιακό φορέα, λαμβάνεται συντελεστής σπουδαιότητας $\psi_{fi}=0.9$, για σπουδαιότητα έργου μεγαλύτερη από τη μέση. Επίσης, οι μονωτήρες θεωρούνται ότι φέρουν επίστρωση PTFE, απαραίτητη όπως προαναφέρθηκε, χωρίς όμως την προσθήκη λιπαντικού μέσου. Τέλος, οι περιβαλλοντικές συνθήκες θεωρούνται κανονικές.

Τα παραπάνω, σε συνδυασμό με αυτά που αναφέρθηκαν στην ενότητα 2.2.4, προσδιορίζουν τους συντελεστές $\lambda_{max,fi}$ για τον πλαισιακό φορέα και το σύστημα μόνωσής του:

- $\lambda_{max,f1} = 1.1$
- $\lambda_{max,f2} = 1.075$ με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις τιμές 1 και 1.1 για θερμοκρασίες $T_{min,b} = 20^\circ C$ και $0^\circ C$ αντίστοιχα
- $\lambda_{max,f3} = 1$, για μονωτήρα με προστατευτική σφράγιση και επιφάνεια ανοξειδωτού χάλυβα προς τα κάτω

Με υπολογισμένους τους συντελεστές $\lambda_{max,fi}$, υπολογίζονται οι συντελεστές $\lambda_{U,fi}$ οι οποίοι οριοθετούν τις ανώτερες τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού:

- $\lambda_{U,f1} = 1 + (\lambda_{max,f1} - 1)\psi_{fi} = 1.09$
- $\lambda_{U,f2} = 1 + (\lambda_{max,f2} - 1)\psi_{fi} = 1.0675$
- $\lambda_{U,f3} = 1 + (\lambda_{max,f2} - 1)\psi_{fi} = 1$

Το γινόμενο των συντελεστών $\lambda_{U,fi}$ πολλαπλασιάζεται με τις ονομαστικές τιμές της παραμέτρου του συντελεστή τριβής. Για τα εφεδράνα FPS, οι ονομαστικές τιμές της ελάχιστης και της μέγιστης τιμής του συντελεστή τριβής ελήφθησαν ίσες με 0.03 και 0.05 αντίστοιχα. Οι συγκεκριμένες τιμές θεωρούνται αντιπροσωπευτικές, για πολλές περιπτώσεις εφεδράνων, όπως προέκυψε από τη μελέτη των εγχειριδίων διάφορων κατασκευαστών (ALGA, FIP). Άρα, οι ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ του συντελεστή τριβής, αντίστοιχα προκύπτουν:

$$ΑΤΠΣ = 1.09 * 1.0675 * 1 * 0.05 = 0.058 \text{ και } ΚΤΠΣ = 1.0 * 0.03 = 0.03$$

Για τον ορισμό των εφεδράνων, ως στοιχεία link, όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, το πρόγραμμα SAP2000 αναμένει δύο τιμές του συντελεστή τριβής, μία για ολίσθηση υπό καθεστώς χαμηλής ταχύτητας και μία για ολίσθηση υπό καθεστώς υψηλής. Για τη συμπλήρωση των πεδίων αυτών, χρησιμοποιούνται οι τιμές των ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ αντίστοιχα. Στην επαναληπτική διαδικασία, όπως περιγράφηκε παραπάνω, δεν γίνεται διάκριση των δύο τιμών του συντελεστή τριβής ανάλογα με την ταχύτητα ολίσθησης. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέση τιμή των δύο παραπάνω τιμών, δηλαδή:

$$\mu_{avg} = \frac{0.03 + 0.058}{2} = 0.045$$

Η ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων, μπορεί να πάρει τιμές που κυμαίνονται από 1.25m μέχρι και 6.0m. Στην παρούσα μελέτη, χρησιμοποιήθηκε τιμή $R = 2.5m$.

Η επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd} , φαίνεται στον παρακάτω πίνακα. Αρχική τιμή για τις επαναλήψεις, θεωρήθηκαν τα 0.1m.

| Αριθμός Επανάληψης | d_{cd} (m) | K_{eff} (KN/m) | $\Sigma E_{D,i}$ (KNm) | T_{eff} (sec) | ξ_{eff} | η_{eff} | d_{cd} επόμεν. επανάλ. (m) | σύγκλιση < 5% |
|--------------------|--------------|------------------|------------------------|-----------------|-------------|--------------|------------------------------|---------------|
| 1 | 0.1 | 903.678 | 19.137 | 2.176 | 0.337 | 0.5083 | 0.07579 | 24.21% |
| 2 | 0.075785 | 1056.54 | 14.503 | 2.012 | 0.3804 | 0.482 | 0.07187 | 5.17% |
| 3 | 0.071868 | 1090.95 | 13.753 | 1.98 | 0.3885 | 0.4776 | 0.0712 | 0.93% |
| 4 | 0.071202 | 1097.17 | 13.626 | 1.975 | 0.3899 | 0.4768 | 0.07109 | 0.16% |
| 5 | 0.071088 | 1098.25 | 13.604 | 1.974 | 0.3901 | 0.4767 | 0.07107 | 0.03% |

Πίνακας 5.3: Επαναλήψεις για τον προσδιορισμό της μετακίνησης σχεδιασμού d_{cd}

Με ορισμένη τη μετακίνηση σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης, στη συνέχεια υπολογίζεται η ενεργός δυσκαμψία και η αποσβεννημένη, ανά κύκλο ενέργεια, του κάθε

μονωτήρα. Για την ενεργό δυσκαμψία, χρησιμοποιείται η αντίδραση στήριξης στη θέση κάθε μονωτήρα.

| Θέση i | $d_{bd,i}$ (m) | $K_{eff,i}$ (KN/m) | $E_{D,i}$ (KNm) | K_p (KN/m) |
|--------|----------------|--------------------|-----------------|--------------|
| 1 | 0.071 | 269.35 | 3.33 | 104.22 |
| 5 | 0.071 | 560.39 | 6.93 | 216.83 |
| 9 | 0.071 | 269.35 | 3.33 | 104.22 |
| Σύνολο | 0.071 | 1099.09 | 13.59 | 425.27 |

Πίνακας 5.4: Προσδιορισμός ιδιοτήτων μονωτήρων

Αρα για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, θα ισχύει:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_d}{gK_{eff}}} = 2 * 3.14 * \sqrt{\frac{1063.15}{9.81 * 1099.09}} = 1.97s$$

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} = \frac{1}{2\pi} * \frac{13.59}{1099.09 * 0.071^2} = 0.39$$

Η τιμή 0.39 της ενεργούς απόσβεσης υπερβαίνει την κρίσιμη τιμή 0.30, που ορίζεται ως η μέγιστη δυνατή για την αποδοχή της μεθόδου του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Τα αποτελέσματα της μεθόδου αυτής, ωστόσο, αποτελούν ένα κάτω όριο μετακινήσεων και ταυτόχρονα συνιστούν έναν έλεγχο των αποτελεσμάτων της φασματικής και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Συγκεκριμένα, ο λόγος της μετακίνησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας προς τη μετακίνηση όπως αυτή υπολογίζεται από τη μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.80, δηλαδή:

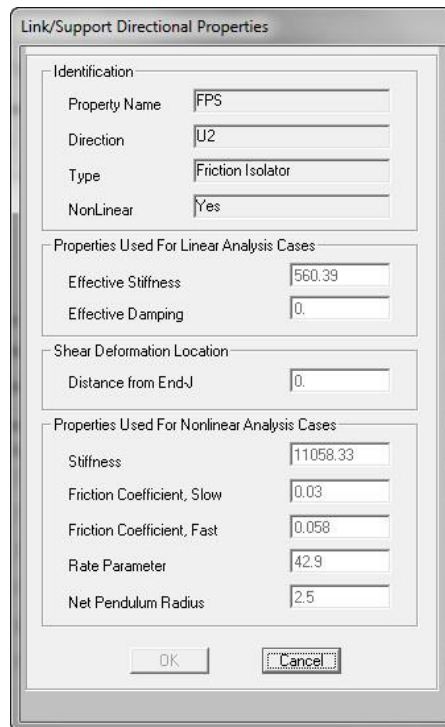
$$\frac{d_{cd}}{d_{cf}} > 0.80$$

Η ίδια απαίτηση ισχύει και για τη φασματική ανάλυση.

Επίσης, ελλείπει στοιχείων από τους κατασκευαστές των εφεδράνων, όσον αφορά τις τιμές δυσκαμψίας που αποδίδει ένα εφέδρανο, για την ιδιομορφική ανάλυση του σεισμικά μονωμένου πλαισίου, χρησιμοποιήθηκε σαν τιμή δυσκαμψίας σε κάθε εφέδρανο, η μέγιστη τιμή ενεργούς δυσκαμψίας, όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα, δηλαδή 560.39 KN/m

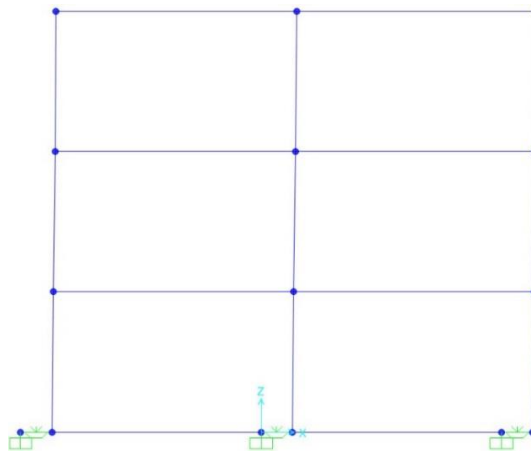
Το στοιχείο link, που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση των εφεδράνων, φέρει δύο τοπικούς άξονες, έναν διαμήκη κι έναν εγκάρσιο. Ο διαμήκης άξονας είναι κατακόρυφος, στη φορά του άξονα z, του καθολικού συστήματος συντεταγμένων. Στη διεύθυνση του διαμήκη άξονα η δυσκαμψία του εφεδράνου είναι πολύ μεγάλη, καθιστώντας το πρακτικά άκαμπτο, γι' αυτό και χρησιμοποιείται τιμή $2.1 * 10^9 \text{ KN/m}$.

Στον εγκάρσιο άξονα, εισάγονται όλες οι απαραίτητες για την προσομοίωση του εφεδράνου, παράμετροι. Τα πεδία, που φαίνονται στην ακόλουθη εικόνα, συμπληρώνονται με τα στοιχεία που αναφέρονται παραπάνω:



Εικόνα 5.3: Ιδιότητες εφεδράνου FPS στο SAP2000

Το πεδίο rate parameter, αφορά τη σταθερά α , που υπάρχει στον τύπο του συντελεστή τριβής, της ενότητας 2.2.2, που τον εκφράζει συναρτήσει των συνθηκών ολίσθησης. Η σταθερά α , υπολογίζεται πειραματικά για την κάθε διάταξη εφεδράνου. Απουσία πειραματικών δεδομένων και με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία, για τη σταθερά α , λαμβάνεται τιμή $\alpha = 42.9s/m$. Στο πεδίο της μη γραμμικής ανάλυσης, ως ελαστική δυσκαμψία του εφεδράνου, λαμβάνεται τιμή ίση με $51 * K_p$, όπου K_p η δυσκαμψία όπως φαίνεται στο σχήμα 2.2. Πρακτικά, στα εφέδρανα τριβής, η δυσκαμψία έχει μια πολύ μεγάλη τιμή, αλλά για τις ανάγκες προσομοίωσής τους με τα στοιχεία link στο SAP2000, πρέπει να εισαχθεί μια αριθμητική τιμή. Η τιμή αυτή, βασίζεται σε βιβλιογραφική μελέτη (Naeim F and Kelly J, 1999). Με ορισμένες όλες τις παραμέτρους των εφεδράνων, πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση του πλαισίου στο SAP2000 και η ιδιοπερίοδος του σεισμικά μονωμένου πλαισίου προκύπτει $T_{FPS} = 1.904s$ με συμμετοχή μάζας, στην 1^η ιδιομορφή, 99.78%. Γίνεται άμεσα ορατή η μη συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών στην ταλάντωση του πλαισίου.

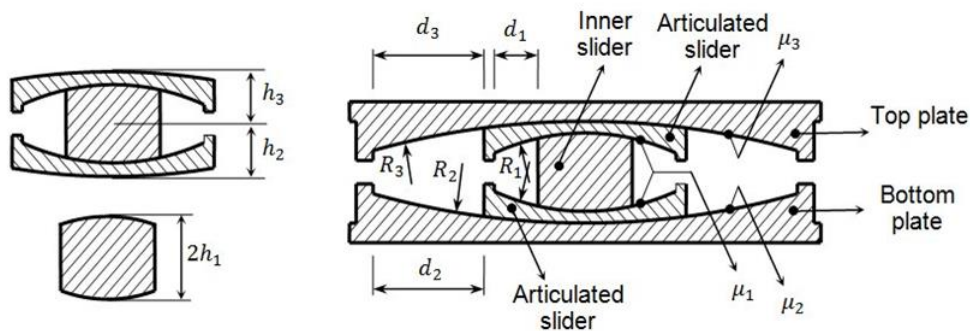


Εικόνα 5.4: 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης σεισμικά μονωμένου πλαισίου, με περίοδο $T_{FPS} = 1.904$

5.3 Σεισμικά μονωμένο πλαίσιο με εφέδρανα TFPB

Στην έκδοση 16 του προγράμματος SAP2000, είναι εφικτή η προσομοίωση των εφεδράνων TFPB, μέσα από το αντίστοιχο ειδικό υπομενού των ιδιοτήτων των στοιχείων link. Όπως προηγουμένως, έτσι και εδώ, στο διαμήκη άξονα του στοιχείου, η δυσκαμψία του εφεδράνου έχει τιμή $2.1 * 10^9 \text{ KN/m}$, καθιστώντας το εφέδρανο πρακτικά άκαμπτο στην κατακόρυφη διεύθυνση. Στην οριζόντια διεύθυνση, το εφέδρανο έχει μη γραμμική συμπεριφορά.

Ένα εφέδρανο TFPB παρουσιάζει διαφορετική δυσκαμψία σε κάθε φάση ολίσθησης. Η δυσκαμψία αυτή εξαρτάται από το ενεργό μήκος εκκρεμούς L_i , της κάθε κοίλης επιφάνειας.



Σχήμα 5.2: Τομή εφεδράνου TFPB

Συγκεκριμένα:

$$L_1 = R_1 - 0.5 * (2 * h_1)$$

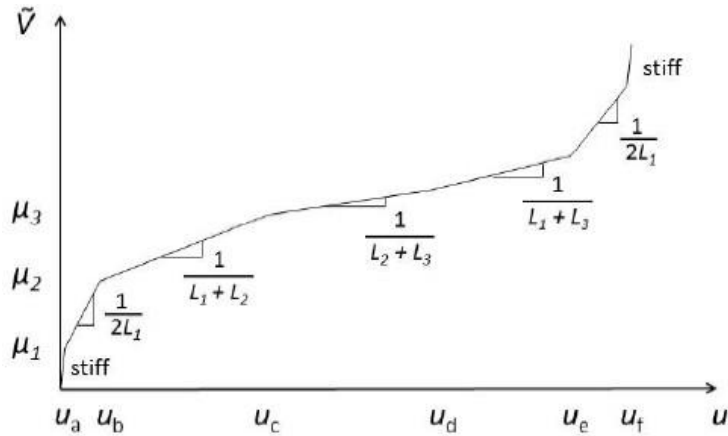
$$L_2 = R_2 - 0.5 * (h_2 + h_3)$$

$$L_3 = R_3 - (1 - a) * (h_2 + h_3)$$

όπου

$$a = \frac{R_2}{R_2 + R_3}$$

Για μονοτονική φόρτιση, η σχέση ανηγμένης δύναμης – μετατόπισης ενός τυπικού εφεδράνου TFPB, αποτυπώνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.3: Σχέση ανηγμένης δύναμης – μετακίνησης σε ένα εφεδράνο TFPB (CSI Analysis Reference Manual)

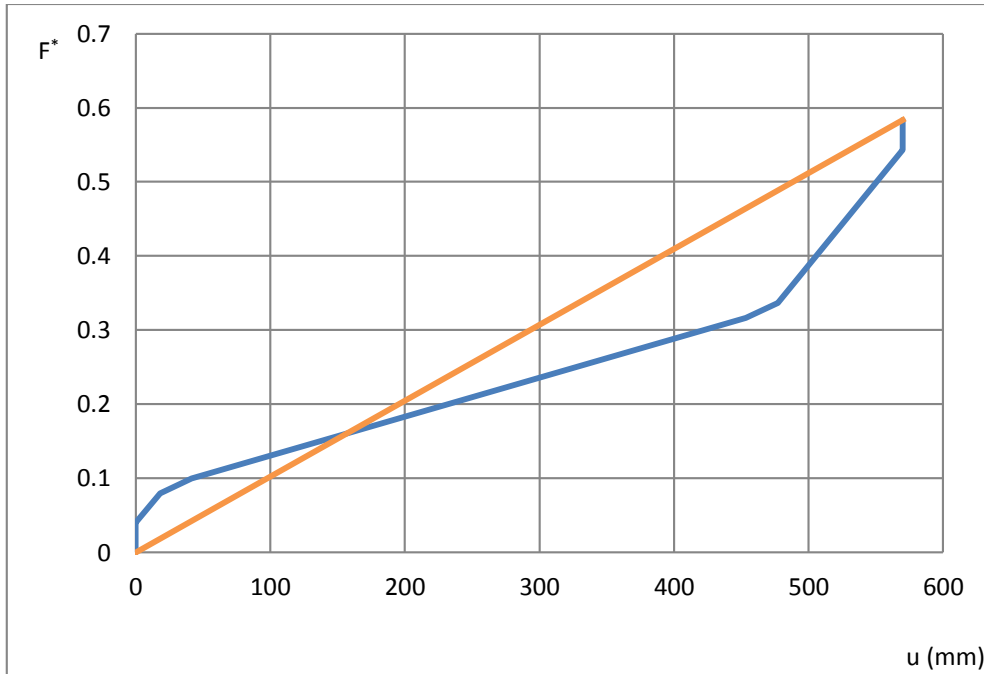
Επειδή το εφεδράνο φέρει κατακόρυφο φορτίο από το υποστύλωμα, η δύναμη \tilde{V} που αποτυπώνεται στο σχήμα, προκύπτει από τη σχέση $\tilde{V} = V/P$, όπου P το φορτίο που αντιστοιχεί στο εφεδράνο.

Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 2.2.6, τα εφεδράνα TFPB πληρούν συγκεκριμένα κριτήρια συναρμογής. Έτσι, εδώ, η ακτίνα R_1 εκφράζει την ακτίνα καμπυλότητας των εσωτερικών κοίλων επιφανειών, στις οποίες ολισθαίνει ο συμπαγής ολισθητήρας, ενώ οι εξωτερικές ακτίνες R_2 και R_3 είναι μεταξύ τους ίσες. Επίσης ισχύει $\mu_1 < \mu_2 < \mu_3$.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, γίνεται σύγκριση της συμπεριφοράς των εφεδράνων TFPB, έναντι των απλών FPS. Προς το σκοπό αυτό, τα εφεδράνα TFPB που θα δοκιμαστούν, έχουν συγκεκριμένες διαστάσεις. Για τον υπολογισμό των διαστάσεων των εφεδράνων, θεωρήθηκε φρόνιμο, η ιδιοπερίοδος του πλαισίου που θα μονωθεί με τα εφεδράνα TFPB, να πλησιάζει κατά το δυνατό, την ιδιοπερίοδο του μονωμένου με τα FPS, πλαισίου. Έτσι, ορίζεται και εδώ μία τιμή ενεργούς δυσκαμψίας K_{eff} , που ισοδυναμεί με την διατέμνουσα δυσκαμψία του παραπάνω σχήματος. Τηρώντας τα κριτήρια που πρέπει να πληρούν τα εφεδράνα TFPB, γίνονται, διαδοχικές δοκιμές προκειμένου η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} να προσεγγίσει την τιμή 560.39KN/m των εφεδράνων FPS. Στον παρακάτω πίνακα, φαίνονται οι τελικές διαστάσεις που επιλέχθηκαν, ακολουθώντας τους συμβολισμούς του σχήματος 5.2.

| Δείκτης Επιφάνειας | Ακτίνα Καμπυλότητας R_i (mm) | Ύψος h_i (mm) | Εύρος μετακίνησης d_i (mm) | Συντελεστής τριβής επιφάνειας μ_i |
|--------------------|--------------------------------|-----------------|------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 300 | 75 | 60 | 0.04 |
| 2 | 1100 | 150 | 225 | 0.08 |
| 3 | 1100 | 150 | 225 | 0.1 |

Πίνακας 5.5: Τελικές διαστάσεις εφεδράνων TFPB



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα ανηγμένης δύναμης – μετακίνησης εφεδράνου TFPB. Οι διαστάσεις του δίνονται στον παραπάνω πίνακα

Όλες οι παραπάνω παράμετροι εισάγονται στο σχετικό μενού του προγράμματος:

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: TFPB Type: Triple Pendulum

Direction: U2 NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness - U2: 554.917 Effective Stiffness - U3: []

Effective Damping - U2: 0. Effective Damping - U3: []

Shear Deformation Location

Distance from End-J - U2: 0. Distance from End-J - U3: []

Height and Symmetry of Sliding Surfaces

Height for Outer Surface: 0.3 Outer Bottom Surface is Symmetric to Outer Top Surface

Height for Inner Surface: 0.15 Inner Bottom Surface is Symmetric to Inner Top Surface

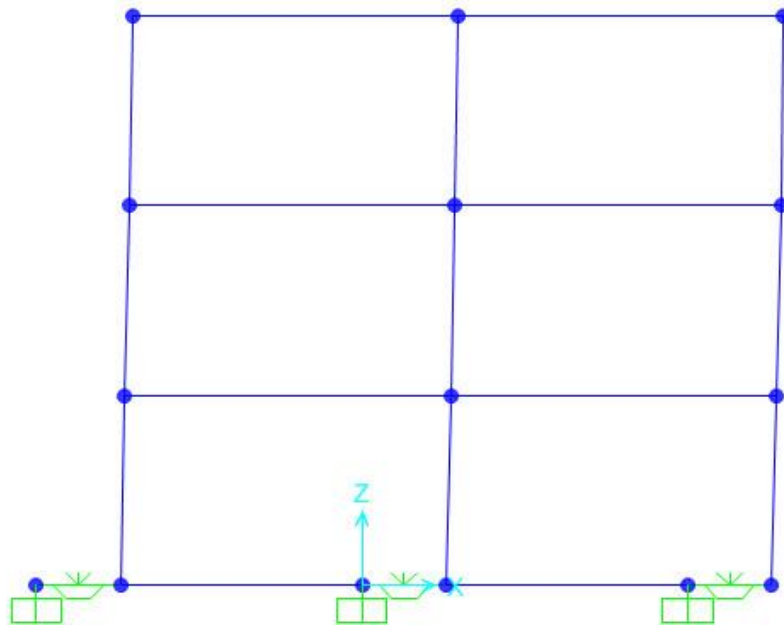
Nonlinear Properties for Direction U2

| | Outer Top | Outer Bottom | Inner Top | Inner Bottom |
|----------------------------|-----------|--------------|-----------|--------------|
| Stiffness | 11058.33 | 11058.33 | 11058.33 | 11058.33 |
| Friction Coefficient, Slow | 0.05 | 0.04 | 0.02 | 0.02 |
| Friction Coefficient, Fast | 0.1 | 0.08 | 0.04 | 0.04 |
| Rate Parameter | 40. | 40. | 20. | 20. |
| Radius of Sliding Surface | 1.1 | 1.1 | 0.3 | 0.3 |
| Stop Distance | 0.225 | 0.225 | 0.06 | 0.06 |

OK Cancel

Εικόνα 5.5: Συμπλήρωση παραμέτρων στο μενού του προγράμματος SAP2000

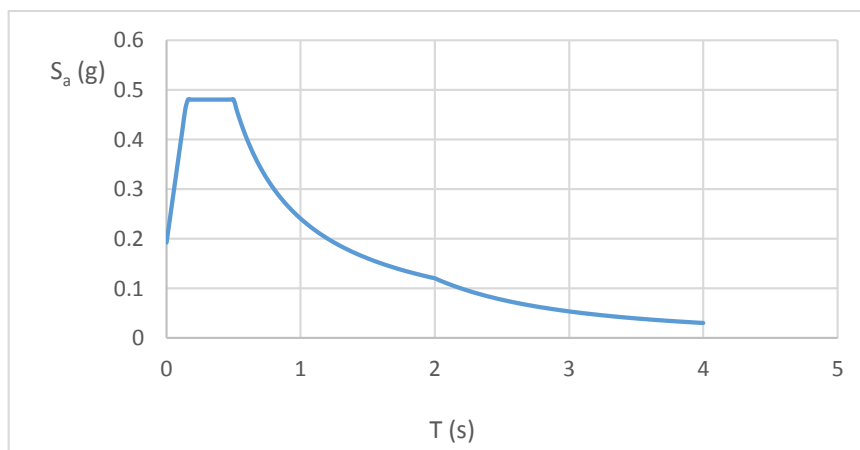
Η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιείται στο πρόγραμμα SAP2000 και η ιδιοπερίοδος του σεισμικά μονωμένου, με εφέδρανα TFPB, πλαισίου προκύπτει $T_{TFPB} = 1.914s$, με συμμετοχή μάζας 99.78%.



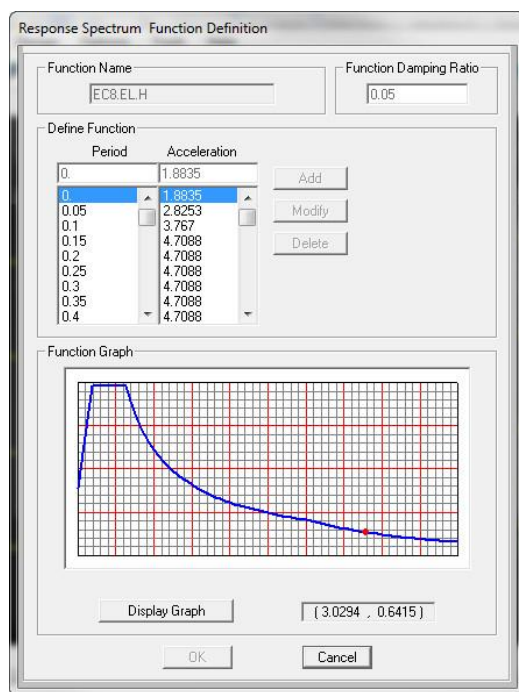
Εικόνα 5.6: 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης του σεισμικά μονωμένου πλαισίου με εφέδρανα TFPB

6. Φασματική δυναμική ανάλυση

Η φασματική ανάλυση έχει στόχο τον υπολογισμό των μετακινήσεων των εφεδράνων και τη σύγκριση αυτών με τη μετακίνηση σχεδιασμού, όπως αυτή υπολογίστηκε από τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Όπως είναι γνωστό, φάσμα είναι το διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση όλων των απλών ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, σε κάποιον σεισμό. Στον οριζόντιο άξονα μετριέται η ιδιοπερίοδος του ταλαντωτή και στον κατακόρυφο η απόλυτη μέγιστη τιμή του μεγέθους που μας ενδιαφέρει, συνήθως επιτάχυνση, ταχύτητα, μετακίνηση. Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει ως η περιβάλλουσα όλων των φασμάτων για καταγραφείσες σεισμικές διεγέρσεις σε μία περιοχή. Η δυναμική φασματική ανάλυση το χρησιμοποιεί, και σύμφωνα με αυτή, η απόκριση του συστήματος προκύπτει από την απόκριση κάθε ιδιομορφής ξεχωριστά, που συμβάλλει στη συνολική με έναν συντελεστή συμμετοχής. Η μέγιστη απόκριση κάθε ιδιομορφής δεν συμβαίνει την ίδια χρονική στιγμή, έτσι οι κανονισμοί επιβάλλουν μεθόδους επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων, όπως για παράδειγμα η μέθοδος SRSS (Square Root of the Sum of Squares) και η CQC (Complete Quadratic Combination). Στο πρόγραμμα SAP2000, η φασματική ανάλυση πραγματοποιείται με βάση το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, για έδαφος κατηγορίας B και επιτάχυνση εδάφους 0.16g.

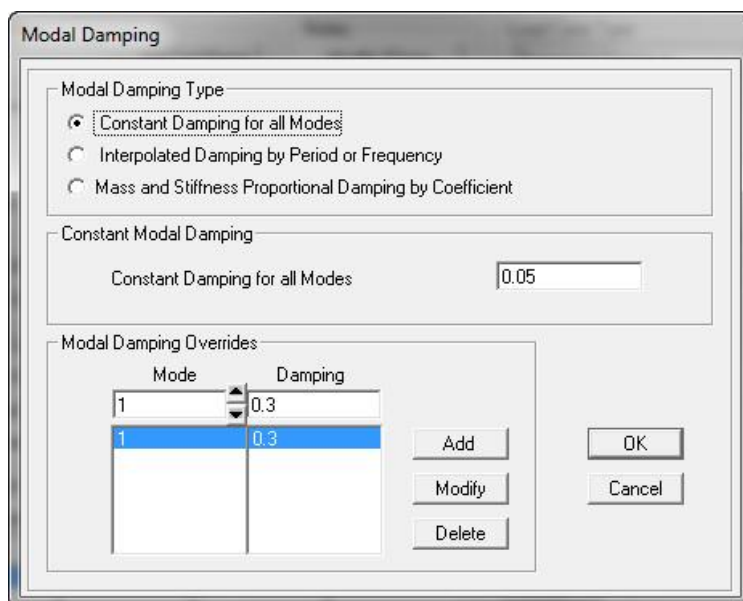


Διάγραμμα 6.1: Φάσμα EC8 (PGA=0.16g)

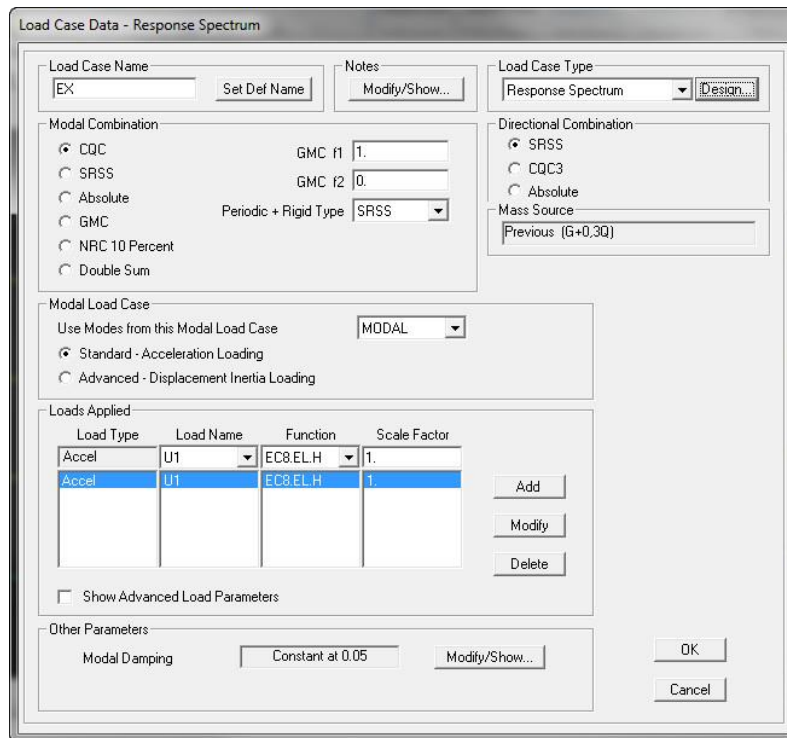


Εικόνα 6.1: Ορισμός φάσματος EC8 στο SAP2000

Για την οριζόντια διεύθυνση η απόσβεση λαμβάνεται 5% (πλαίσιο από σκυρόδεμα), για ιδιομορφές με περίοδο μικρότερη του $0.8 * T_{eff} = 0.8 * 1.97 = 1.58s$. Για ιδιομορφές με περίοδο μεγαλύτερη από 1.58s, η απόσβεση ισούται με την ενεργό απόσβεση της μεθόδου του μονοβάθμιου συστήματος. Επειδή, για το συγκεκριμένο πλαίσιο, η ενεργός απόσβεση προέκυψε $\xi_{eff} = 0.40 > 0.30$, στη φασματική ανάλυση λαμβάνεται η τιμή 0.30, όπου απαιτείται. Μόνο η 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης του σεισμικά μονωμένου πλαισίου έχει περίοδο μεγαλύτερη από 1.58s, τόσο στην περίπτωση της χρήσης εφεδράνων FPS, όσο και στην περίπτωση των TFPB κι έτσι, μόνο αυτή εξαιρείται από την απόσβεση 5%, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 6.2: Απόσβεση σε κάθε ιδιομορφή



Εικόνα 6.3: Εφαρμογή φασματικής ανάλυσης στο SAP2000

Στον παρακάτω πίνακα, φαίνονται συγκεντρωτικά οι μετακινήσεις των εφεδράνων, όπως υπολογίστηκαν από τη φασματική ανάλυση, ενώ στην τελευταία στήλη φαίνεται η απόκλιση των δύο μεθόδων:

| Τύπος εφεδράνου | Μετακίνηση (cm) | | Απόκλιση |
|-----------------|---|-------------------|----------|
| | Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος | Φασματική Ανάλυση | |
| FPS | 7.1 | 5.89 | 17.04% |
| TFPB | 7.1 | 5.92 | 16.62% |

Πίνακας: Μετακινήσεις εφεδράνων και απόκλιση των δύο μεθόδων

Ο έλεγχος των μετατοπίσεων, σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην ενότητα 5.2.1 δίνει:

$$\frac{5.89}{7.1} = 0.83 > 0.80 \quad \& \quad \frac{5.92}{7.1} = 0.834 > 0.80$$

Γίνεται αντιληπτό ότι η Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, αν και απλοποιητική σαν διαδικασία παρέχει μια ικανοποιητική προσέγγιση στον υπολογισμό της μετακίνησης σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης. Η φασματική ανάλυση, ωστόσο, παρέχει λίγο πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

7. Ανάλυση χρονοϊστορίας

Η καταγραφή μιας σεισμικής κίνησης παρέχει την πληροφορία για τη μορφή που θα έχει η αντίστοιχη χρονοϊστορία. Κάθε καταγραφή είναι διαφορετική και σαφώς δεν μπορεί να αντιπροσωπεύσει τα χαρακτηριστικά μιας μελλοντικής σεισμικής διέγερσης που θα επιβληθεί στην κατασκευή. Προς το σκοπό αυτό, χρησιμοποιείται ικανοποιητικός αριθμός χρονοϊστοριών, που εκφράζουν ικανοποιητικά το παρελθόν της σεισμικής συμπεριφοράς της εξεταζόμενης περιοχής και μπορούν να καλύψουν πιθανές μελλοντικές κινήσεις.

Η ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μια ακριβής και αποτελεσματική μέθοδος ανάλυσης μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Κατά την εφαρμογή της, η μη γραμμική συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης προσομοιώνεται με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια. Σε κάθε βήμα της ανάλυσης, που κυμαίνεται μεταξύ 0.005 και 0.01 sec μπορούν να υπολογιστούν τόσο τα εντατικά μεγέθη των δομικών μελών του φορέα, όσο και οι μετακινήσεις (σχετικές ή απόλυτες) των ορόφων. Ταυτόχρονα, υπολογίζονται οι μετακινήσεις των εφεδράνων και δημιουργούνται οι υστερητικοί βρόχοι δύναμης – μετακίνησης για κάθε εφεδρανο. Προϋπόθεση για την αποτελεσματικότητα της μεθόδου είναι, η απεικόνιση των συσκευών μόνωσης να γίνεται με ιδιότητες οι οποίες να μπορούν να αναπαράγουν επαρκώς τη συμπεριφορά του συστήματος, εντός του φάσματος παραμορφώσεων και των ταχυτήτων οι οποίες αναμένονται κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η απαίτηση αυτή, έχει καλυφθεί στα προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας μελέτης, όπου ορίστηκαν αναλυτικά όλες οι παράμετροι των εφεδράνων, τόσο για τις γραμμικές αναλύσεις (φασματική), όσο και για τις μη γραμμικές (ανάλυση χρονοϊστορίας) που θα περιγραφούν στο παρόν.

Για να είναι ολοκληρωμένη μια ανάλυση χρονοϊστορίας, απαιτείται ένας ελάχιστος αριθμός 7 χρονοϊστοριών. Όταν συμβαίνει αυτό, επιτρέπεται οι τιμές σχεδιασμού των μεγεθών απόκρισης να λαμβάνονται ίσες με το μέσο όρο των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν λιγότερες από 7 χρονοϊστορίες, οι τιμές σχεδιασμού πρέπει να λαμβάνονται ίσες με τις μέγιστες τιμές που προκύπτουν από το σύνολο των αναλύσεων.

Στην παρούσα μελέτη, οι 7 χρονοϊστορίες κάθε ομάδας, που επιλέγονται τροποποιούνται σύμφωνα με τις διατάξεις της §3.2.3.1.2, του EC8. Συγκεκριμένα, πρέπει:

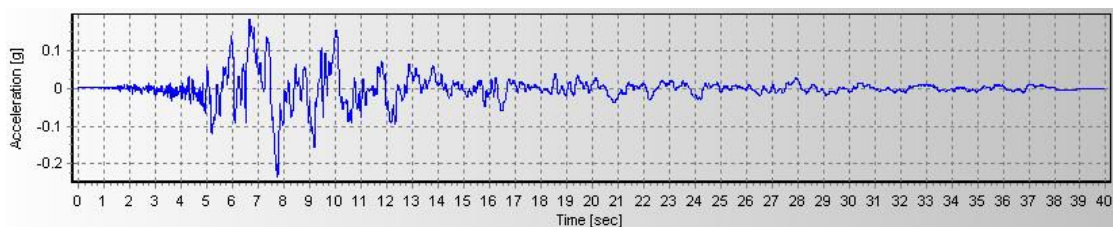
- κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα
- η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g * S$ για την θέση που εξετάζεται.
- στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2 * T_1$ και $2 * T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα, στη διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα., καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

Το σύνολο των τροποποιημένων χρονοϊστοριών που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Σε αυτό το σημείο, πρέπει να επισημανθεί ότι οι αναλύσεις που γίνονται δεν έχουν σκοπό τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων, αλλά την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για τη σεισμική απόκριση του πλαισίου και της συμπεριφοράς του συστήματος μόνωσης, υπό τις εκάστοτε συνθήκες.

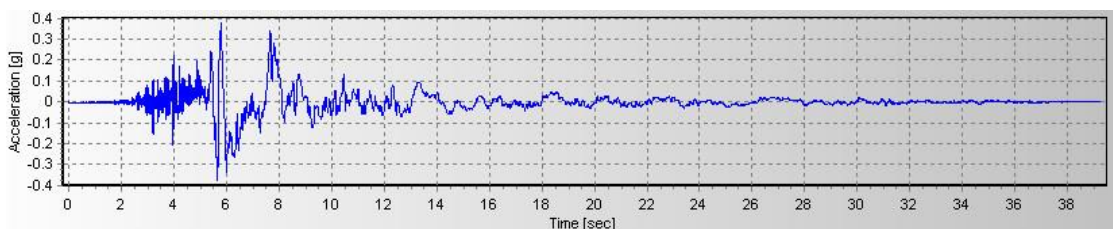
| Κωδικός Χρονοϊστορίας | Όνομασία - Χρονολογία - Σταθμός Καταγραφής |
|-----------------------|--|
| 00170T | Imperial Valley 1979 - EC County Center FF |
| 00180T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #5 |
| 00181T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #6 |
| 00182T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #7 |
| 00185T | Imperial Valley 1979 - Holtville Post Office |
| 001244L | Chi-Chi, Taiwan 1999 - CHY101 |
| 001634T | Manjil, Iran 1990 - Abhar |
| _00338L | Coalinga 1983 - Parkfield, Fault Zone 14 |
| _00527T | N. Palm Springs 1986 - Morongo Valley |
| _00529L | N. Palm Springs 1986 - North Palm Springs |
| _00764L | Loma Prieta 1989 - Gilroy, Historic building |
| _00766T | Loma Prieta 1989 - Gilroy, Gilroy Array #2 |
| _01054L,T | Northridge 1994 - Pardee SCE |

Πίνακας 7.1: Καταγραφή χρονοϊστοριών που χρησιμοποιήθηκαν

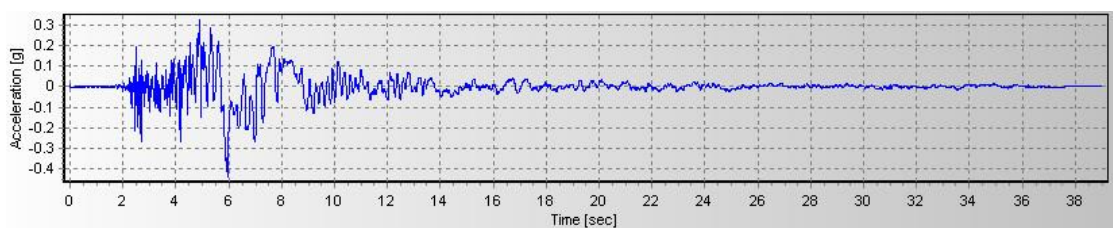
Τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών διεγέρσεων αποτυπώνονται στις παρακάτω εικόνες:



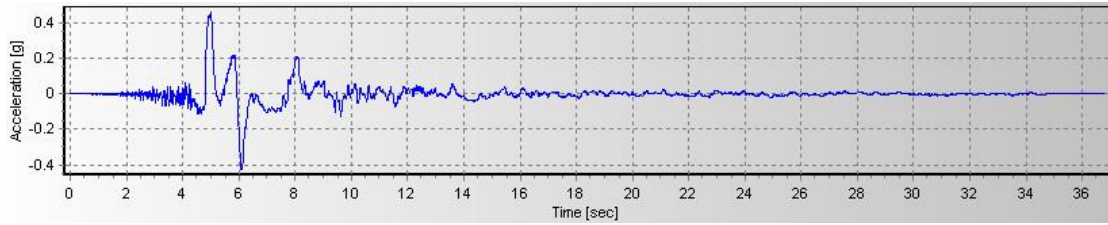
Εικόνα 7.1: Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - EC County Center FF, εγκάρσια διεύθυνση



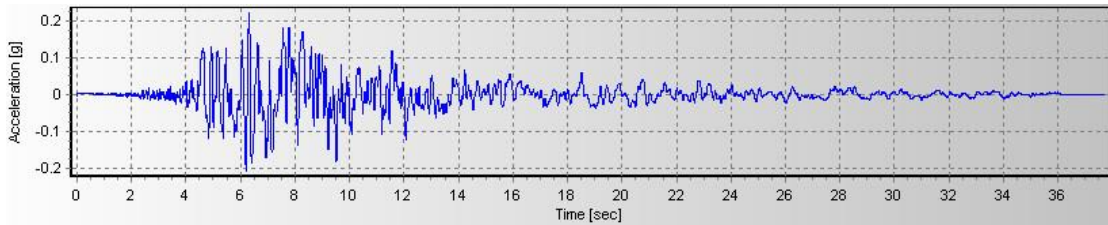
Εικόνα 7.2: Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - El Centro Array #5, εγκάρσια διεύθυνση



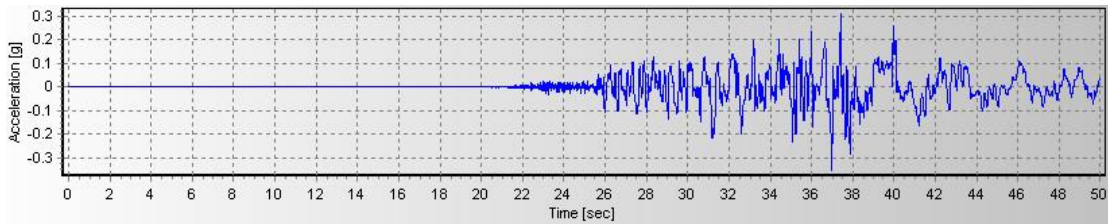
Εικόνα 7.3: Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - El Centro Array #6, εγκάρσια διεύθυνση



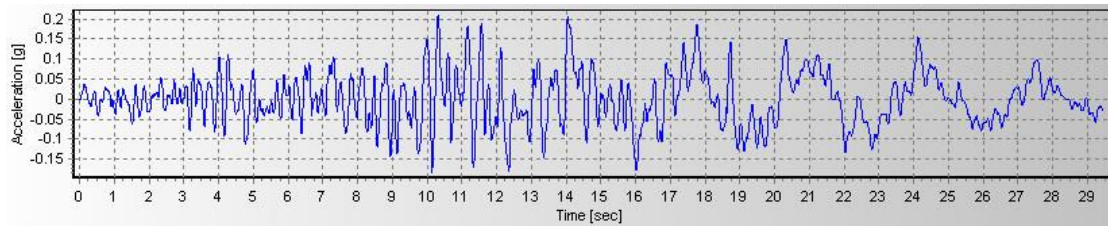
Εικόνα 7.4: Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - El Centro Array #7, εγκάρσια διεύθυνση



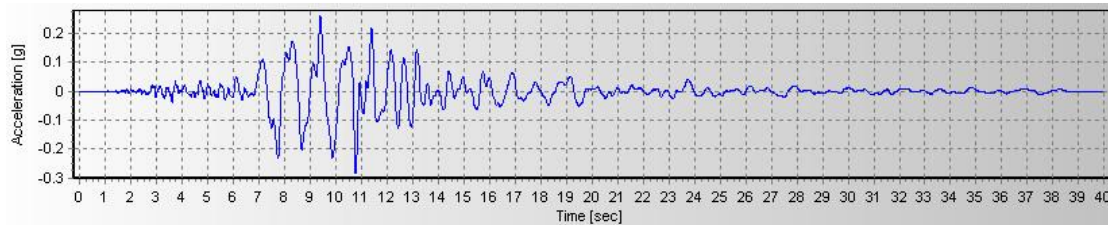
Εικόνα 7.5: Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - Holtville Post Office, εγκάρσια διεύθυνση



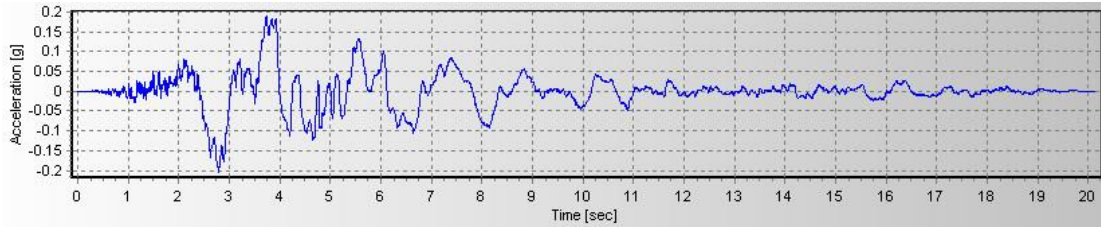
Εικόνα 7.6: Σεισμική διέγερση Chi-Chi, Taiwan 1999 - CHY101



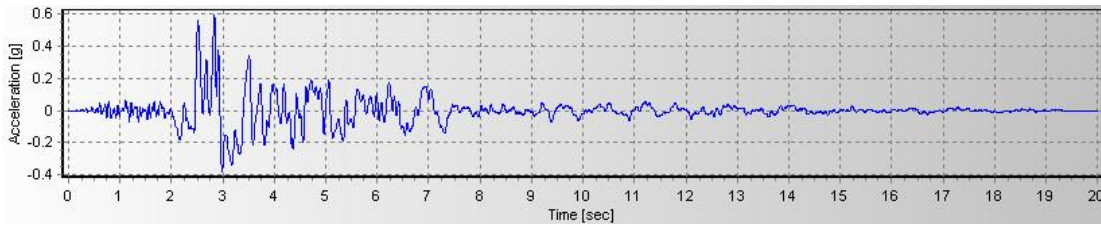
Εικόνα 7.7: Σεισμική διέγερση Manjil, Iran 1990 - Abhar, εγκάρσια διεύθυνση



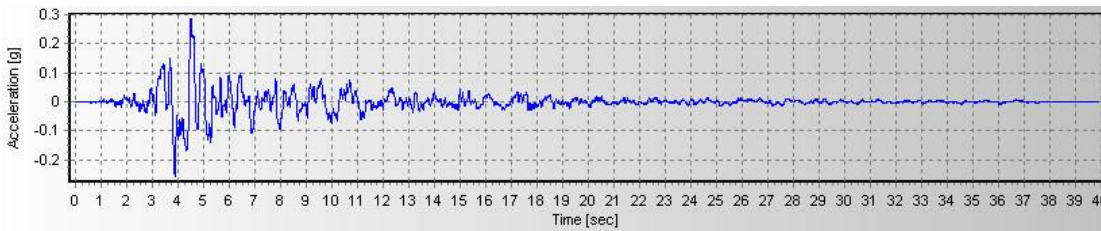
Εικόνα 7.8: Σεισμική διέγερση Coalinga 1983 - Parkfield, Fault Zone 14



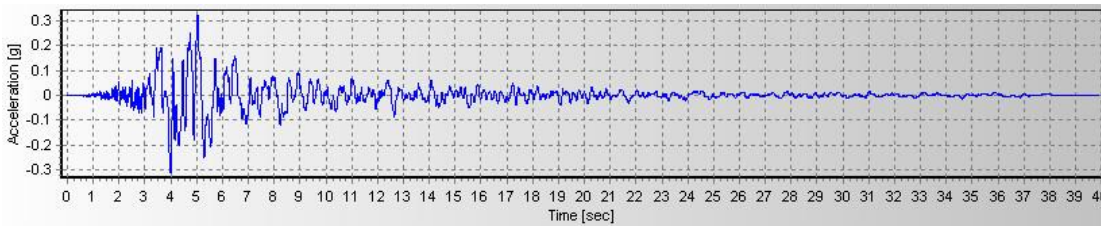
Εικόνα 7.9: Σεισμική διέγερση N. Palm Springs 1986 - Morongo Valley, εγκάρσια διεύθυνση



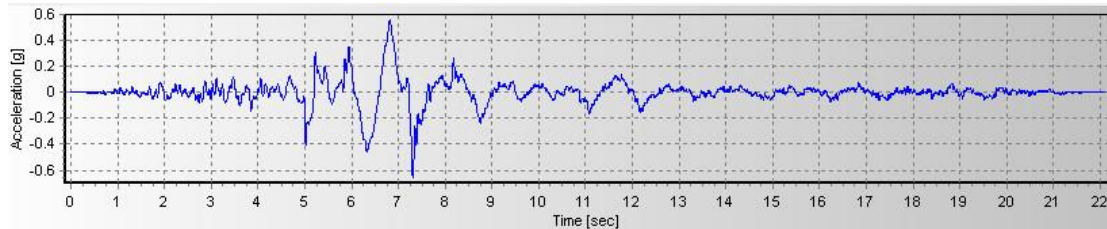
Εικόνα 7.10: Σεισμική διέγερση N. Palm Springs 1986 - North Palm Springs



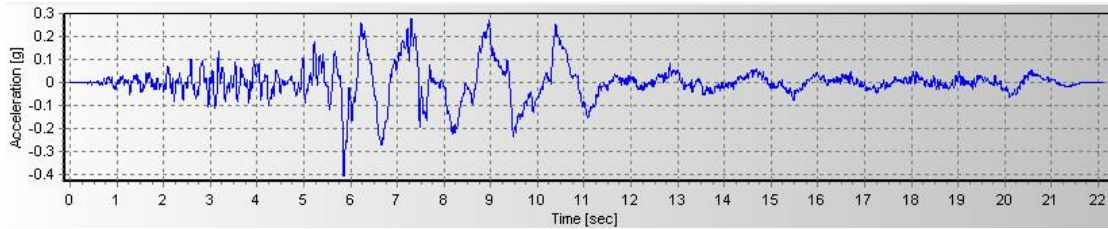
Εικόνα 7.11: Σεισμική διέγερση Loma Prieta 1989 - Gilroy, Historic building



Εικόνα 7.12: Σεισμική διέγερση Loma Prieta 1989 - Gilroy, Gilroy Array #2, εγκάρσια διεύθυνση

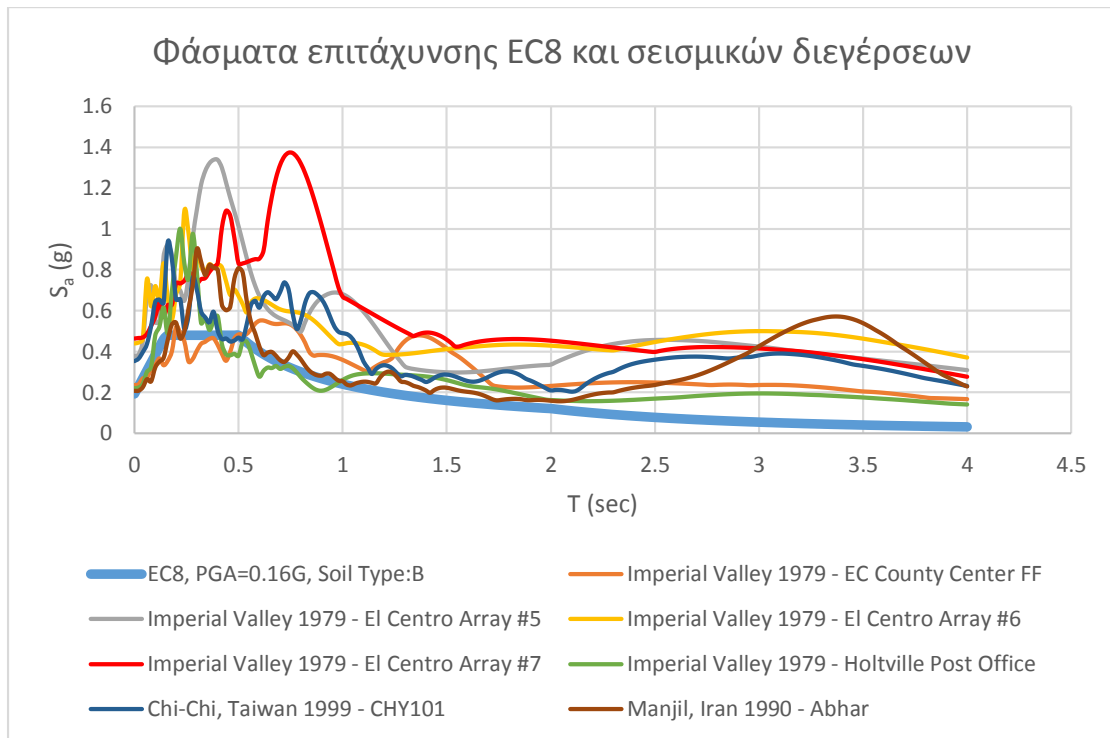


Εικόνα 7.13: Σεισμική διέγερση Northridge 1994 - Pardee SCE

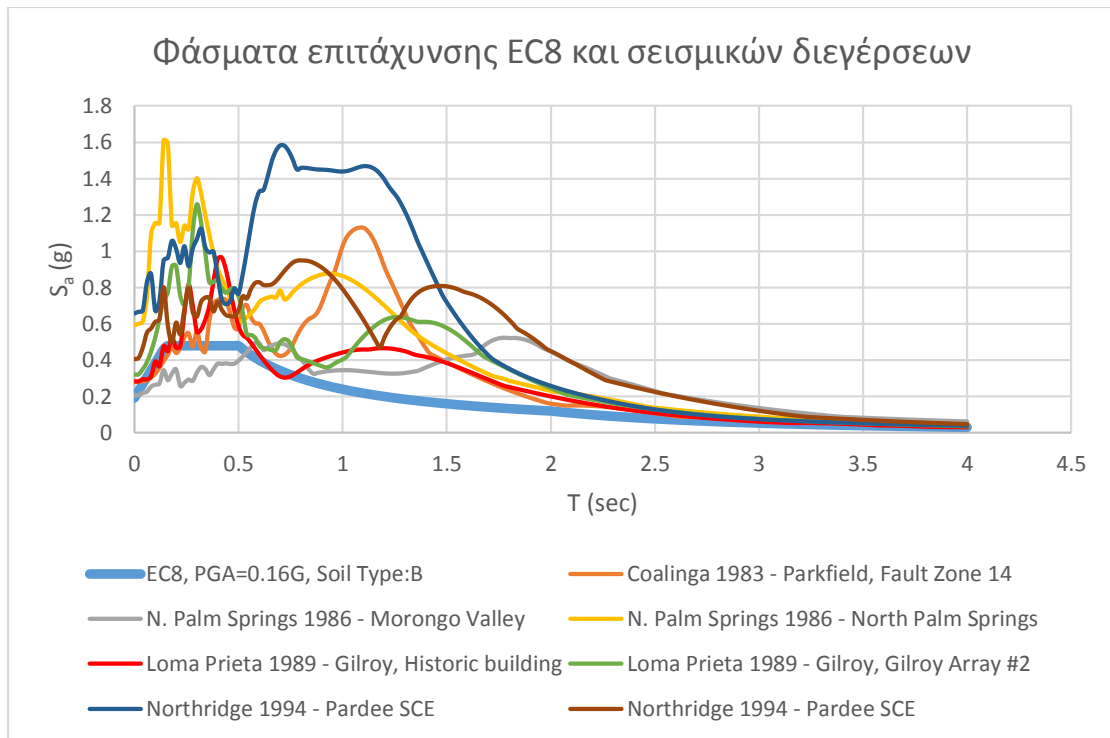


Εικόνα 7.14: Σεισμική διέγερση Northridge 1994 - Pardee SCE, εγκάρσια διεύθυνση

Τα φάσματα επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων σε σύγκριση με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, για $a_g=0.16g$ και τύπο εδάφους B φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα:

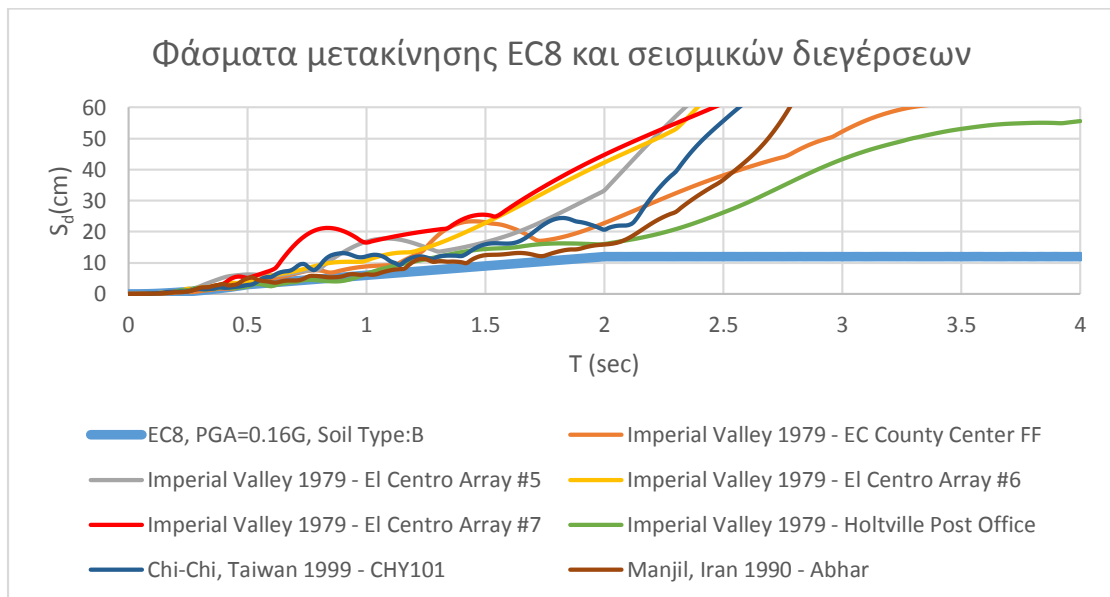


Διάγραμμα 7.1: Φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8, σε αντιπαράθεση με τα φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων, με περίοδο παλμού $T_p = 3 \div 4sec$

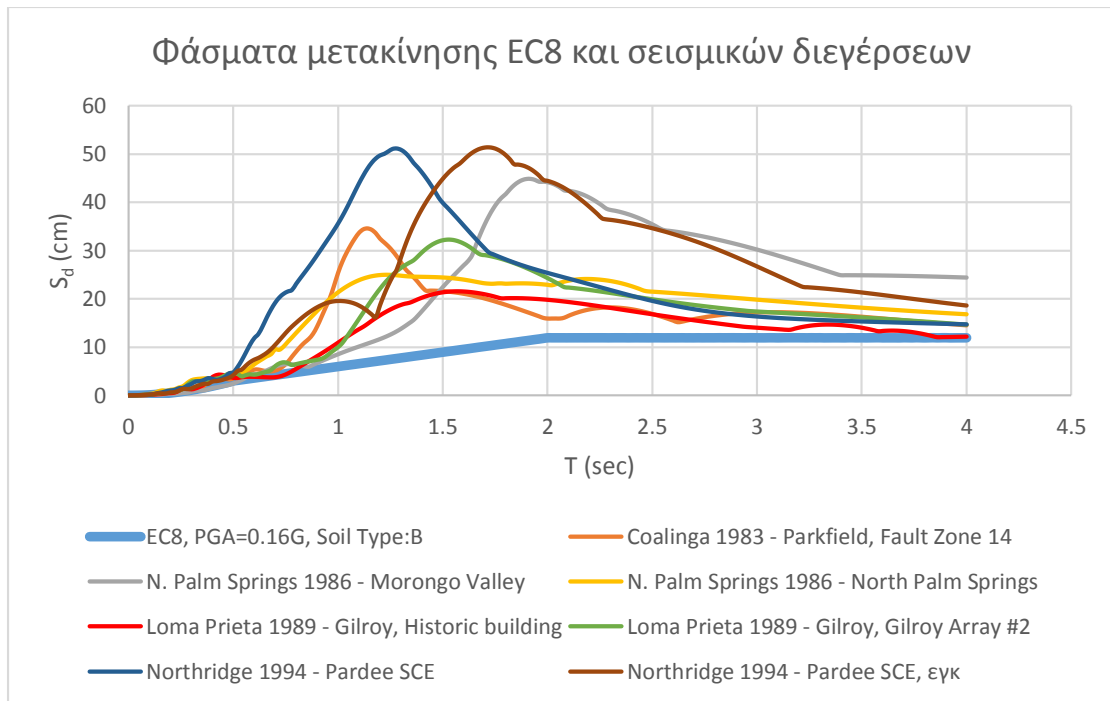


Διάγραμμα 7.2: Φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8, σε αντιπαράθεση με τα φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων, με περίοδο παλμού $T_p = 1 \div 2 \text{ sec}$

Κατ' αντιστοιχία, ακολουθούν τα φάσματα μετακίνησης των σεισμικών διεγέρσεων, σε σύγκριση με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8.

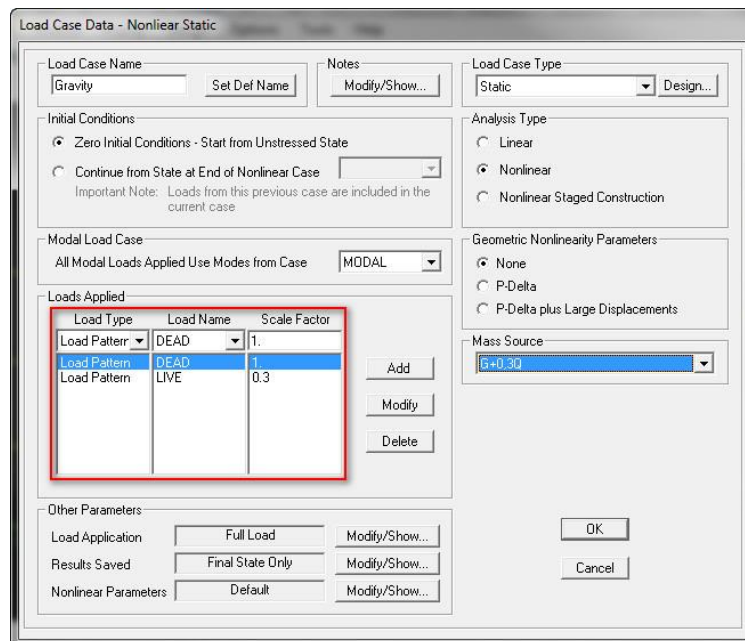


Διάγραμμα 7.3: Φάσμα μετακινήσεων Ευρωκώδικα 8, σε αντιπαράθεση με τα φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων, με περίοδο παλμού $T_p = 3 \div 4 \text{ sec}$



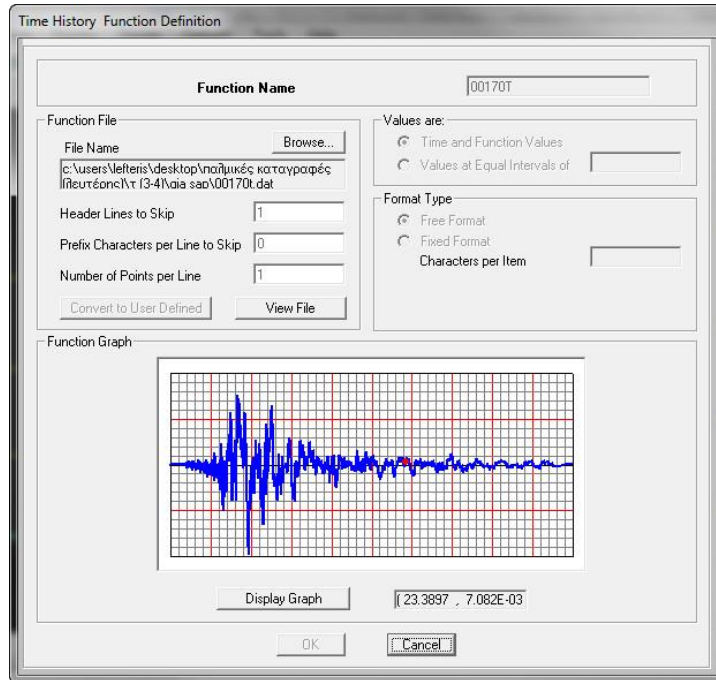
Διάγραμμα 7.4: Φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8, σε αντιπαραβολή με τα φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων, με περίοδο παλμού $T_p = 1 \div 2 \text{ sec}$

Για την πραγματοποίηση μιας μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας στο πρόγραμμα SAP2000, απαιτείται πρώτα ο ορισμός μιας μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Τη στιγμή που μια σεισμική διέγερση καταπονεί την κατασκευή, θεωρούμε ότι αυτή παραλαμβάνει τα «οιονεί μόνιμα» κατακόρυφα φορτία, που προκύπτουν από το συνδυασμό $G+0.3Q$. Έτσι, ορίζεται στο πρόγραμμα, ο μη γραμμικός συνδυασμός Gravity, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



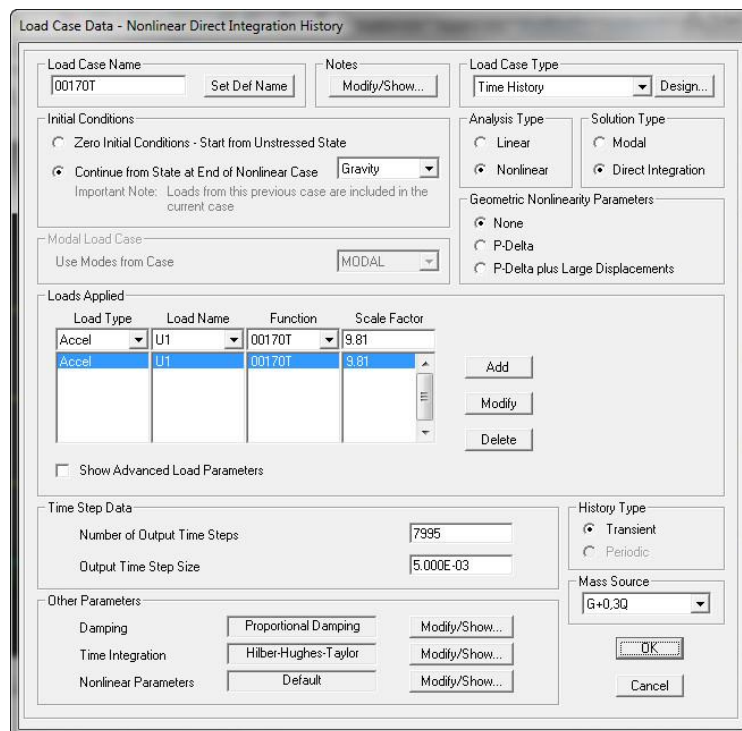
Εικόνα 7.15: Δεδομένα κατακόρυφης φόρτισης. Διακρίνεται ο συνδυασμός $G+0.3Q$

Το επόμενο βήμα είναι ο ορισμός της συνάρτησης της χρονοϊστορίας. Το αρχείο καταγραφής της σεισμικής διέγερσης εισάγεται στο πρόγραμμα, μέσα από το ακόλουθο μενού.



Εικόνα 7.16: Παράδειγμα ορισμού συνάρτησης χρονίστορίας, για τη σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - EC County Center FF

Ο μη γραμμικός συνδυασμός Gravity, αποτελεί τις αρχικές συνθήκες της ανάλυσης χρονίστορίας. Ο αριθμός των βημάτων της ανάλυσης, πολλαπλασιαζόμενος με το χρονικό βήμα, πρέπει να δίνει τη διάρκεια του επιταχυνσιογραφήματος της σεισμικής διέγερσης. Ως τρόπος επίλυσης, επιλέγεται η ευθεία ολοκλήρωση του επιταχυνσιογραφήματος.

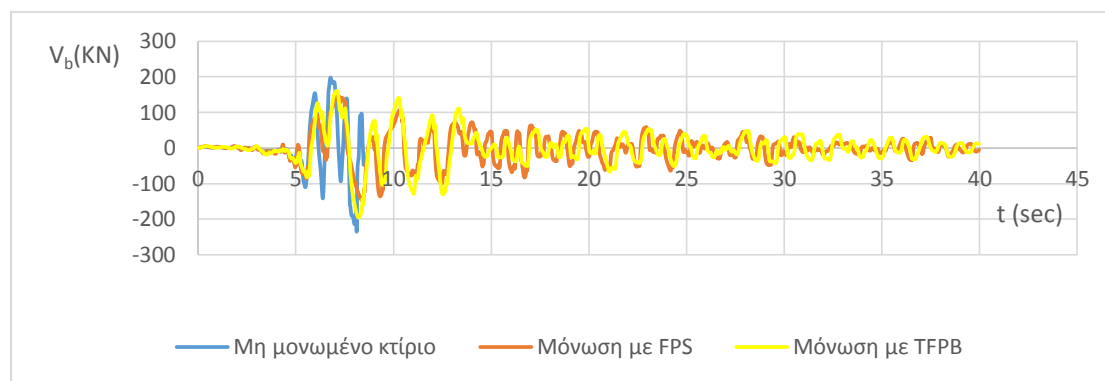


Εικόνα 7.17: Ορισμός ανάλυσης χρονίστορίας για τη σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 - EC County Center FF, εγκάρσια διεύθυνση

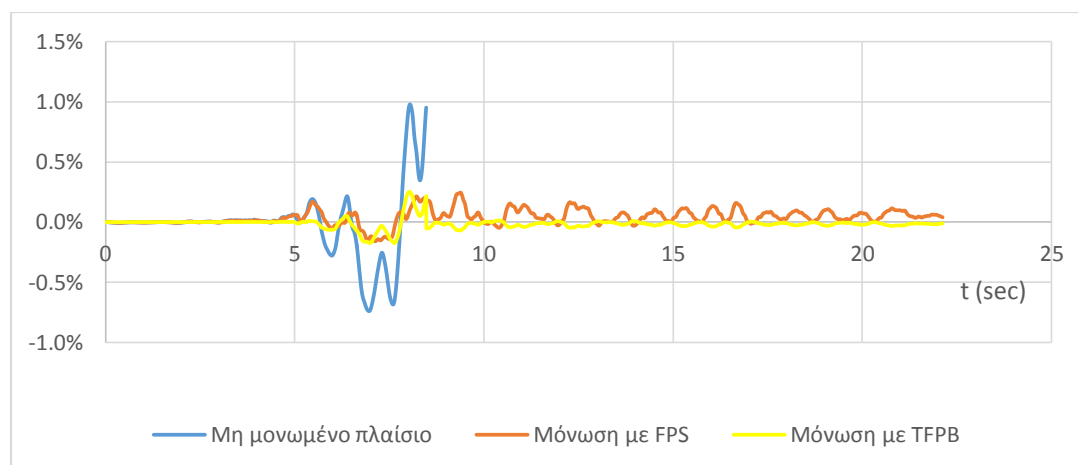
7.1 Αποτελέσματα αναλύσεων χρονοϊστορίας

Για την κάθε σεισμική διέγερση, παρουσιάζονται τα συγκριτικά διαγράμματα της μεταβολής της τέμνουσας και της σχετικής μετακίνησης ισογείου προς το ύψος του ισογείου (drift), συναρτήσει του χρόνου. Επίσης, παρουσιάζονται, στο ίδιο διάγραμμα, οι βρόχοι υστέρησης των εφεδράνων για την περίπτωση των σεισμικά μονωμένων πλαισίων. Τέλος, παρουσιάζονται και οι παραμορφωμένες καταστάσεις των πλαισίων, συνήθως τη χρονική στιγμή αστοχίας του συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, το οποίο, στην πλειονηφία των διεγέρσεων, μετατρέπεται σε μηχανισμό, μετά το άνοιγμα κρίσιμου αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

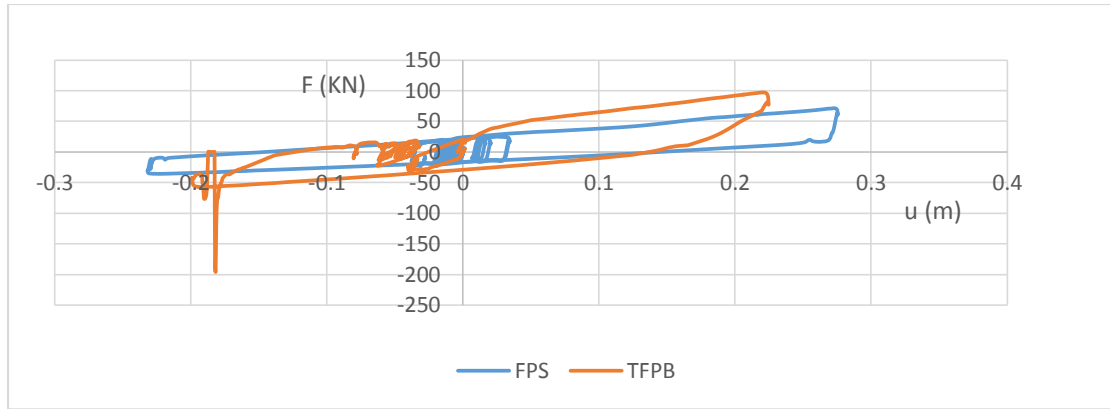
Imperial Valley 1979 – EC county Center FF



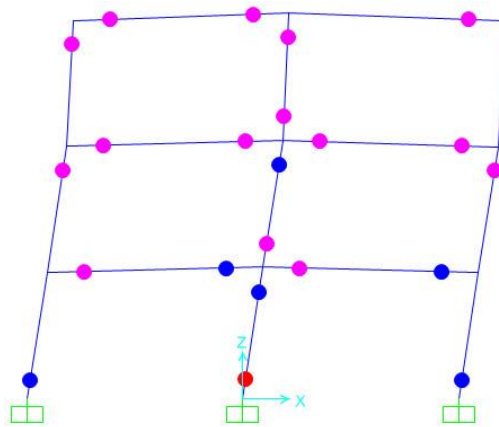
Διάγραμμα 7.5: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων.



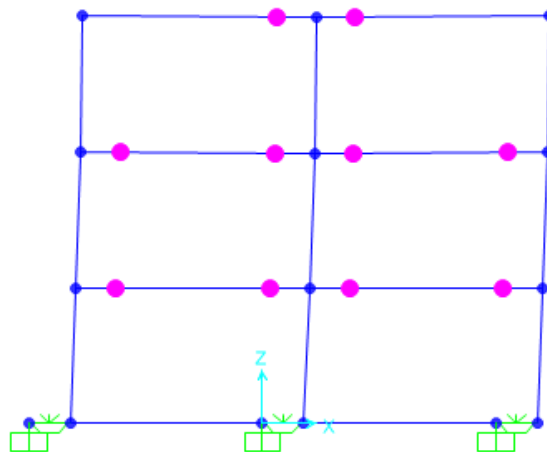
Διάγραμμα 7.6: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων.



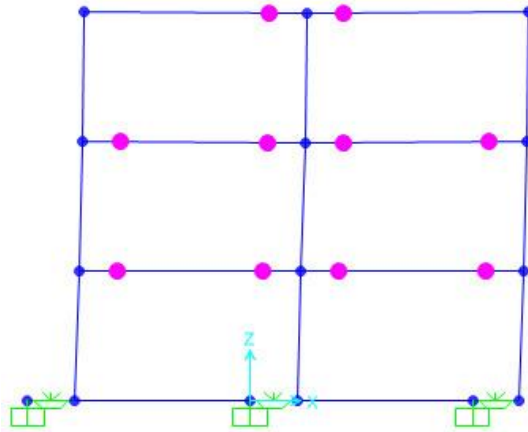
Διάγραμμα 7.7: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.18: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=8s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

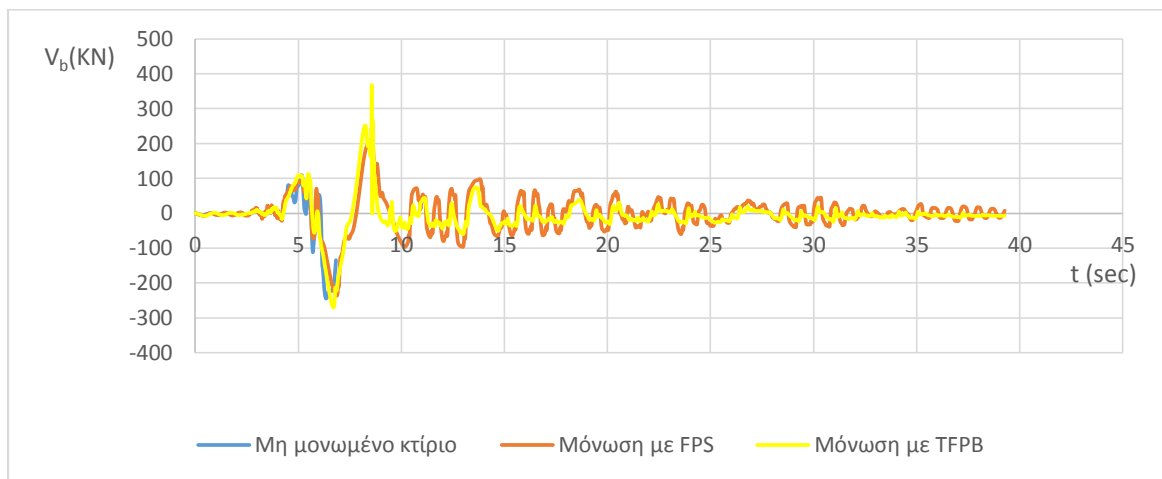


Εικόνα 7.19: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=8s$

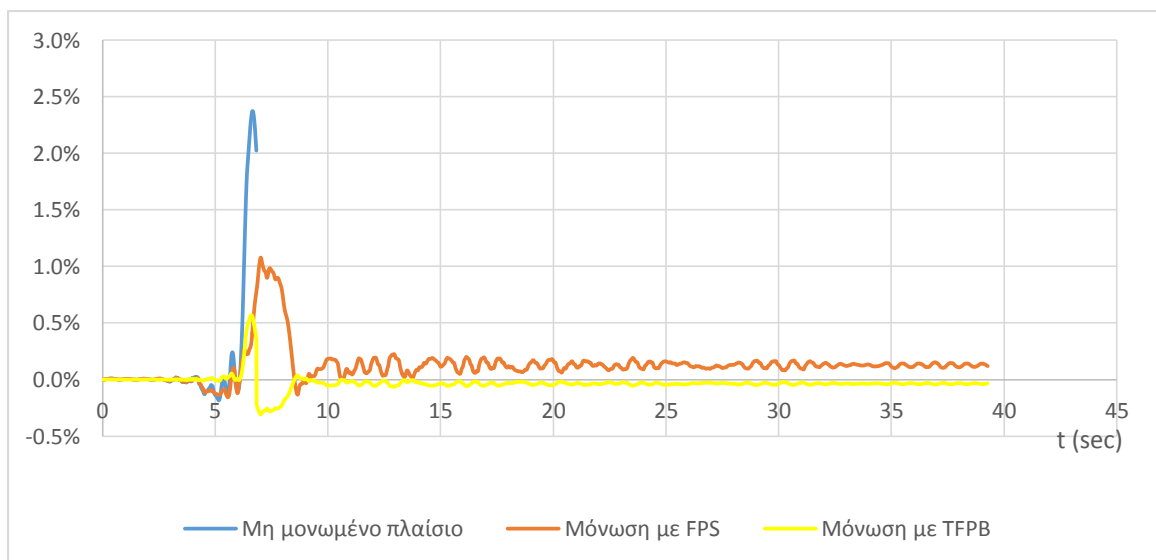


Εικόνα 7.20: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=8s$

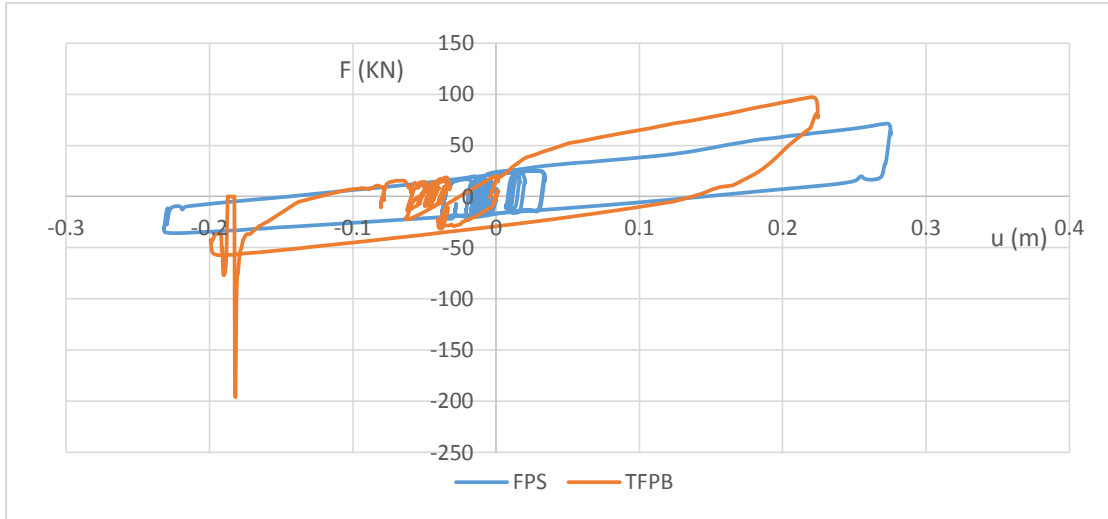
Σεισμική διέγερση Imperial Valley 1979 – El Centro Array #5



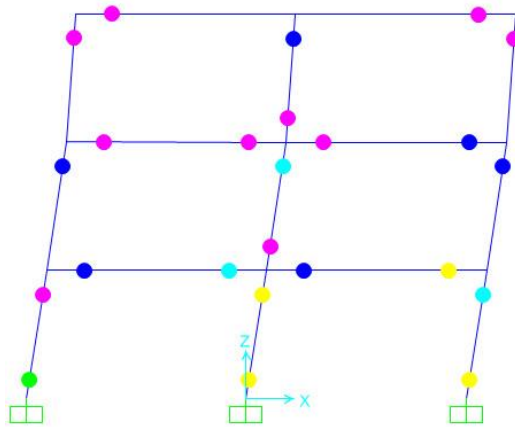
Διάγραμμα 7.8: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων.



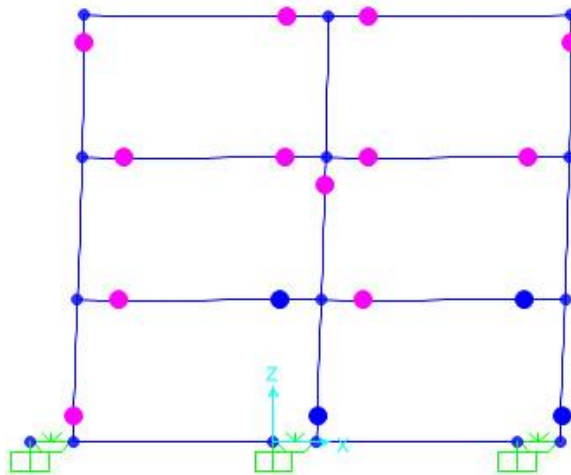
Διάγραμμα 7.9: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισόγειου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων.



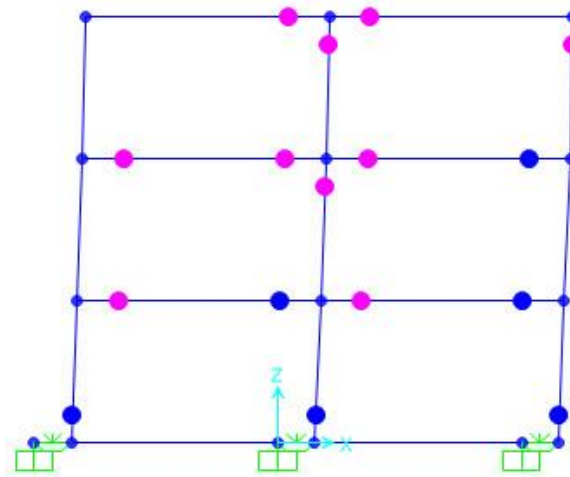
Διάγραμμα 7.10: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.21: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=6.8s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

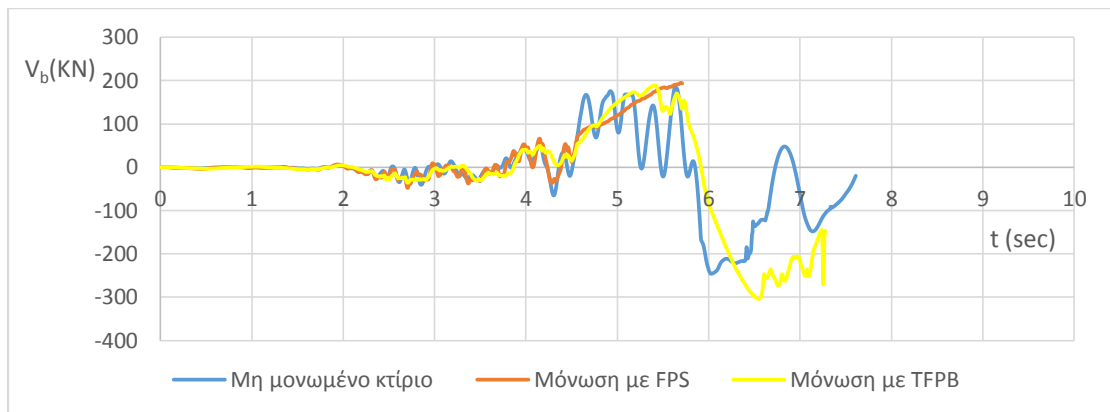


Εικόνα 7.22: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=6.8s$

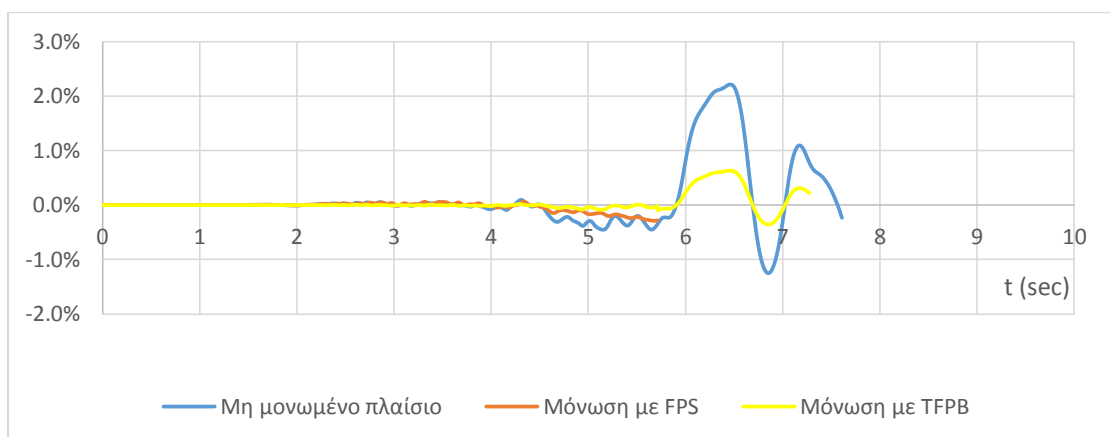


Εικόνα 7.23: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB, τη χρονική στιγμή $t=6.8s$

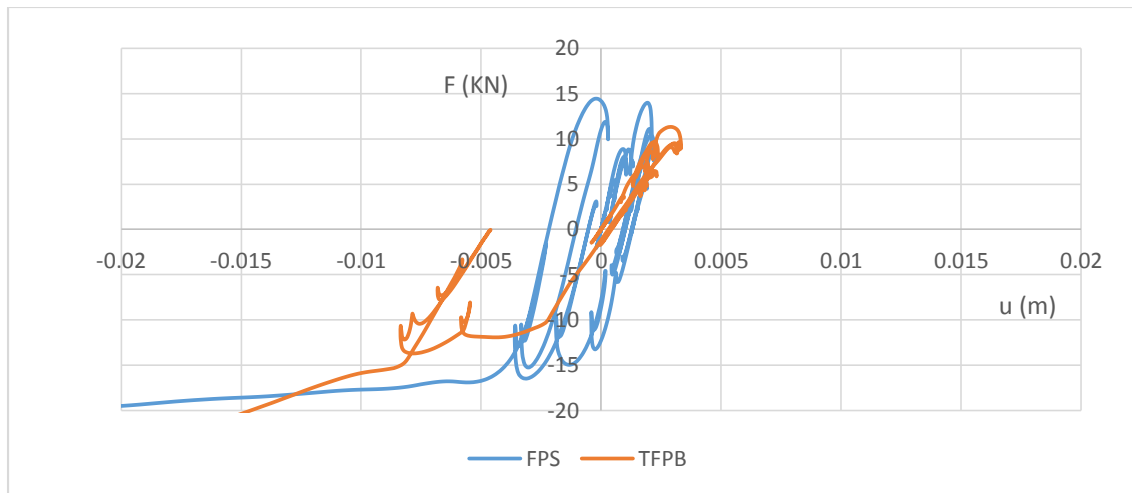
Imperial Valley 1979 – El Centro Array #6



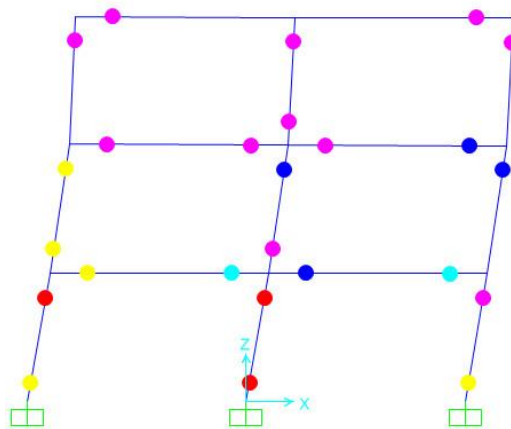
Διάγραμμα 7.11: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων.



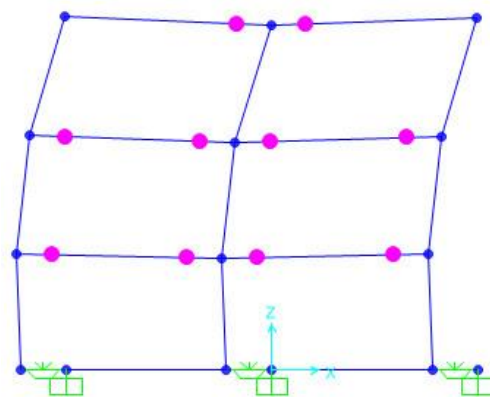
Διάγραμμα 7.12: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις κτηρίων



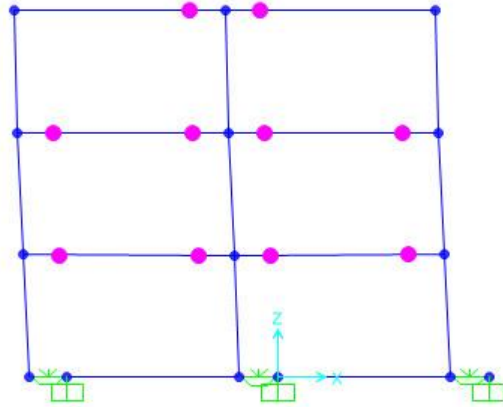
Διάγραμμα 7.13: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.24: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=6.5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

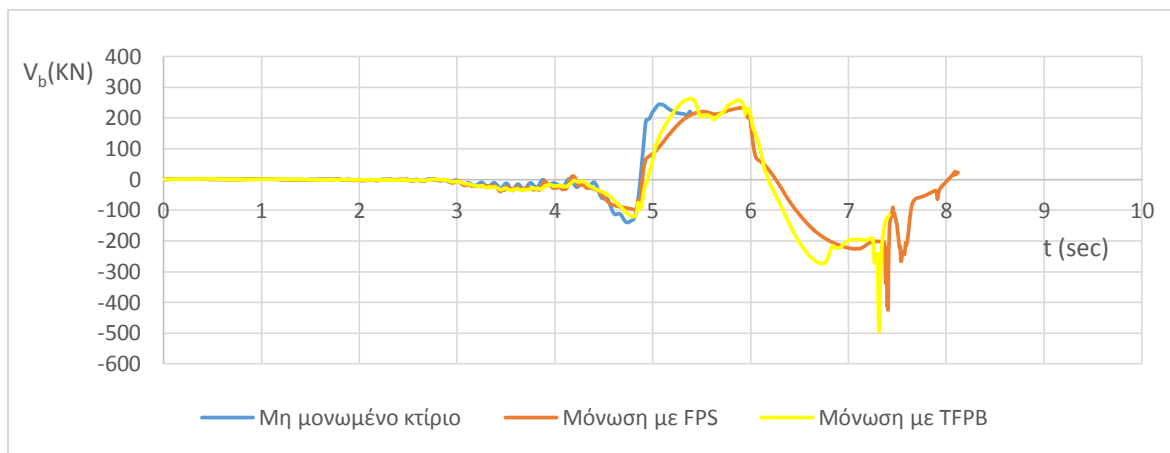


Εικόνα 7.25: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=6.8s$

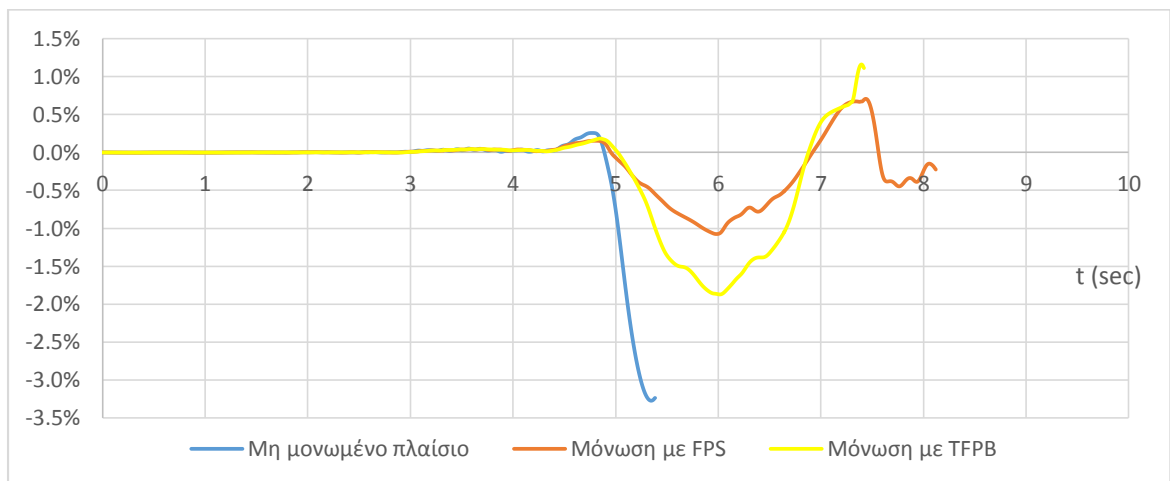


Εικόνα 7.26: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=6.8s$

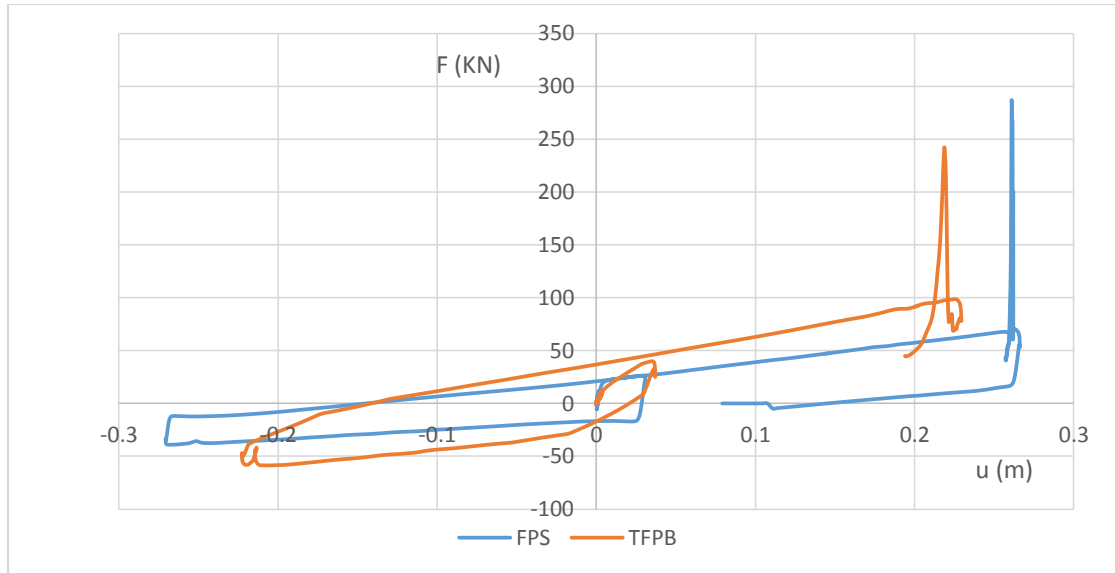
Imperial Valley 1979 – El Centro Array #7



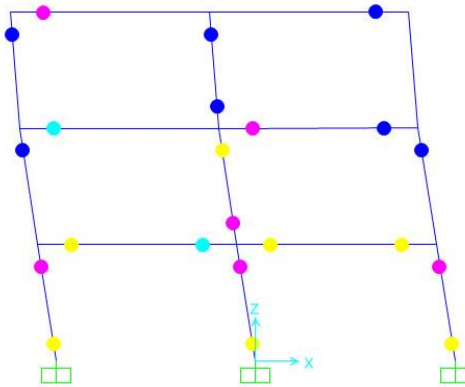
Διάγραμμα 7.14: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



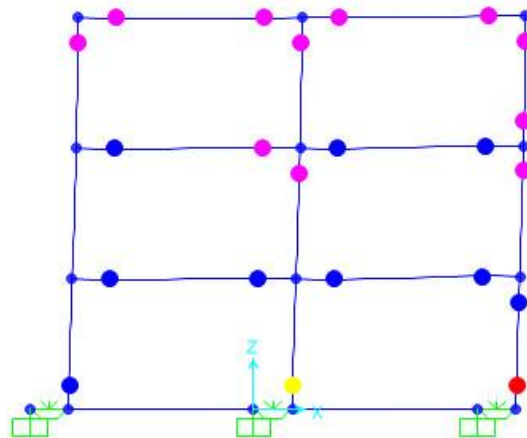
Διάγραμμα 7.15: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



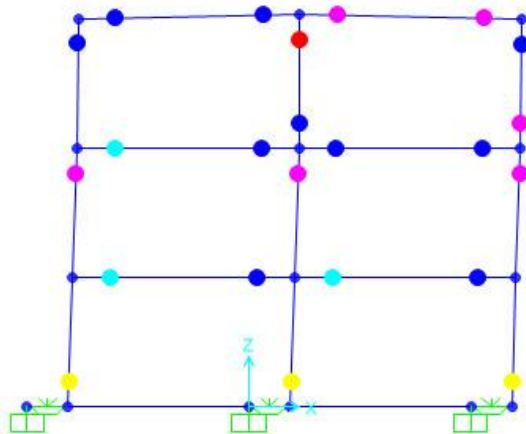
Διάγραμμα 7.16: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.27: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

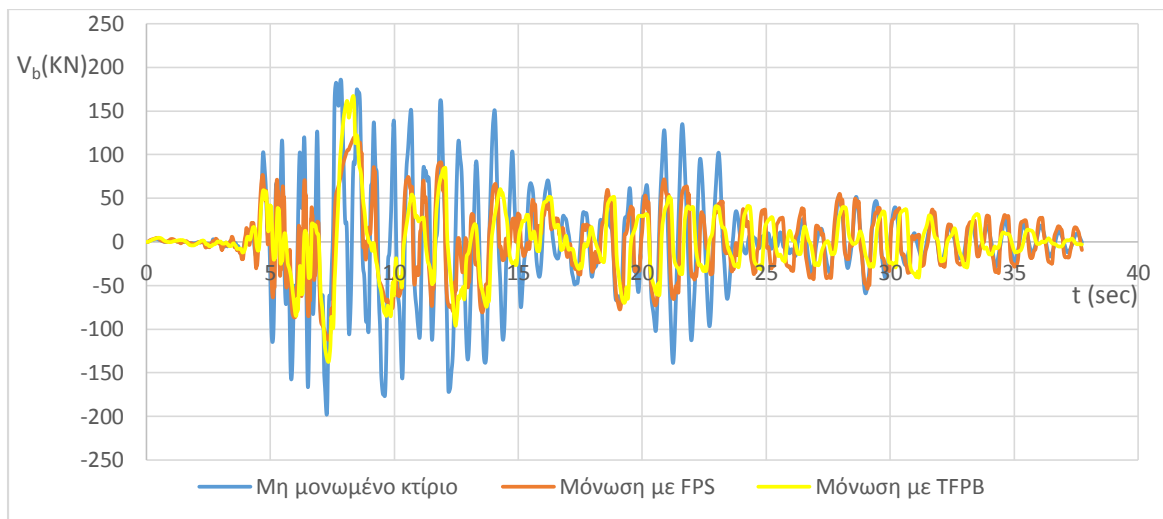


Εικόνα 7.28: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=7s$

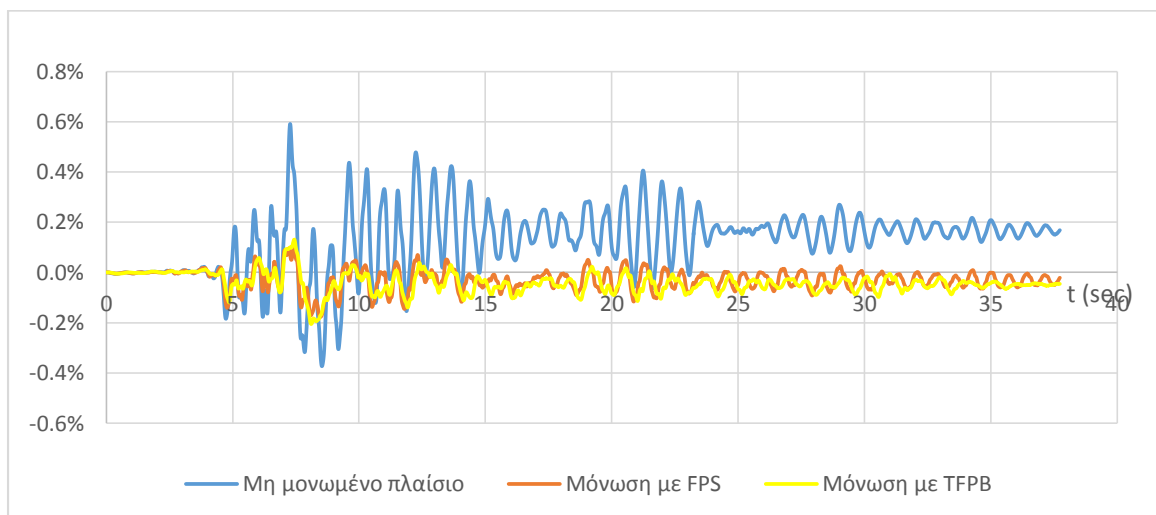


Εικόνα 7.29: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=7s$

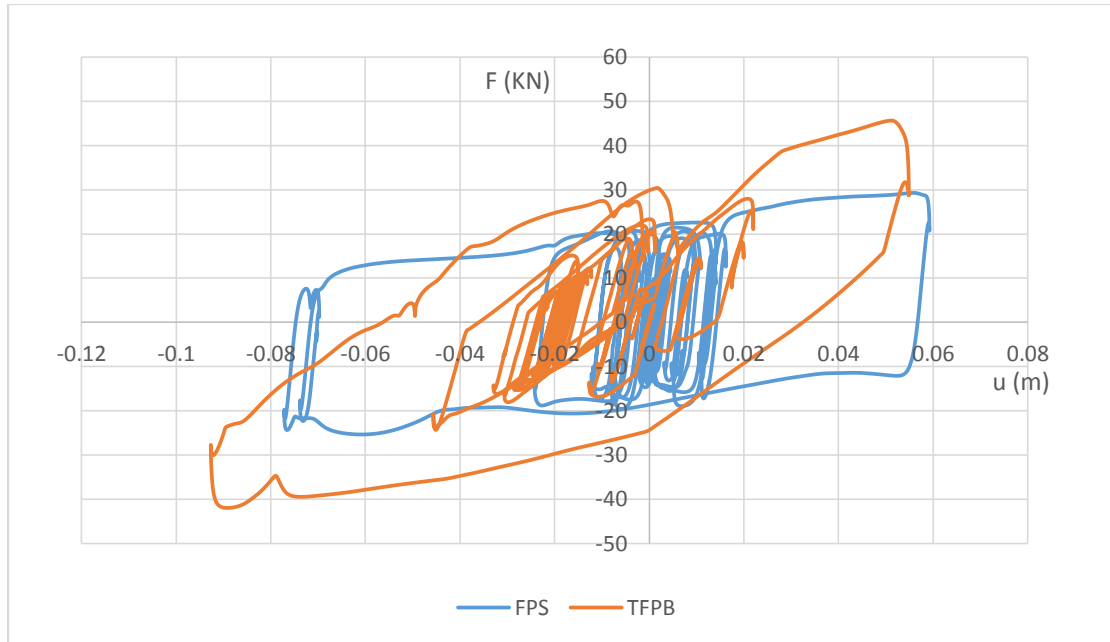
Imperial Valley 1979 – Holtville Post Office



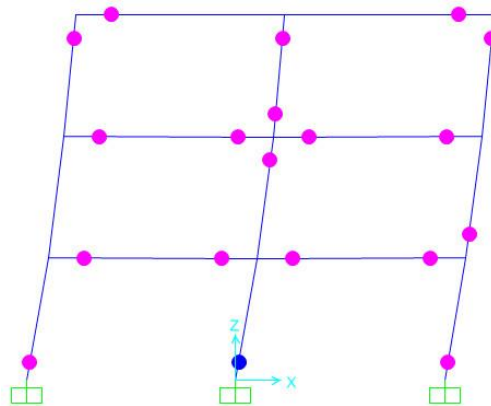
Διάγραμμα 7.17: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



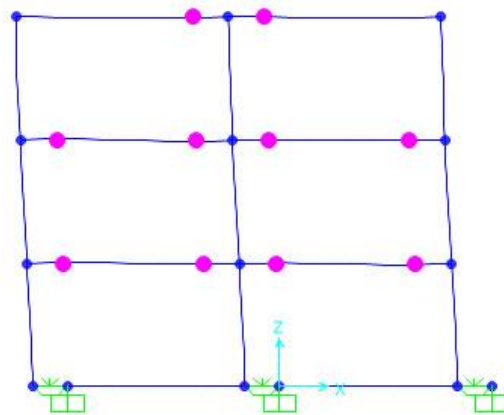
Διάγραμμα 7.18: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



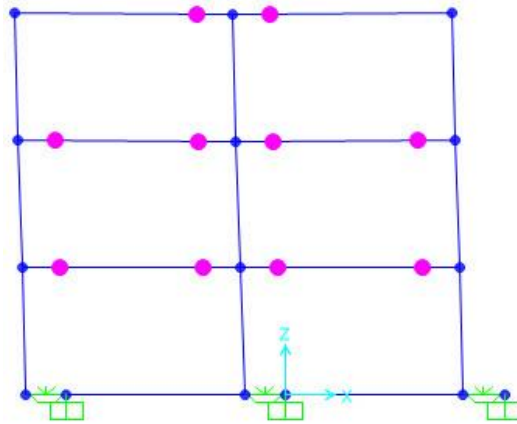
Διάγραμμα 7.19: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.30: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή $t=8s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

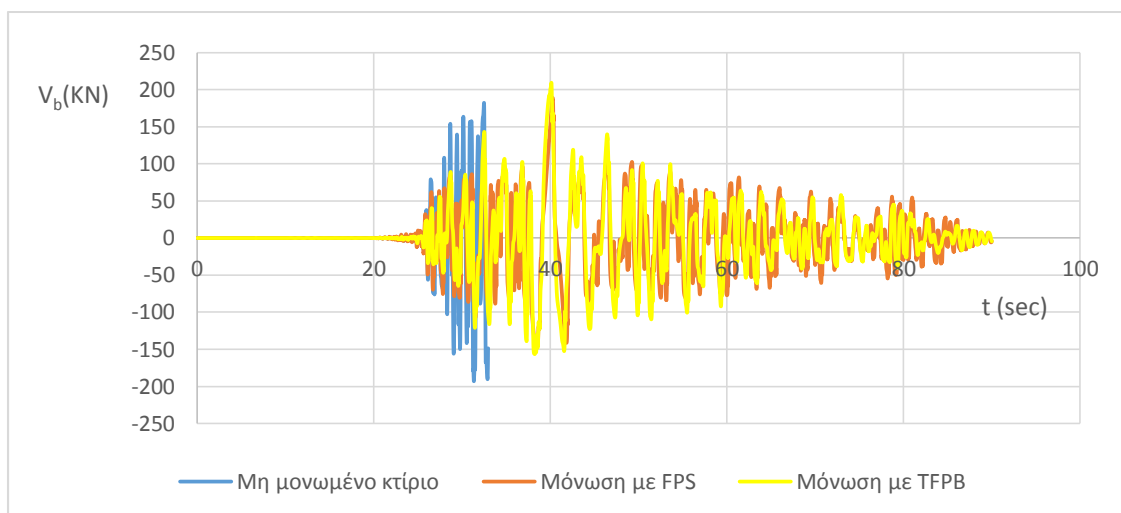


Εικόνα 7.31: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=8s$

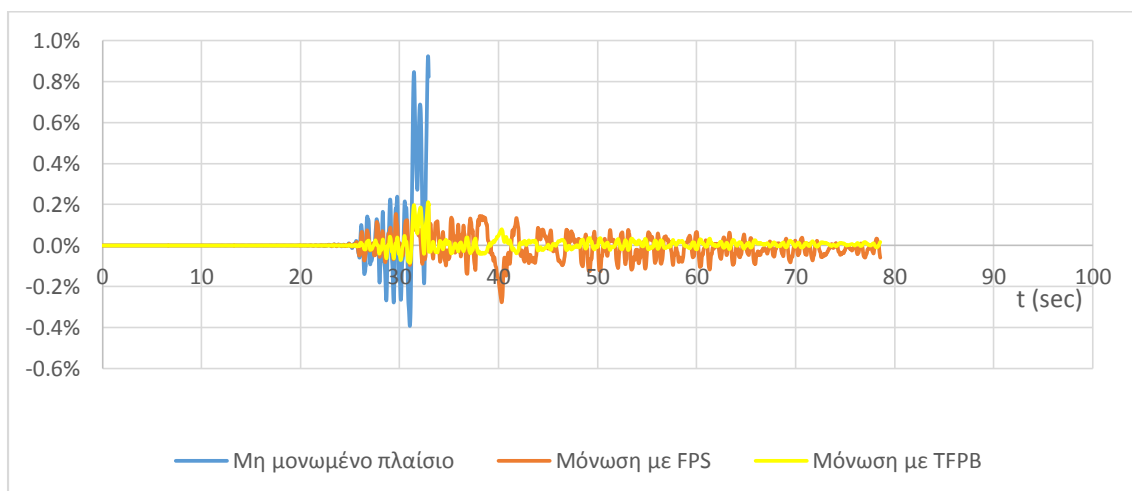


Εικόνα 7.32: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=7s$

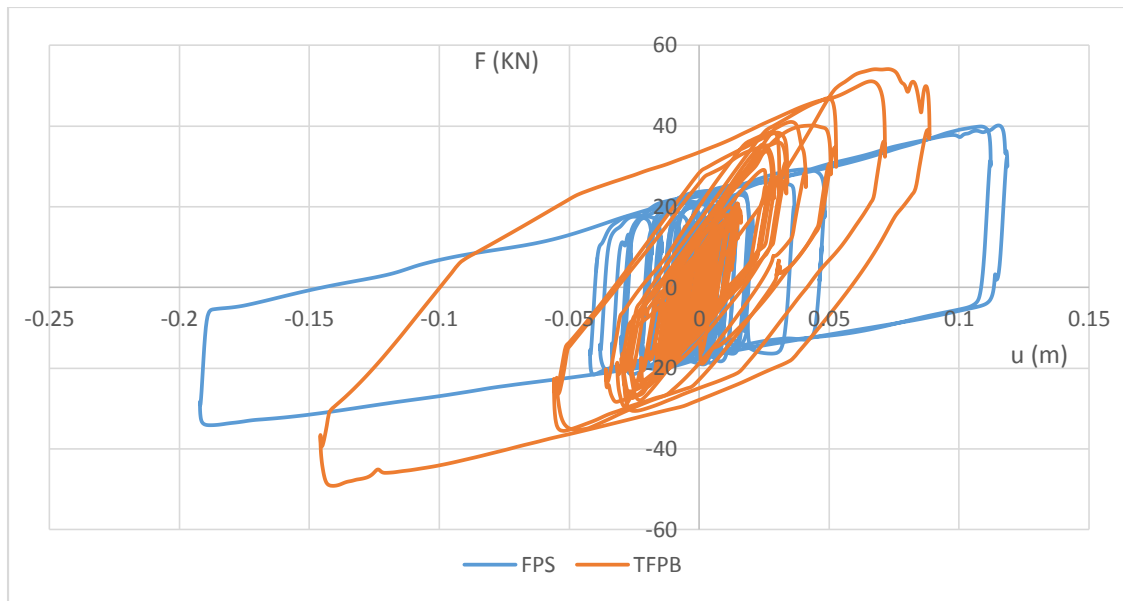
Chi Chi Taiwan 1999 – CHY101



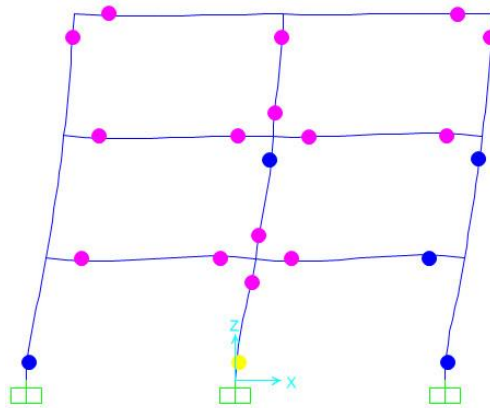
Διάγραμμα 7.20: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



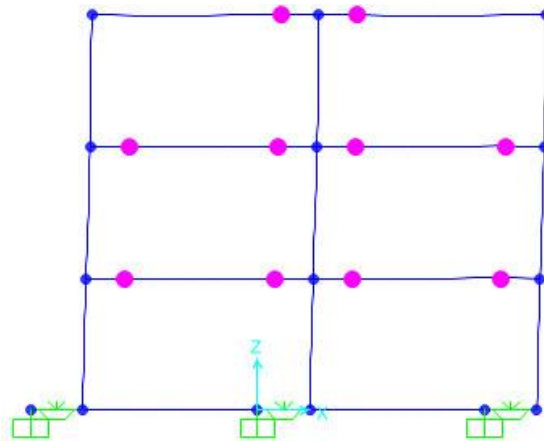
Διάγραμμα 7.21: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



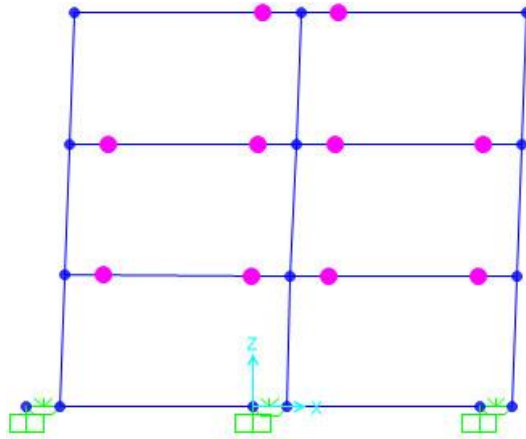
Διάγραμμα 7.22: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.33: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=33s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

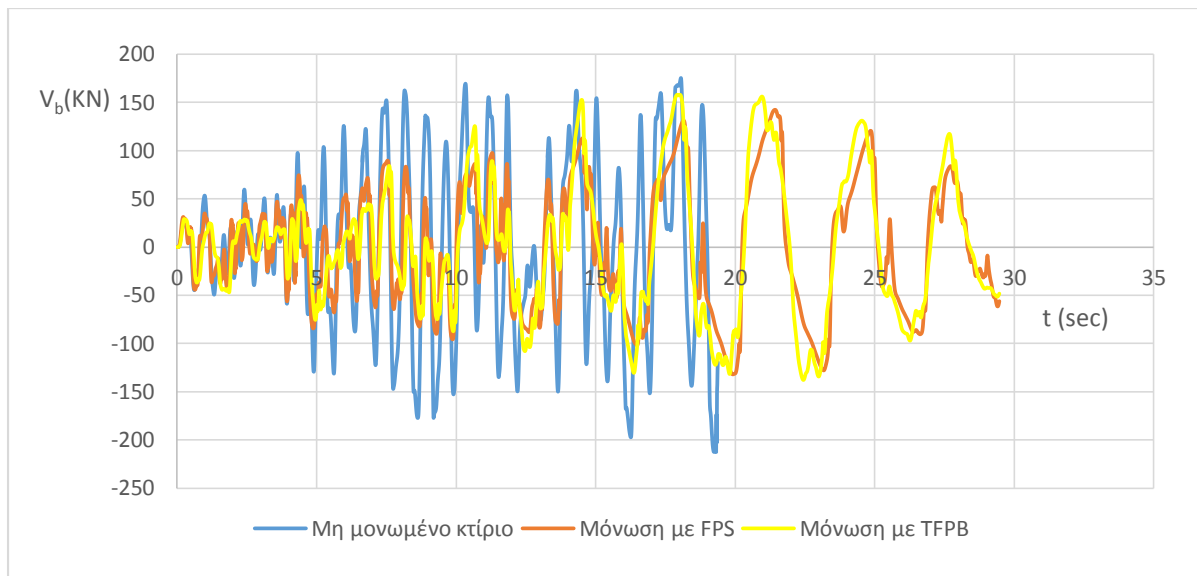


Εικόνα 7.34: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=33s$

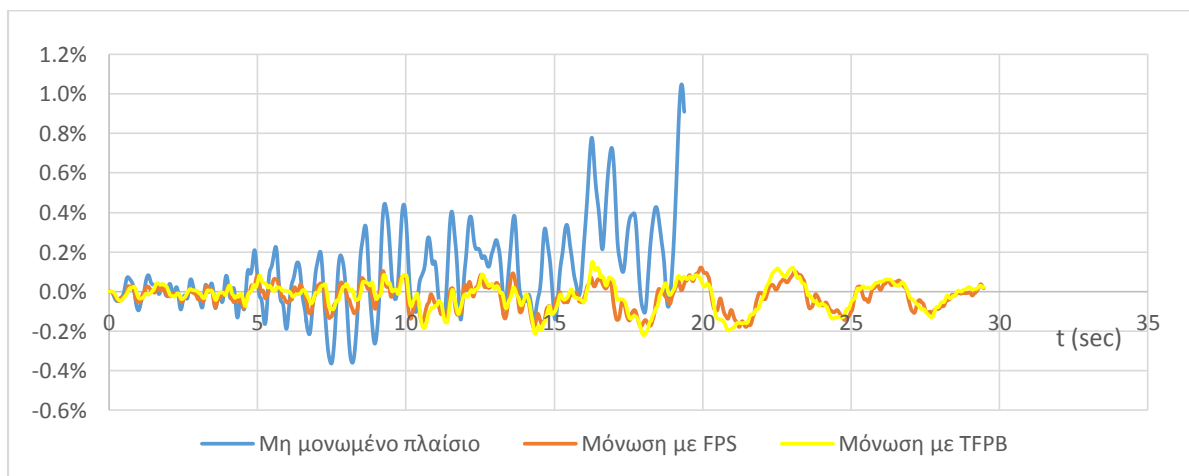


Εικόνα 7.35: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=33s$

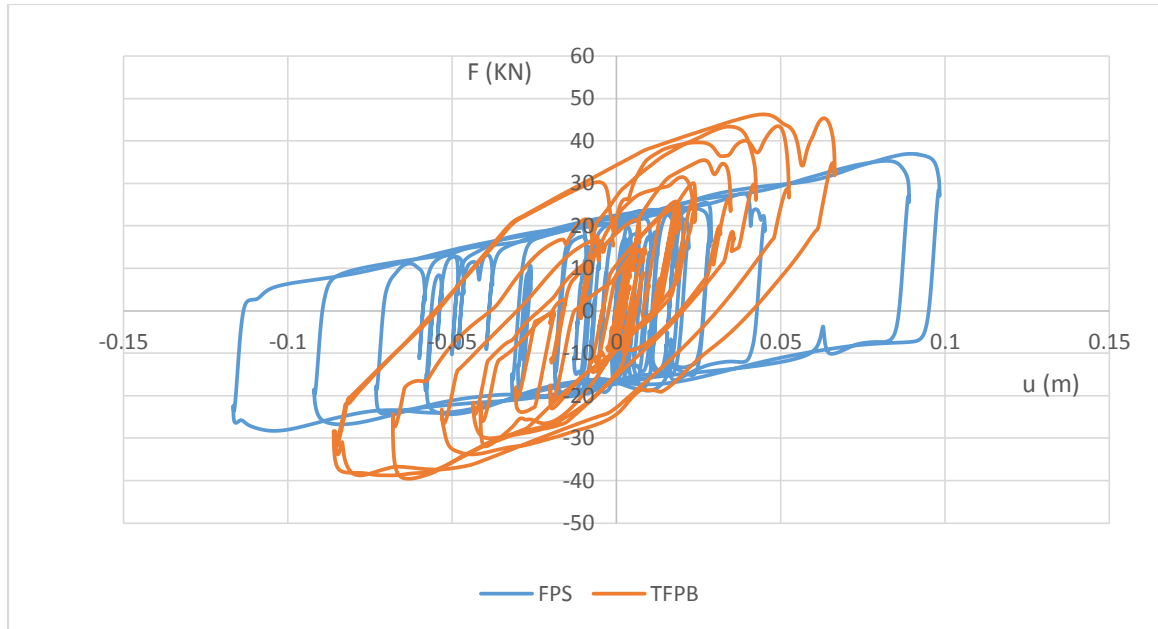
Manjil, Iran 1990 – Abhar



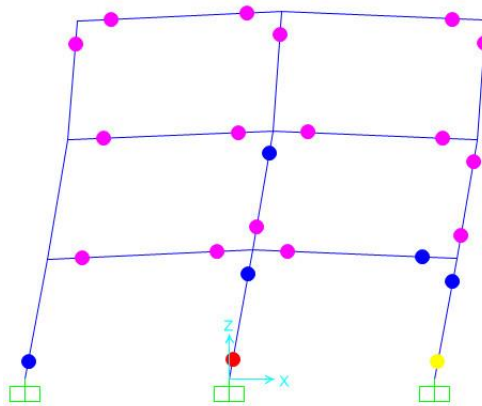
Διάγραμμα 7.23: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



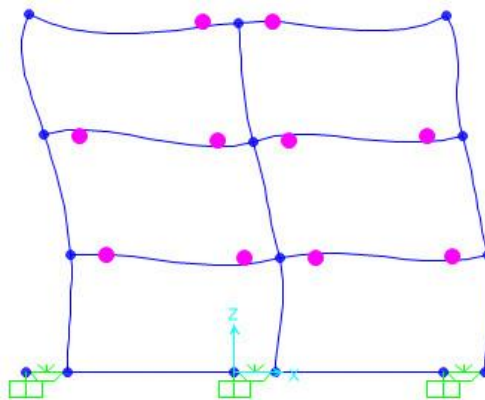
Διάγραμμα 7.24: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



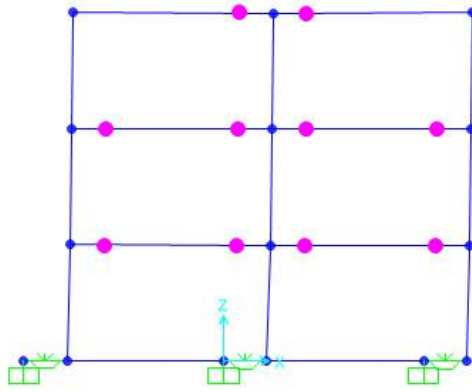
Διάγραμμα 7.25: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.36: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=19.3s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

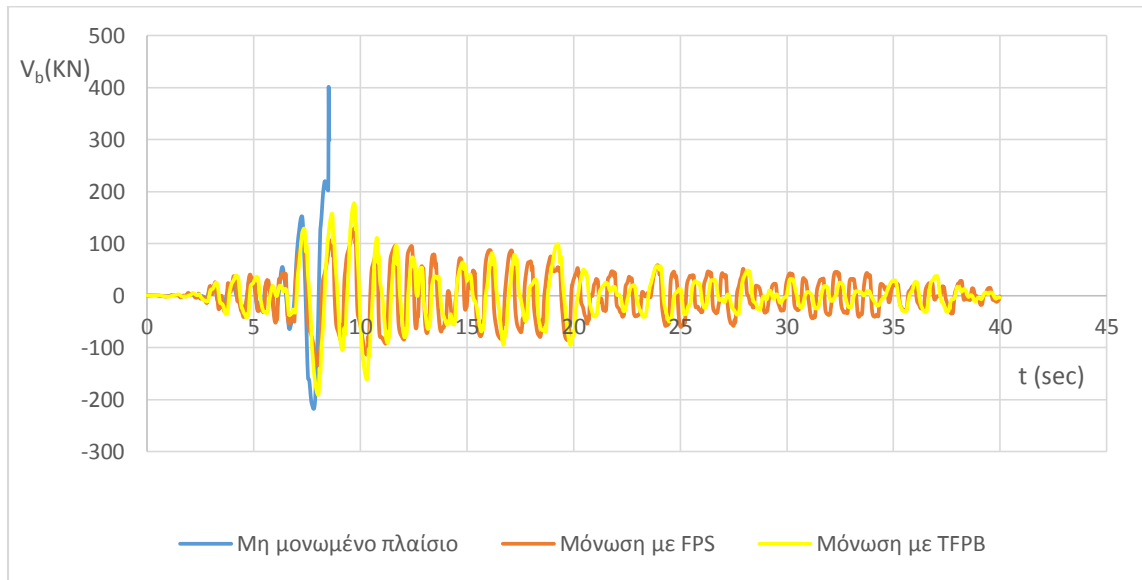


Εικόνα 7.37: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=19.3s$

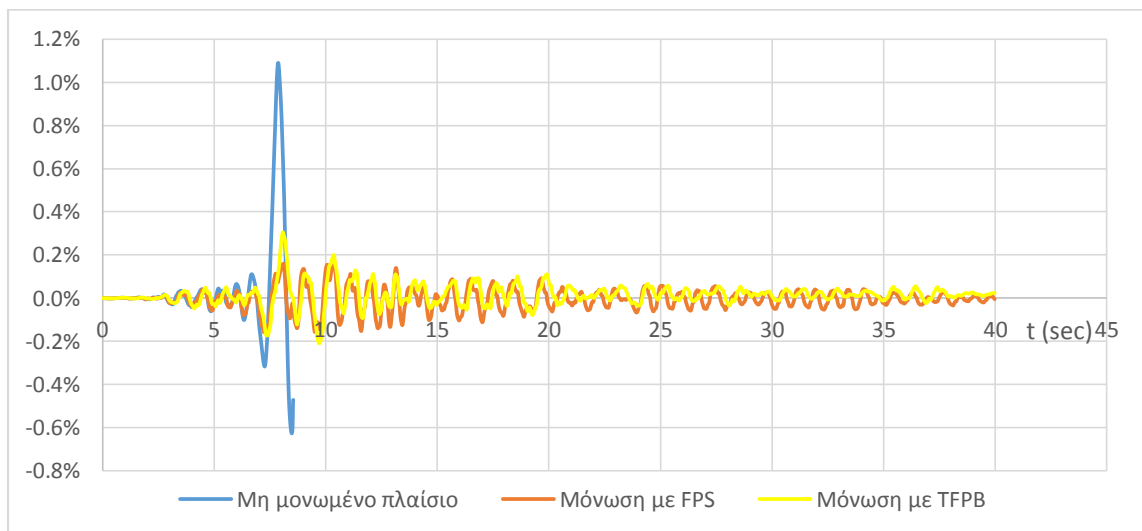


Εικόνα 7.38: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=19.3s$

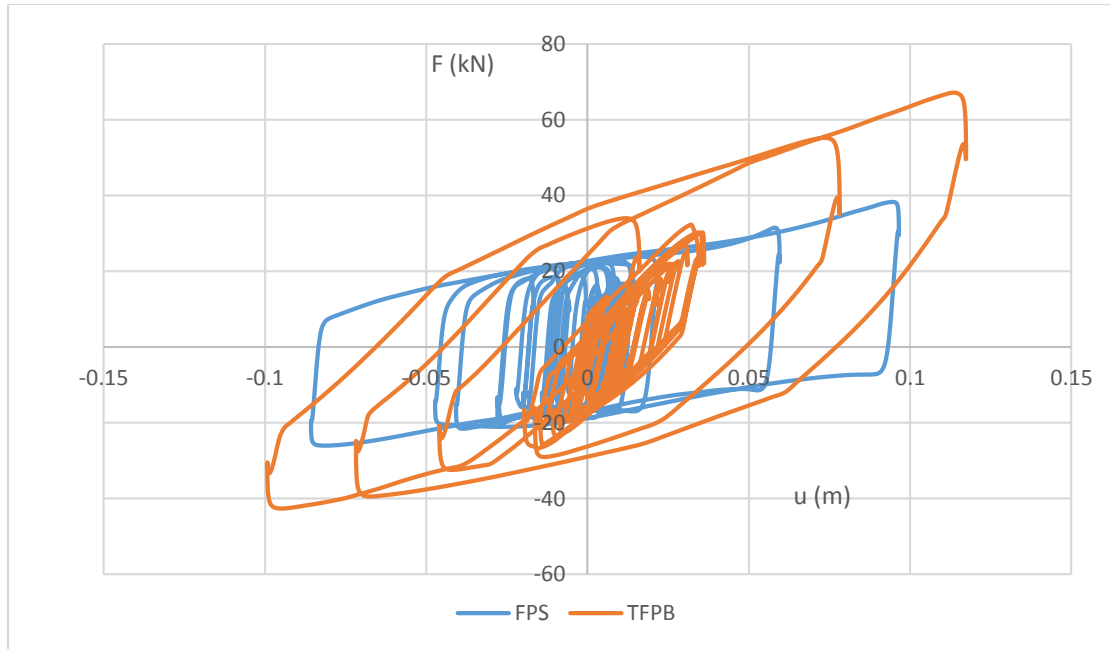
Coalinga 1983 – Parkfield, Fault Zone 14



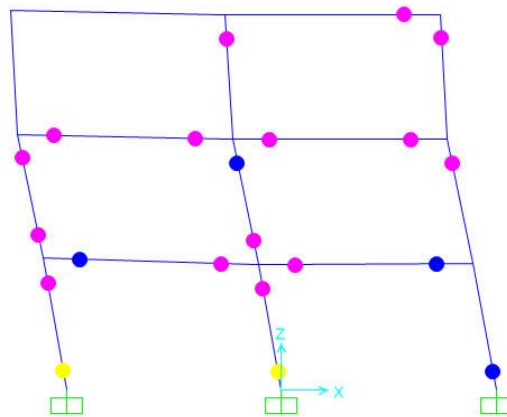
Διάγραμμα 7.26: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



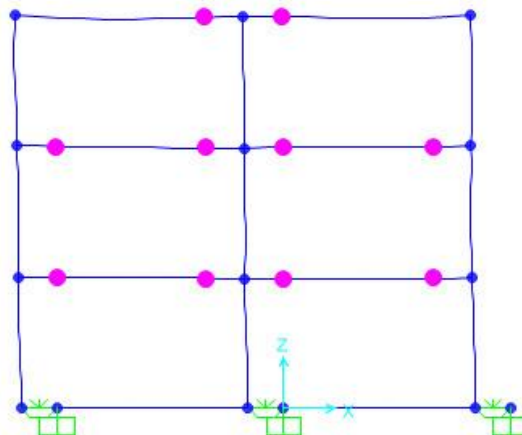
Διάγραμμα 7.27: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



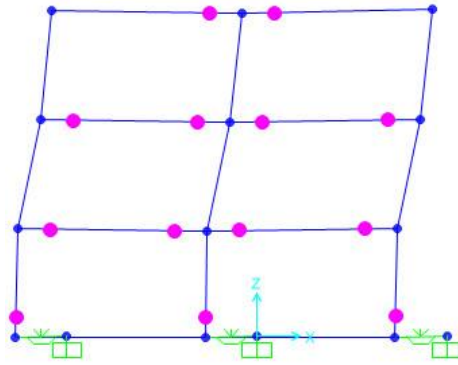
Διάγραμμα 7.28: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.39: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=8.5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

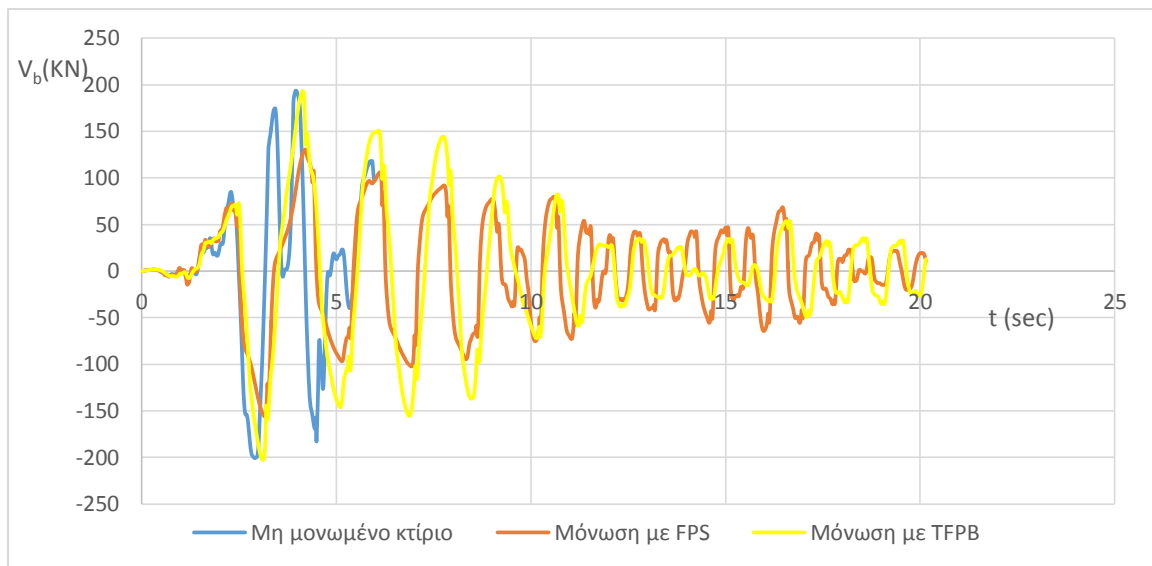


Εικόνα 7.40: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=8.5s$

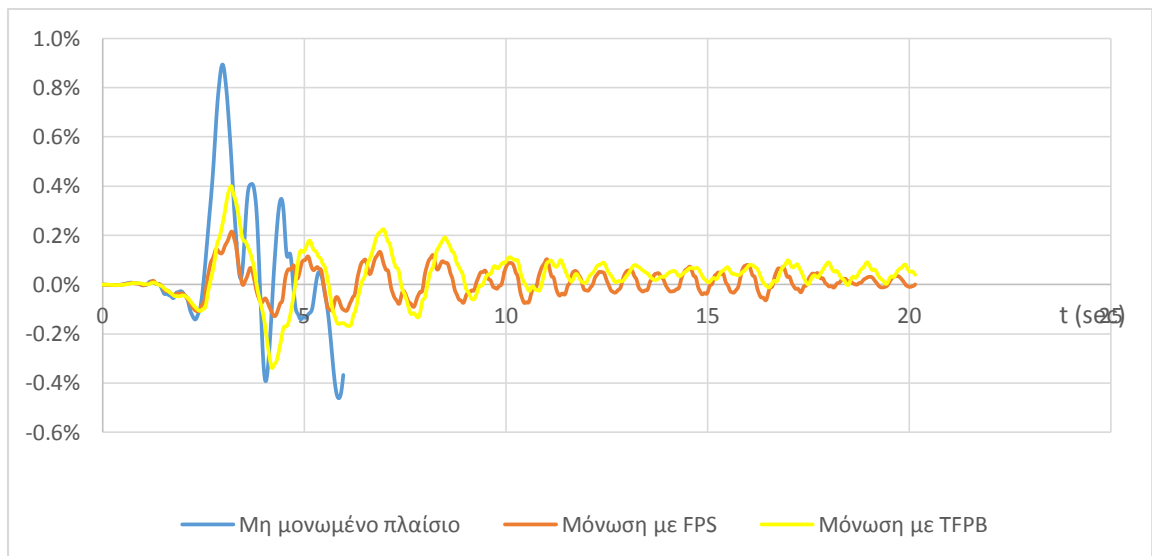


Εικόνα 7.41: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=8.5s$

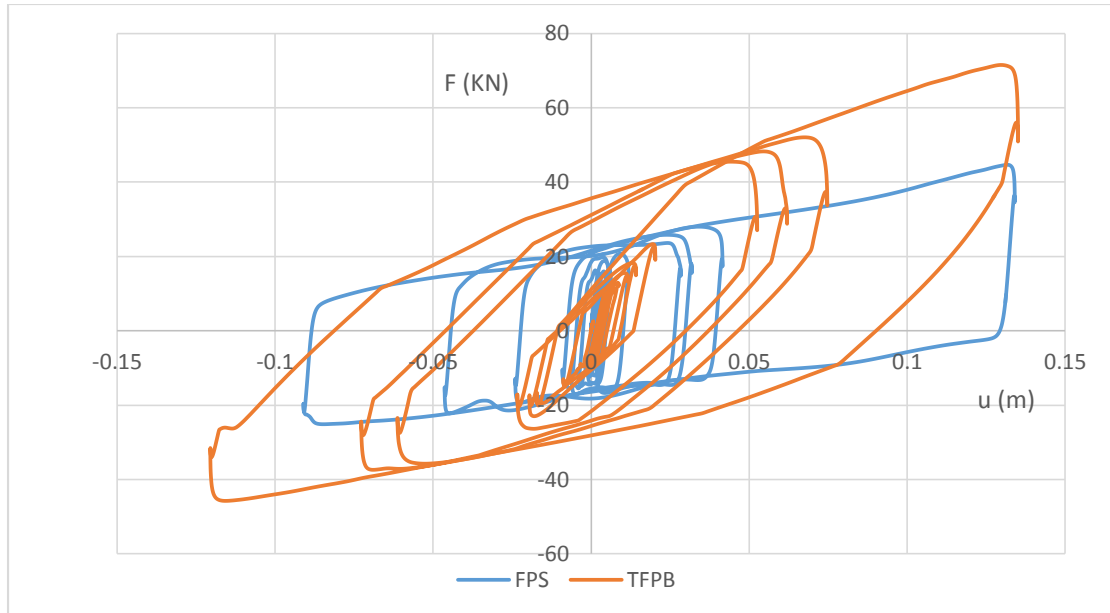
North Palm Springs 1986 – Morongo Valley



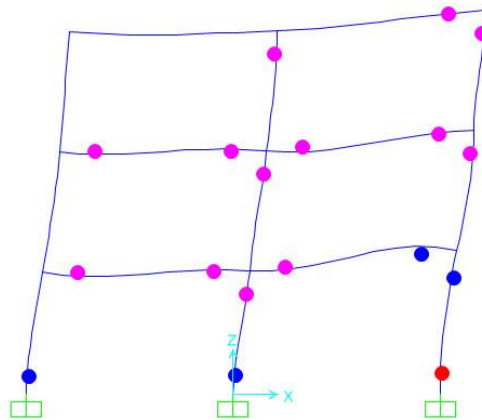
Διάγραμμα 7.29: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



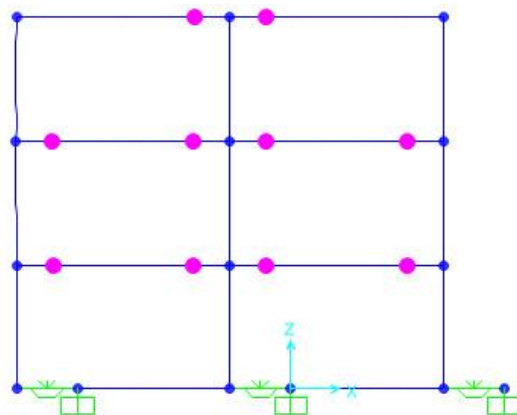
Διάγραμμα 7.30: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



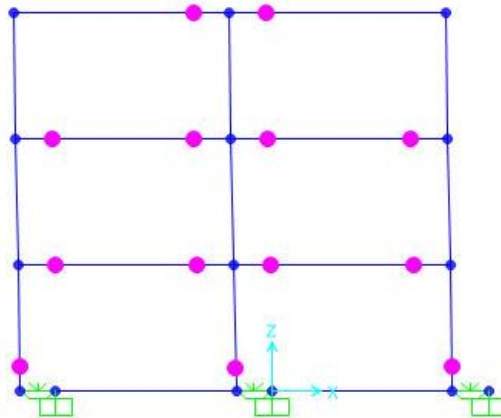
Διάγραμμα 7.31: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.42: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=4.5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

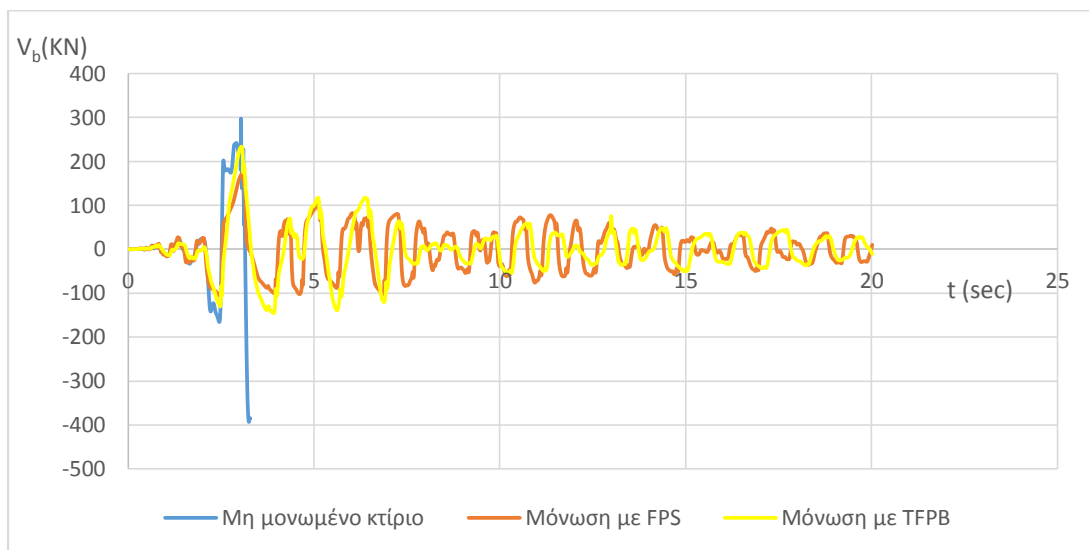


Εικόνα 7.43: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=4.5s$

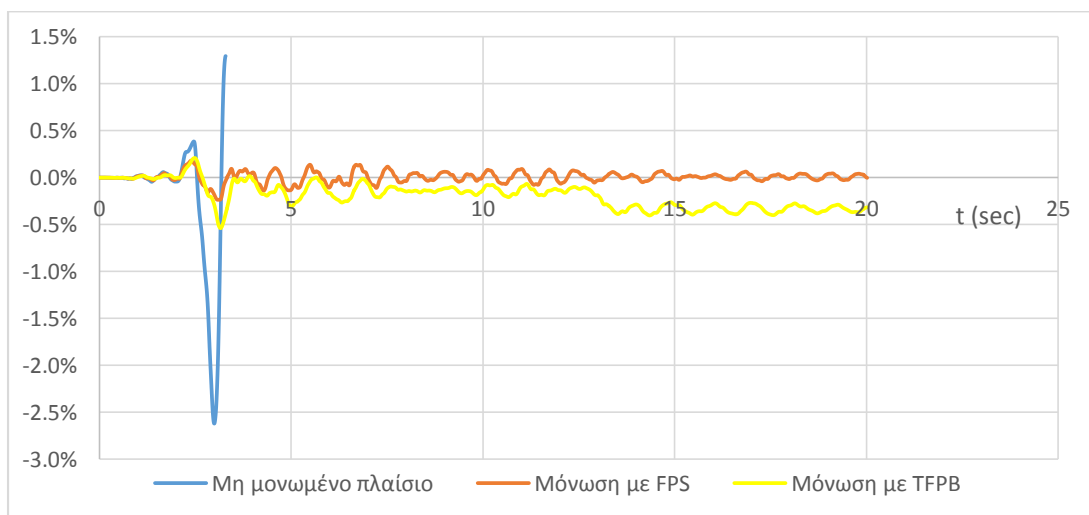


Εικόνα 7.44: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=4.5s$

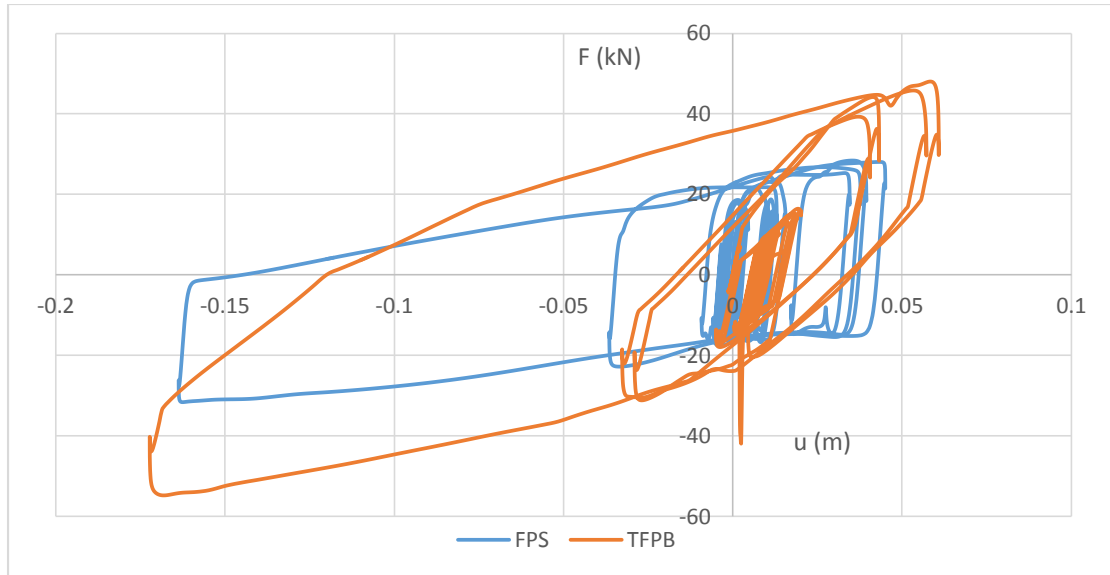
North Palm Springs 1986 – North Palm Springs



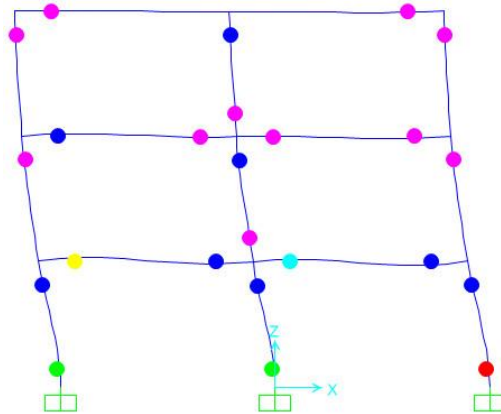
Διάγραμμα 7.32: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



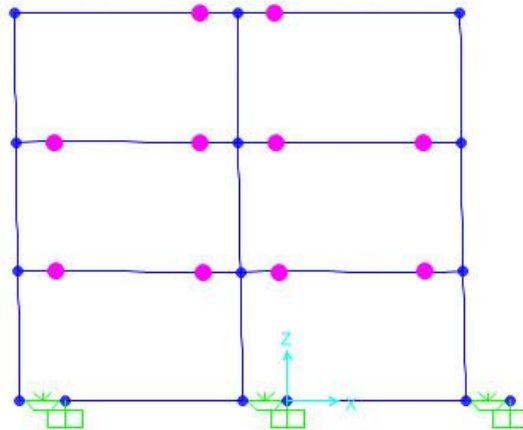
Διάγραμμα 7.33: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισόγειου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



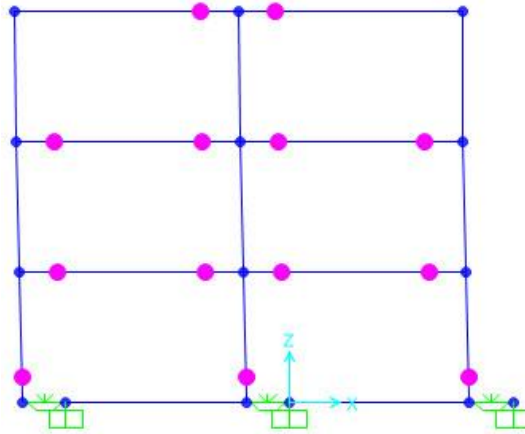
Διάγραμμα 7.34: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα: 7.43: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή της αστοχίας, $t=4.5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

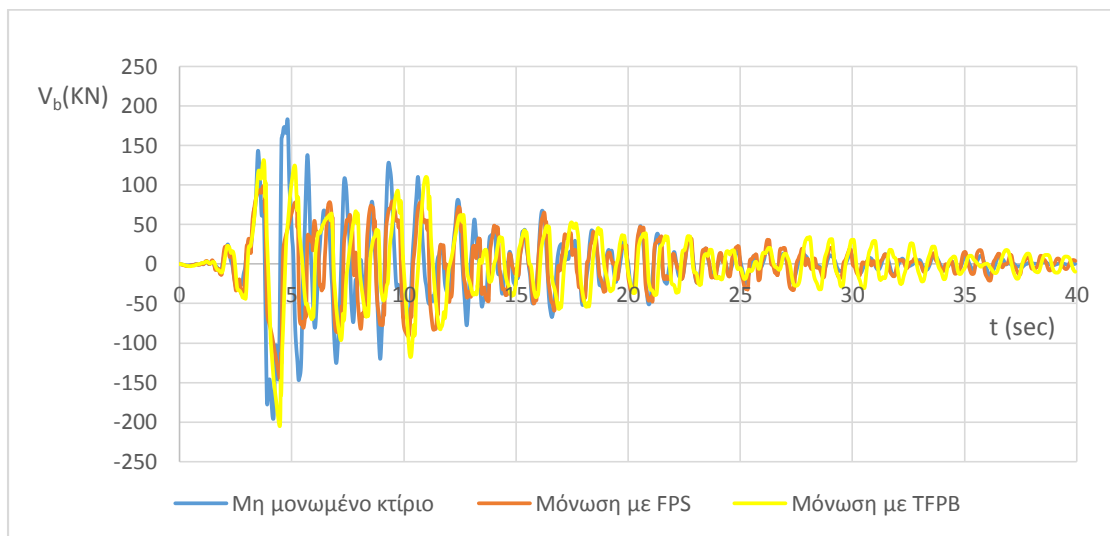


Εικόνα 7.46: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=3.03s$

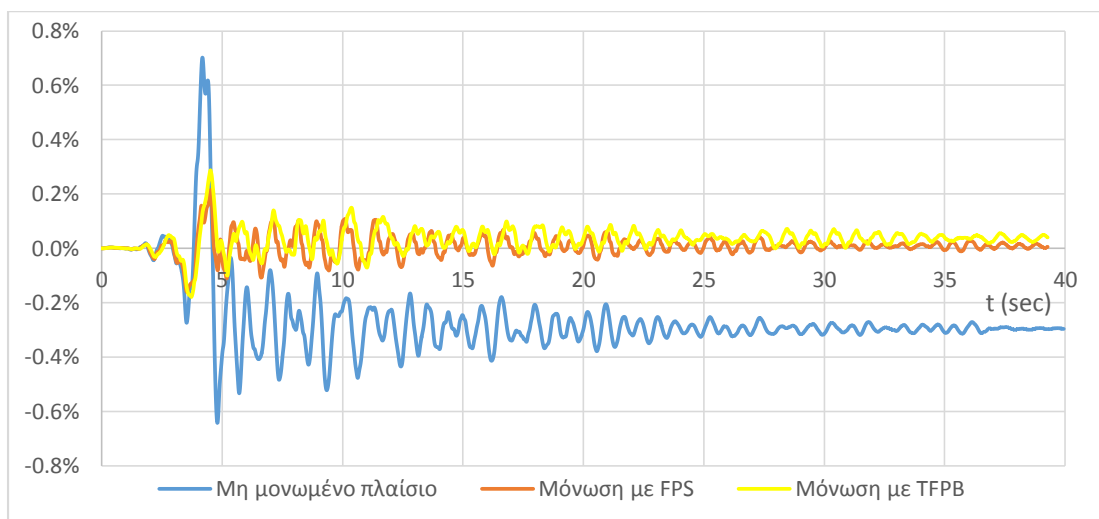


Εικόνα 7.47: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=3.03s$

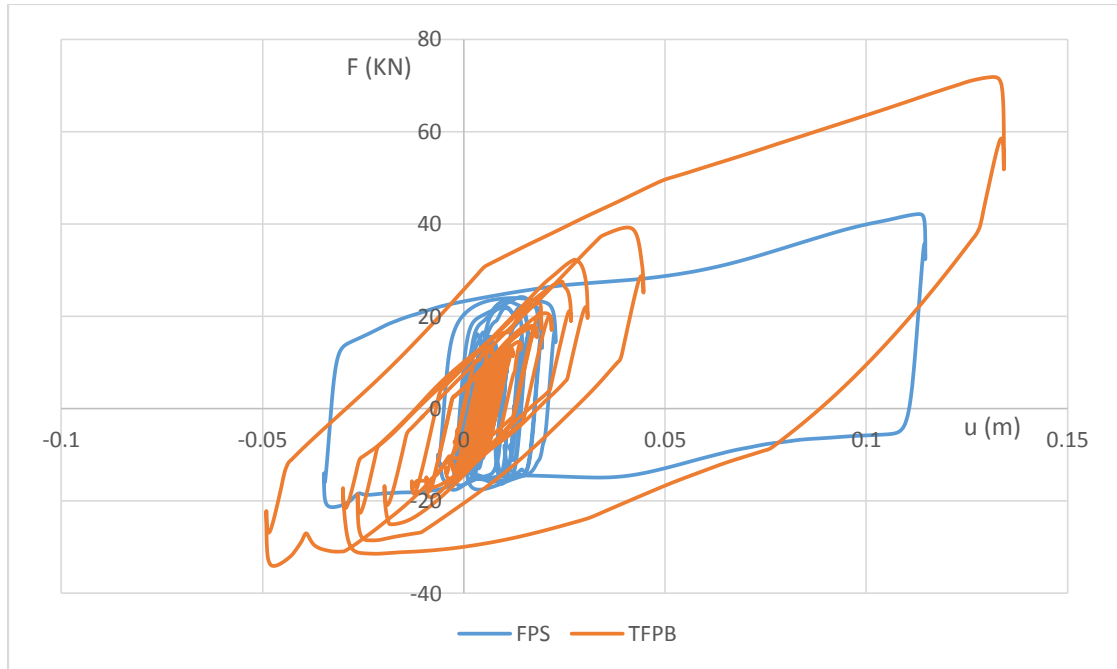
Loma Prieta 1989 – Gilroy, Historic Building



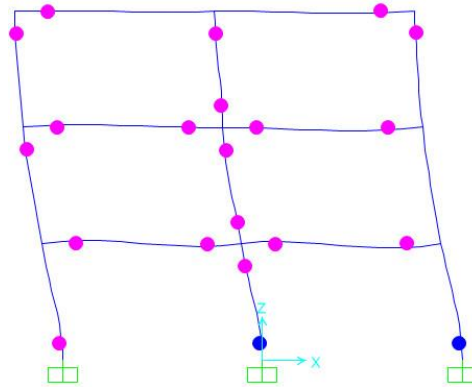
Διάγραμμα 7.35: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



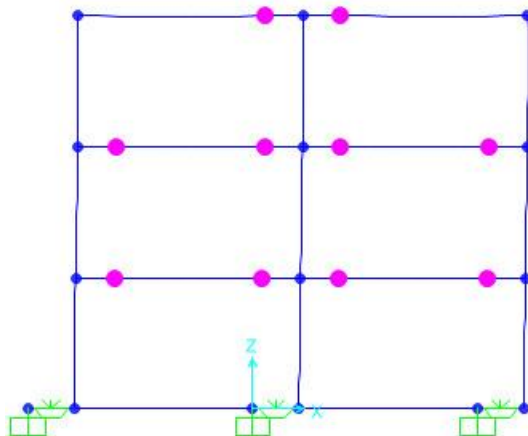
Διάγραμμα 7.36: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισόγειου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



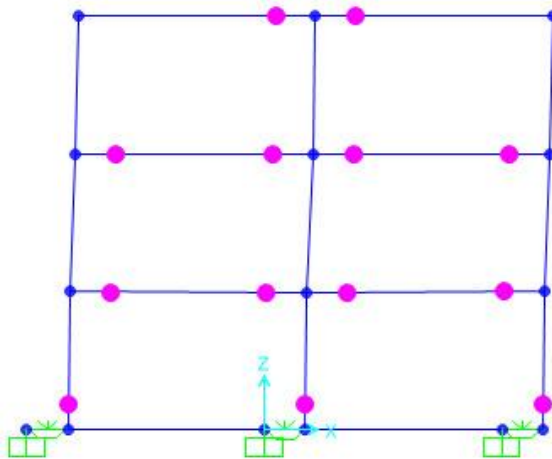
Διάγραμμα 7.37: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα 7.48: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή $t=4.94s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

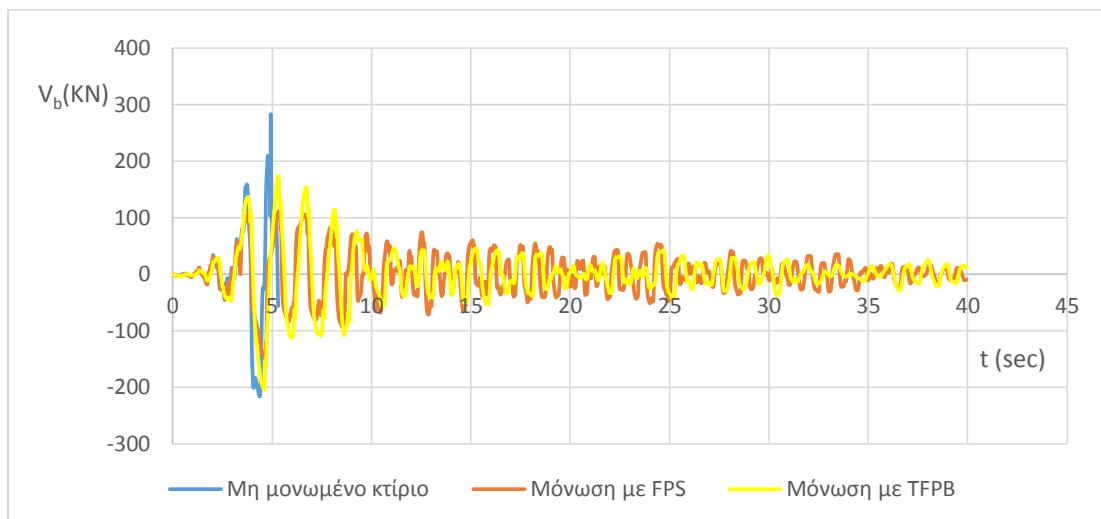


Εικόνα 7.49: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=4.94s$

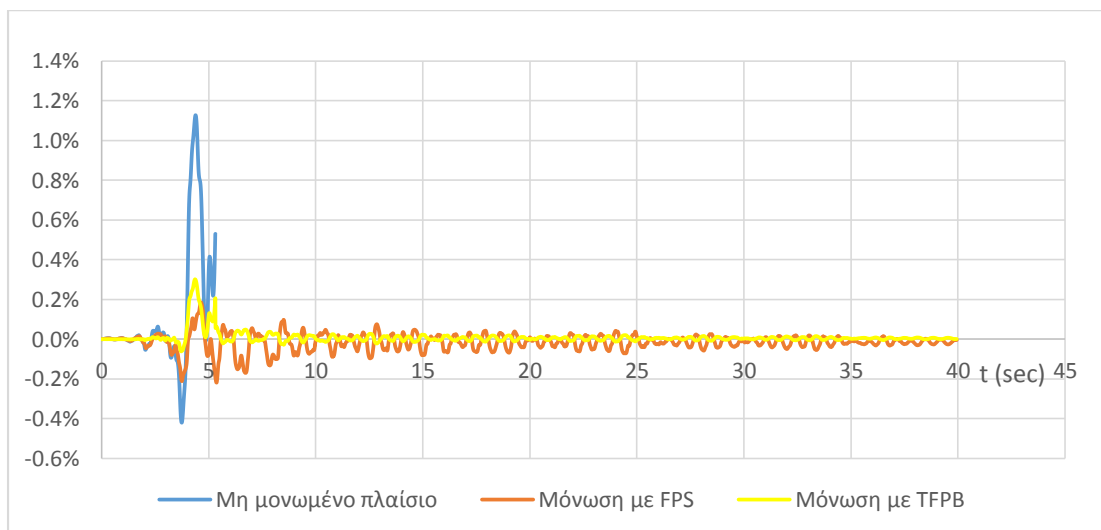


Εικόνα 7.50: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=4.94s$

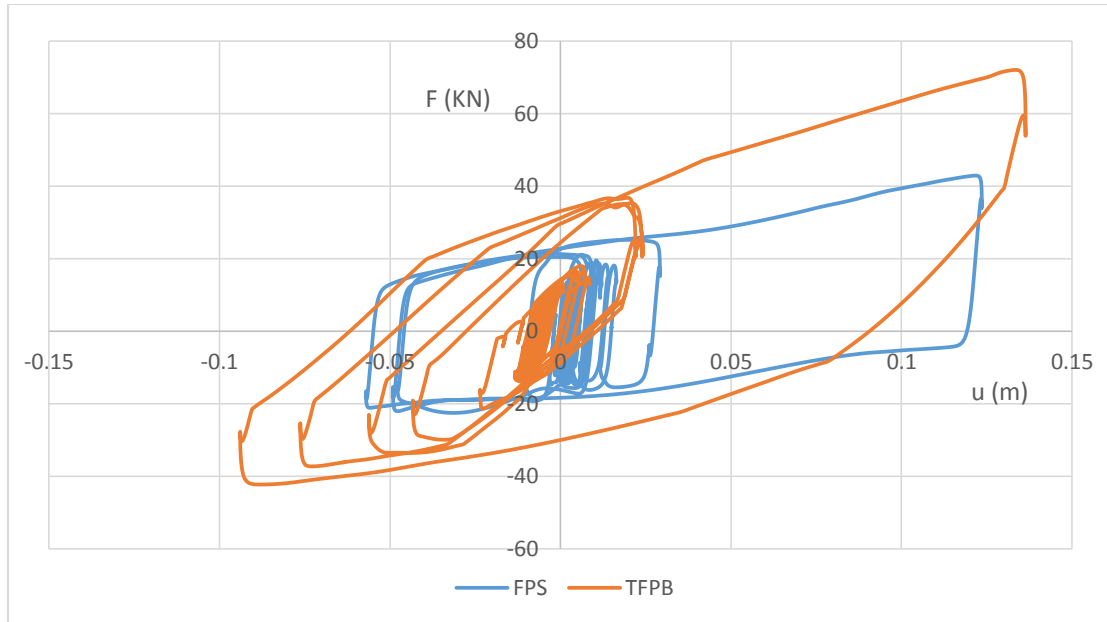
Loma Prieta 1989 – Gilroy, Gilroy Array #2



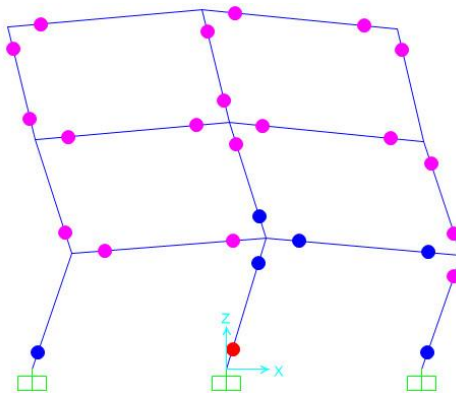
Διάγραμμα 7.38: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



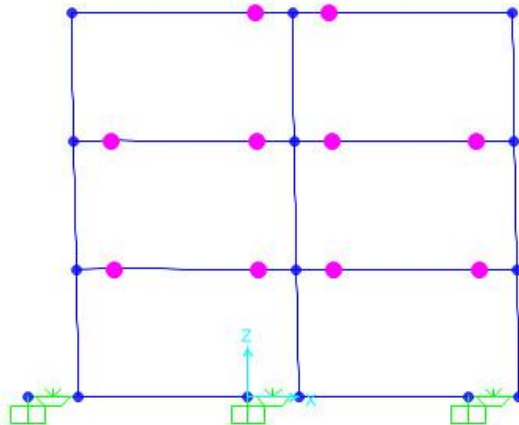
Διάγραμμα 7.39: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισόγειου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



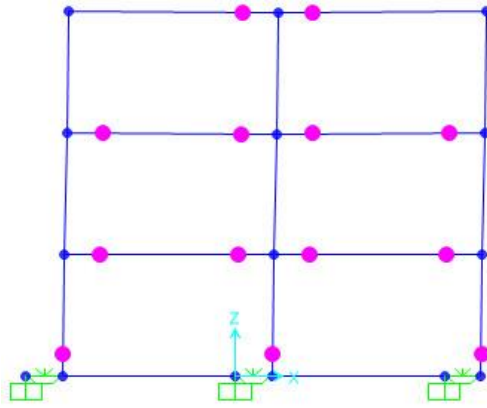
Διάγραμμα 7.40: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα 7.51: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή αστοχίας, $t=5s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

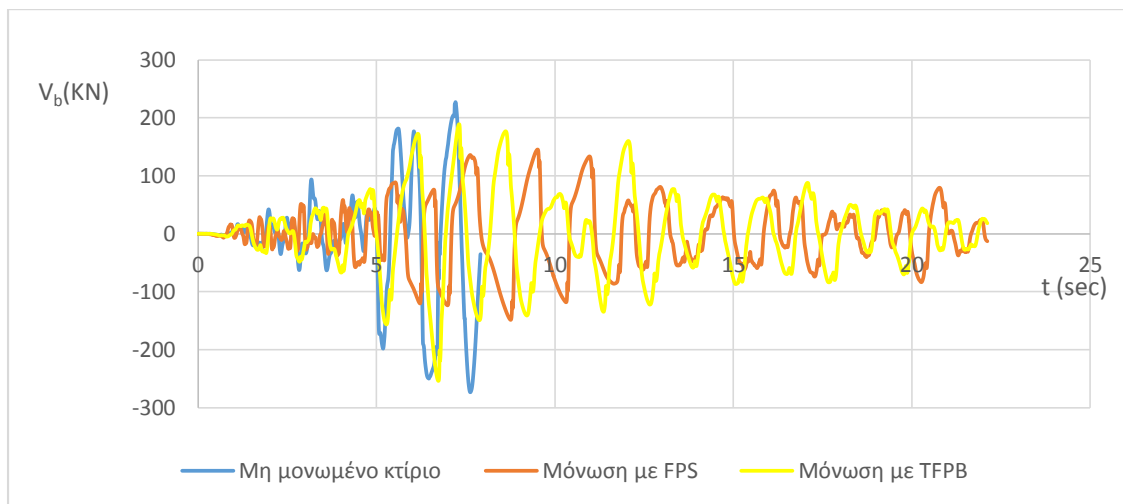


Εικόνα 7.52: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=5s$

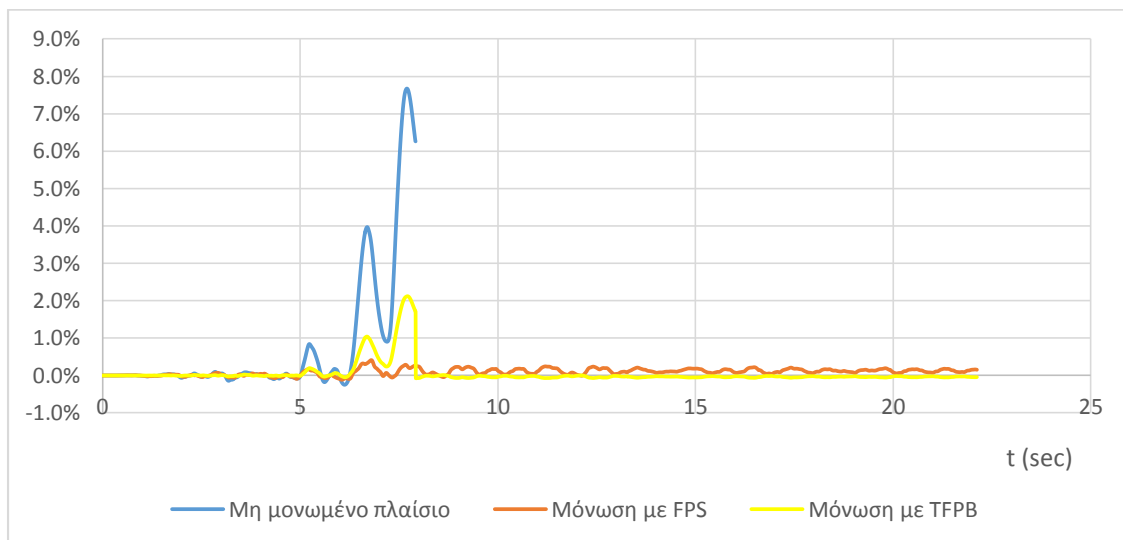


Εικόνα 7.53: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=5s$

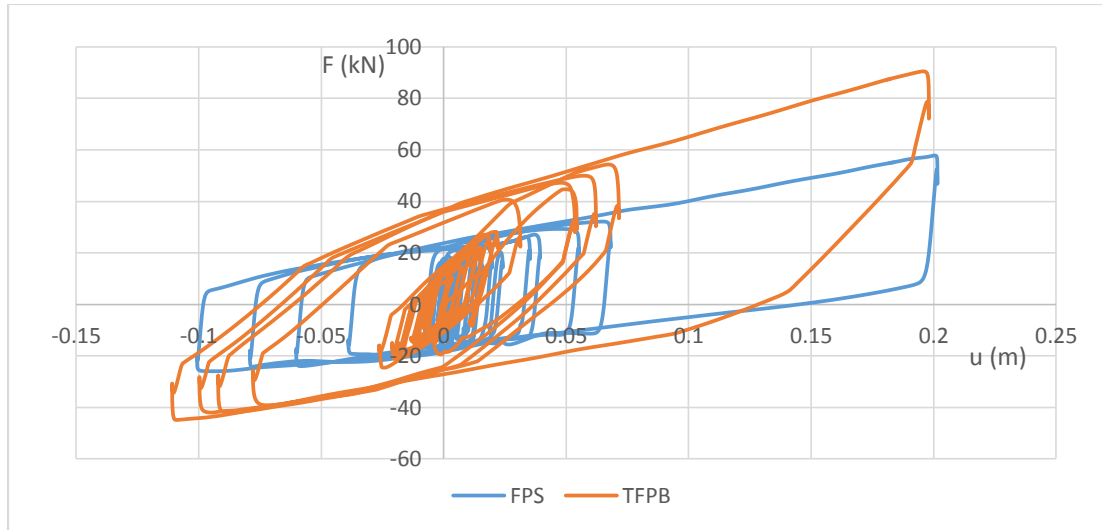
Northridge 1994 – Pardee SCE



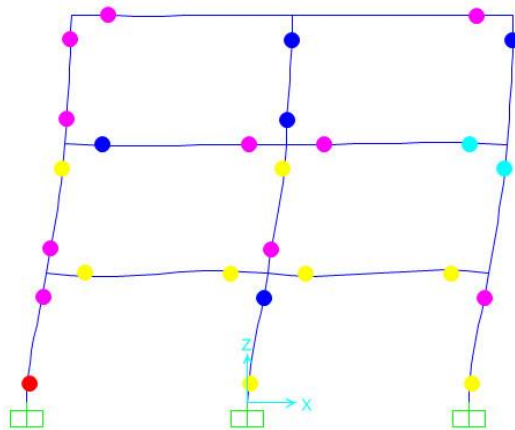
Διάγραμμα 7.41: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



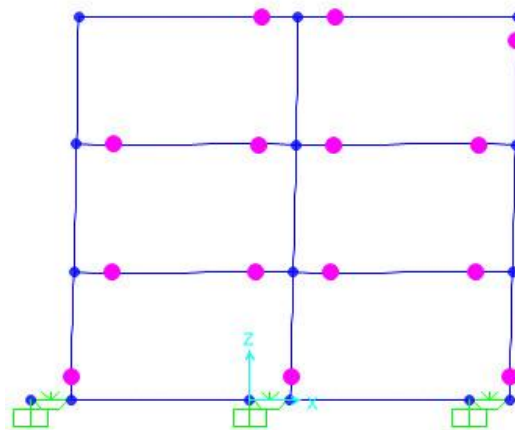
Διάγραμμα 7.42: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισόγειου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



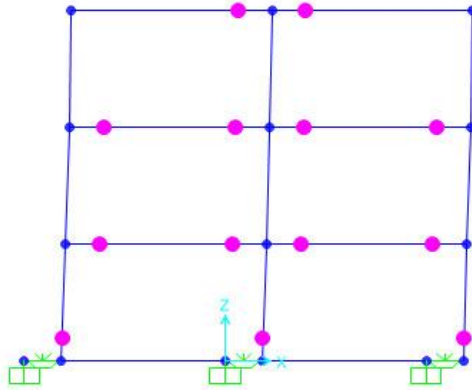
Διάγραμμα 7.43: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα 7.54: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή αστοχίας, $t=6.7s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων

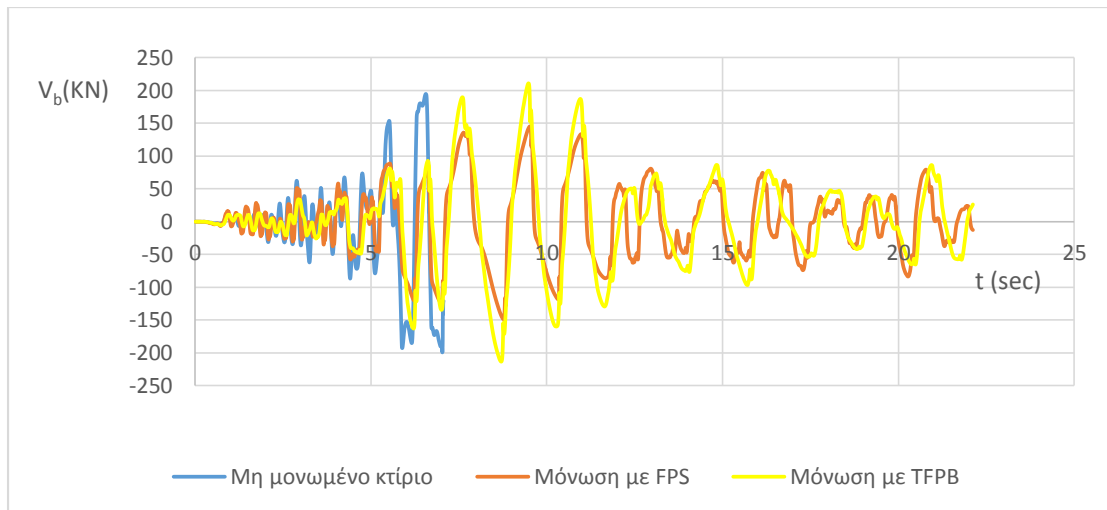


Εικόνα 7.55: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=6.7s$

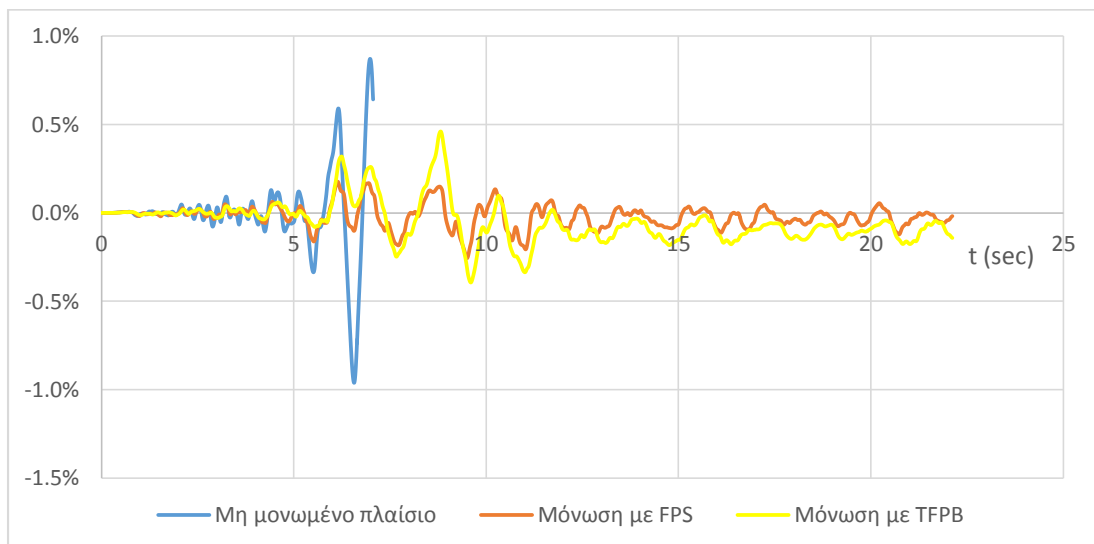


Εικόνα 7.56: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=6.7s$

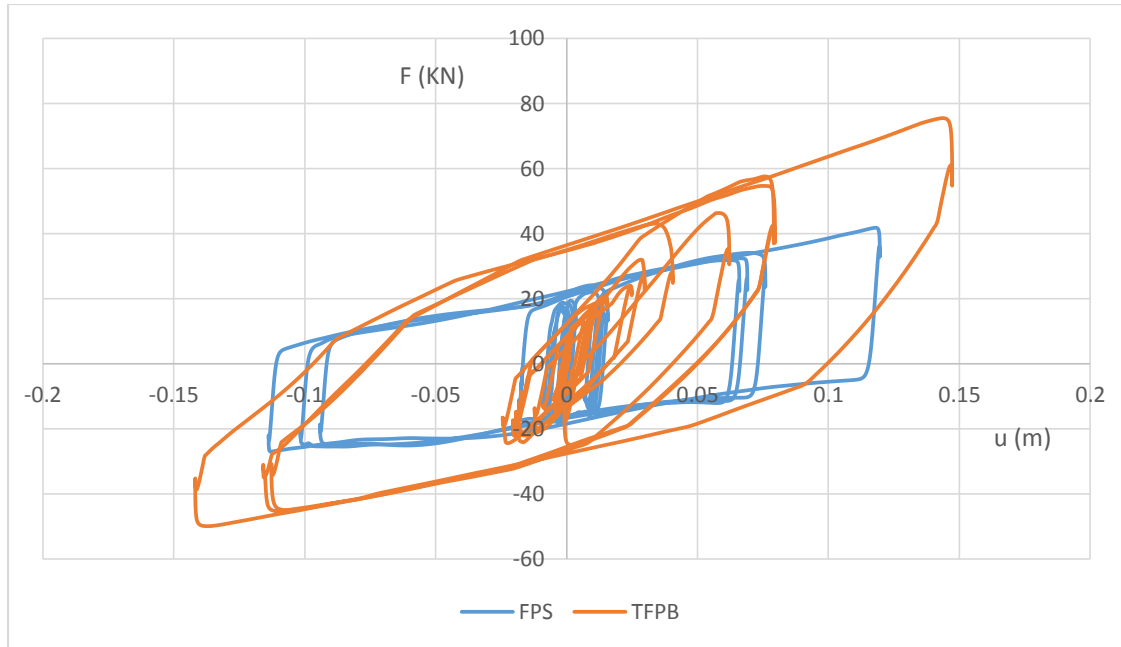
Northridge 1994 – Pardee SCE, εγκάρσια διεύθυνση



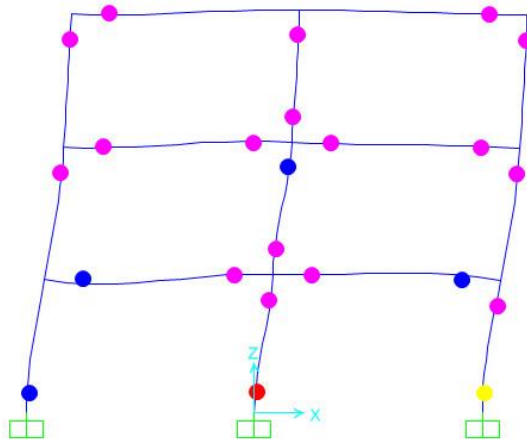
Διάγραμμα 7.44: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



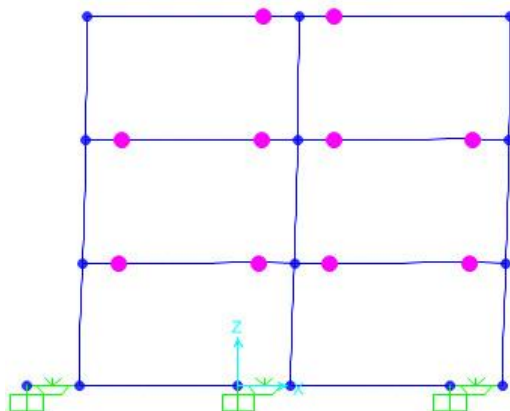
Διάγραμμα 7.45: Συγκριτική παρουσίαση της μεταβολής του drift ισογείου, συναρτήσει του χρόνου, για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων



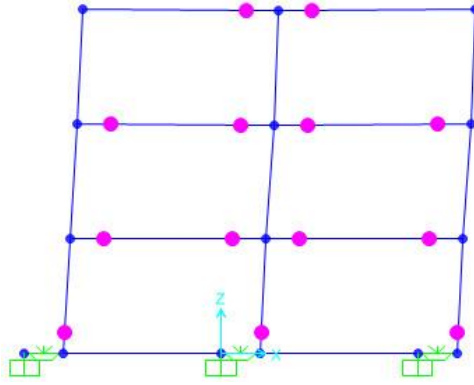
Διάγραμμα 7.46: Βρόχοι υστέρησης εφεδράνων FPS και TFPB



Εικόνα 7.57: Παραμορφωμένη κατάσταση συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, τη χρονική στιγμή αστοχίας, $t=7s$ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων



Εικόνα 7.58: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με FPS τη χρονική στιγμή $t=7s$



Εικόνα 7.59: Παραμορφωμένη κατάσταση πλαισίου, μονωμένου με TFPB τη χρονική στιγμή $t=7s$

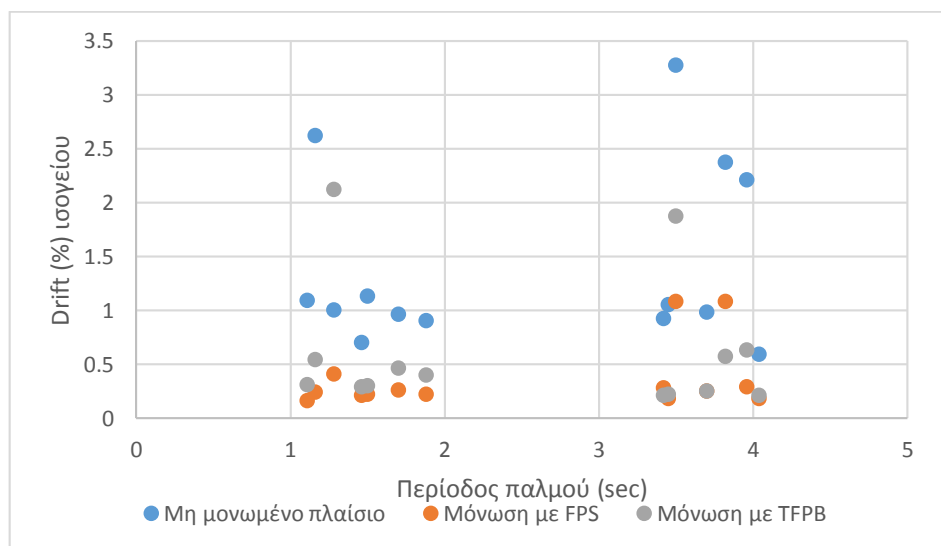
8. Σχολιασμός αποτελεσμάτων και συμπεράσματα

Αρχικά, πρέπει να αναφέρουμε ότι, παρατηρώντας τα συγκριτικά διαγράμματα 7.1 – 7.4, η πλειοψηφία των σεισμικών διεγέρσεων που εφαρμόστηκαν στα τρία πλαίσια, δίνουν αισθητά μεγαλύτερη φασματική επιτάχυνση και μετακίνηση, τόσο για το συμβατικά θεμελιωμένο πλαίσιο με ιδιοπερίοδο 0.72s, όσο και για τα σεισμικά μονωμένα με ιδιοπερίοδο 1.9sec.

Παρατηρώντας την παραμορφωμένη κατάσταση του συμβατικά θεμελιωμένου πλαισίου, διαπιστώνουμε ότι σχεδόν σε όλες τις σεισμικές διεγέρσεις, αστοχεί, έπειτα από ολική αστοχία των υποστυλωμάτων ισογείου. Παράλληλα πλαστικές αρθρώσεις, με διαρροή του οπλισμού έχουν ανοίξει στα άκρα όλων των δομικών μελών. Εξαιρέση αποτελούν οι σεισμικές διεγέρσεις των Imperial Valley 1979 – Holtville Post Office και Loma Prieta 1989 – Gilroy Historic Building, οι οποίες έχουν και την ασθενέστερη φασματική επιτάχυνση 0.33g και 0.30g αντίστοιχα, για $T = 0.72s$

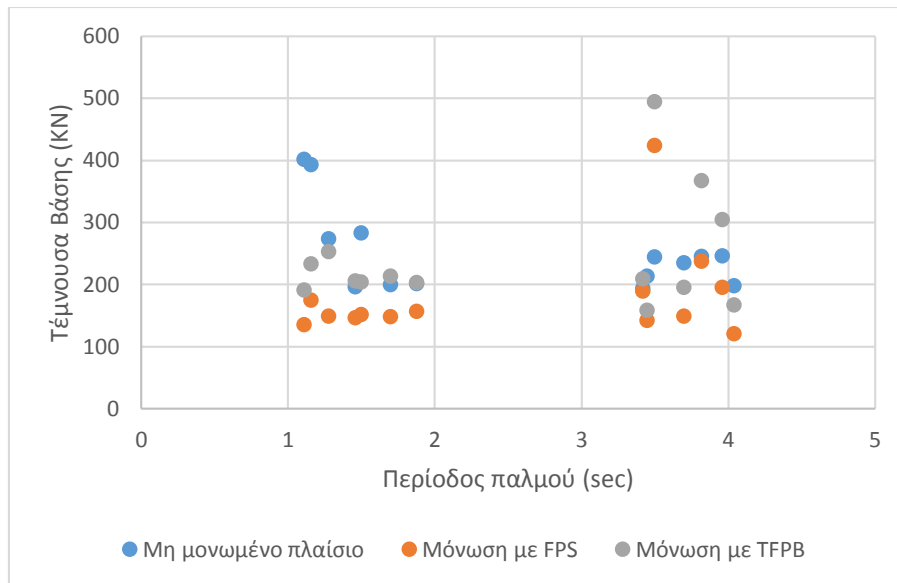
Τα σεισμικά μονωμένα πλαίσια, στους περισσότερους σεισμούς συμπεριφέρονται όπως είναι αναμενόμενο, για φορείς με μόνωση. Όχι μόνο αποφεύγεται η κατάρρευση, λόγω εμφάνισης εκτεταμένων βλαβών στα δομικά μέλη της κατασκευής, αλλά τα πλαίσια ταλαντώνονται σαν άκαμπτοι φορείς και οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι χαμηλές, κάτι που επιβεβαιώνεται από τα χαμηλά επίπεδα του drift ισογείου, που κυμαίνεται γύρω στο 0.5%, σε αντίθεση με το συμβατικά θεμελιωμένο πλαίσιο που παρουσιάζει τριπλάσιο περίπου μέγεθος σχετικών μετακινήσεων. Ελάχιστες ρωγμές, από διαρροή οπλισμού, παρατηρούνται στις δοκούς της ανωδομής, οι οποίες όμως δεν έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή. Η απόκριση της ανωδομής θεωρείται ταυτόσημη και στα δύο συστήματα μόνωσης.

Η περίοδος του παλμού, δείχνει να μην επηρεάζει τα εξαγόμενα αποτελέσματα. Συγκεκριμένα, η σχετική μετακίνηση ισογείου κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα και για τις δύο ομάδες σεισμών που εφαρμόστηκαν. Μεγαλύτερη διασπορά των αποτελεσμάτων παρατηρείται στους σεισμούς με περίοδο παλμού 3 – 4sec.



Διάγραμμα 8.1: Συγκριτική παρουσίαση του drift ισογείου, συναρτήσει της περιόδου του παλμού για τις δύο ομάδες σεισμικών διεγέρσεων που δοκιμάστηκαν

Αναφορικά με την τέμνουσα βάσης, η εφαρμογή ενός συστήματος μόνωσης με εφέδρανα FPS, αποφέρει μια μέση μείωσή της, της τάξης του 25%. Ομοίως και σε αυτό το μέγεθος, οι δύο διαφορετικές περίοδοι του παλμού έδωσαν τα ίδια επίπεδα τέμνουσας βάσης και στις τρεις περιπτώσεις πλαισίων.



Διάγραμμα 8.2: Συγκριτική παρουσίαση της τέμνουσας βάσης, συναρτήσει της περιόδου του παλμού για τις δύο ομάδες σεισμικών διεγέρσεων που δοκιμάστηκαν

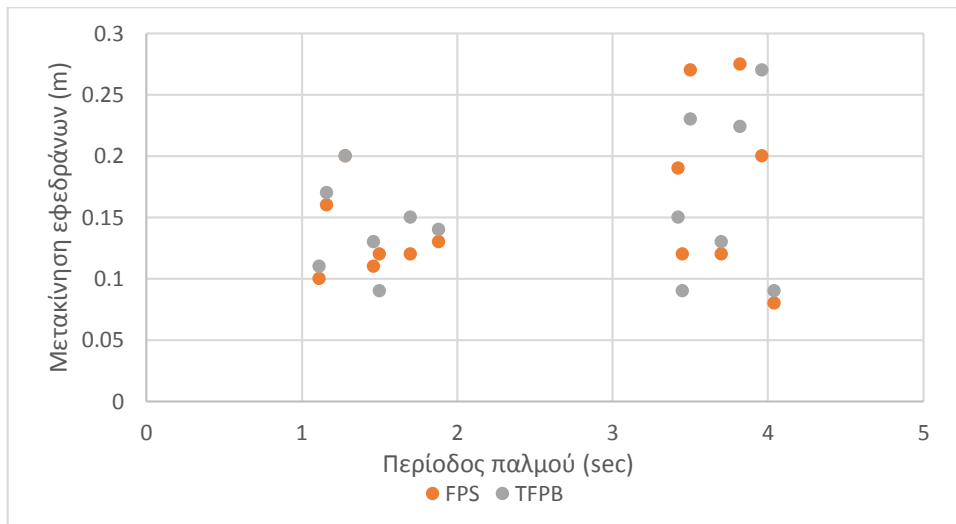
Όσον αφορά τους βρόχους υστέρησης των εφεδράνων, για την περίπτωση των εφεδράνων FPS, διαπιστώνουμε πως το μοντέλο του σχήματος 2.2, εκφράζει με ακρίβεια τη συμπεριφορά τους. Ταυτόχρονα, η μελέτη των βρόχων υστέρησης μας δίνει πληροφορίες για τις μέγιστες μετατοπίσεις των εφεδράνων, κατά τη διάρκεια των σεισμικών διεγέρσεων, οι οποίες παρουσιάζονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα:

| Κωδικός επιταχυνσιο-γραφήματος | Όνομασία - Χρονολογία - Σταθμός Καταγραφής | Μέγιστη μετακίνηση εφεδράνων $d_{b,an}$ (cm) | |
|--------------------------------|--|--|------|
| | | FPS | TFPB |
| 00170T | Imperial Valley 1979 - EC County Center FF | 0.12 | 0.13 |
| 00180T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #5 | 0.275 | 0.23 |
| 00181T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #6 | 0.2 | 0.27 |
| 00182T | Imperial Valley 1979 - El Centro Array #7 | 0.27 | 0.23 |
| 00185T | Imperial Valley 1979 - Holtville Post Office | 0.08 | 0.09 |
| 01244L | Chi-Chi, Taiwan 1999 - CHY101 | 0.12 | 0.09 |
| 01634T | Manjil, Iran 1990 - Abhar | 0.19 | 0.15 |
| _00338L | Coalinga 1983 - Parkfield, Fault Zone 14 | 0.1 | 0.11 |
| _00527T | N. Palm Springs 1986 - Morongo Valley | 0.13 | 0.14 |
| _00529L | N. Palm Springs 1986 - North Palm Springs | 0.16 | 0.17 |
| _00764L | Loma Prieta 1989 - Gilroy, Historic building | 0.11 | 0.13 |

| | | | |
|---------|--|------|------|
| _00766T | Loma Prieta 1989 - Gilroy, Gilroy Array #2 | 0.12 | 0.09 |
| _01054L | Northridge 1994 - Pardee SCE | 0.2 | 0.2 |
| _01054T | Northridge 1994 - Pardee SCE | 0.12 | 0.15 |

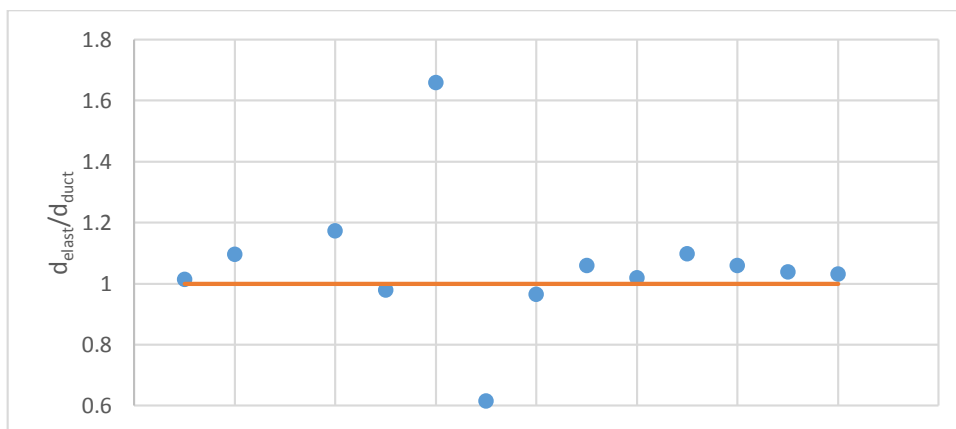
Πίνακας 8.1: Συγκεντρωτική παρουσίαση μέγιστων μετατοπίσεων εφεδράνων

Οι μετατοπίσεις των δύο τεχνολογιών των εφεδράνων είναι περίπου ίδιες, στο σύνολο των σεισμών που δοκιμάστηκαν. Τα μεγαλύτερα περιθώρια μετατοπίσεων, της τάξης των 60cm, των εφεδράνων TFPB, δεν εξαντλήθηκαν σε καμία σεισμική διέγερση. Η περίοδος του παλμού, όσο αυξάνεται, προς τις τιμές 3 – 4 sec, τείνει να αυξήσει τις μετατοπίσεις των εφεδράνων, όπως φαίνεται και στο διάγραμμα που ακολουθεί:

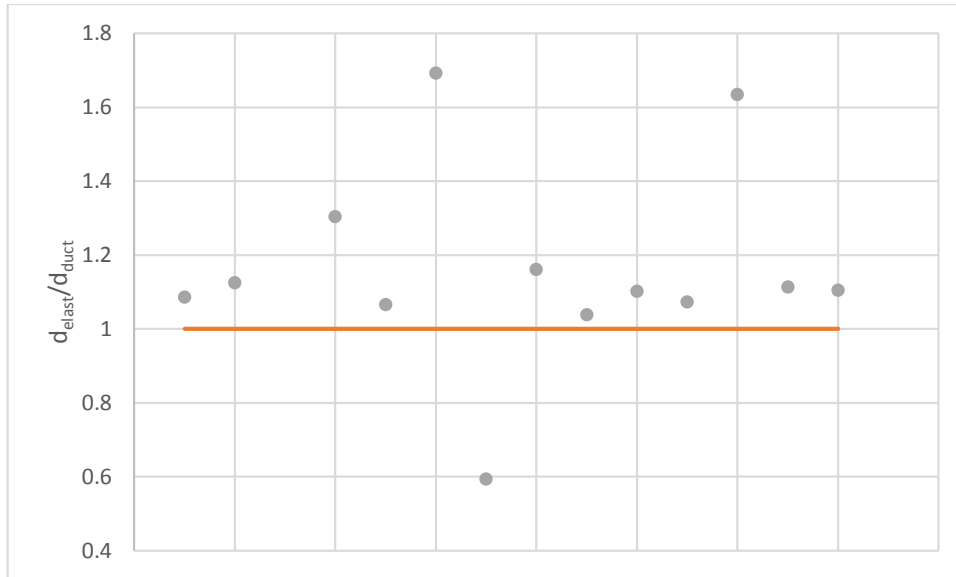


Διάγραμμα 8.3: Συγκριτική παρουσίαση των μετατοπίσεων των εφεδράνων, συναρτήσει της περιόδου του παλμού για τις δύο ομάδες σεισμικών διεγέρσεων που δοκιμάστηκαν

Ενδιαφέρον, τέλος, παρουσιάζει, η σύγκριση των μετακινήσεων των εφεδράνων, ανάλογα με τη θεώρηση της συμπεριφοράς της ανωδομής. Παρουσία της σεισμικής μόνωσης, θεωρούμε ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά. Έτσι, παρά την εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στο μοντέλο της ανάλυσης, αναμένουμε την μη είσοδο των διατομών στην πλαστική περιοχή. Οι αναλύσεις των σεισμικά μονωμένων πλαισίων εκτελέστηκαν και με τις δύο θεωρήσεις και η συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης φαίνεται στα παρακάτω διαγράμματα:



Διάγραμμα 8.4: Λόγος μετακινήσεων εφεδράνων FPS, για ελαστική και πλαστική θεώρηση της ανωδομής



Διάγραμμα 8.5: Λόγος μετακινήσεων εφεδράνων TFPB, για ελαστική και πλαστική θεώρηση της ανωδομής

Τα διαγράμματα επιβεβαιώνουν ότι παρά την παραδοχή για ελαστική απόκριση της κατασκευής, οι μετακινήσεις των εφεδράνων TFPB είναι περίπου 1.2 φορές μικρότερες, όταν στην ανωδομή θεωρήσουμε εφικτή τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων. Για τα εφέδρανα FPS, οι μετακινήσεις είναι περίπου ίδιες και στις δύο θεωρήσεις.

9. Βιβλιογραφία

1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004
2. Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007
3. Giarlelis C., Kostikas C., Lamprinou E., Dalakiouridou M. (2008) Dynamic behavior of a seismic isolated structure in Greece, 14th WCEE
4. Constantinou M., Fenz D. (2008) Mechanical behavior of multi-spherical sliding bearings, Technical Report MCEER-08-0007
5. Kelly T. (2001) Base isolation of structures – Design guidelines, Holmes Consulting Group Ltd
6. Naeim F., Kelly J. (1999) Design of seismic isolated structures – From theory to practice, John Wiley & Sons, Inc
7. Takalkar N, Paul D. (2012) Seismic response of friction pendulum isolated medium rise multistory buildings, International Journal of Engineering Science and Technology
8. Zayas V, Low S (2000) Seismic isolation for strong, near – field earthquake motions, 12th WCEE
9. Moeindarbari H., Taghikhany T. (2012) Optimum design of triple friction pendulum bearing subjected by near – field ground motions, 15th WCEE
10. Wang, Yen-Po Fundamentals of seismic base isolation
11. Tsai C., Chiang T., Chen B. (2004) Experimental study for multiple friction pendulum system, 13th WCEE