

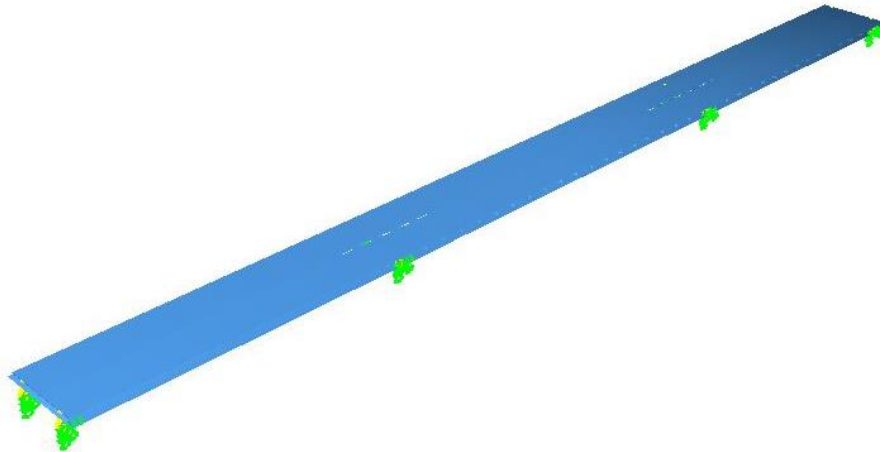


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Σύμμικτης Οδικής Γέφυρας και  
Διερεύνηση Εναλλακτικών Συστημάτων  
Σεισμικής Μόνωσης



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αποστολία Αναστασία Β. Βαρσαμίδα

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Φεβρουάριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/04

Βαρσαμίδη Α. Β. (2017).  
Σχεδιασμός σύμμικτης οδικής γέφυρας και διερεύνηση εναλλακτικών συστημάτων  
σεισμικής μόνωσης.  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/04  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Varsamidi A. V. (2017).  
Design of a composite road bridge and investigation of different seismic isolation systems  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/04  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Ιστορική αναδρομή σεισμικής μόνωσης.....	6
1.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα χρήσης εφεδράνων .....	7
2 Σχεδιασμός Γέφυρας .....	8
2.1 Εισαγωγή .....	8
2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας .....	8
2.3 Δομικά υλικά.....	12
2.4 Δράσεις επί της γέφυρας.....	14
2.4.1 Μόνιμες δράσεις.....	14
2.4.2 Μεταβλητές δράσεις.....	14
2.4.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	17
2.5 Έλεγχοι .....	18
2.5.1 Έλεγχος τάσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	18
2.5.2 Έλεγχοι κάμψης και τέμνουσας των κύριων δοκών .....	21
2.5.3 Έλεγχος κοπώσεως.....	23
3 Σεισμική Μόνωση .....	27
3.1 Εισαγωγή .....	27
3.2 Τρόποι επίτευξης σεισμικής μόνωσης.....	27
3.3 Τύποι σεισμικής μόνωσης.....	29
3.3.1 Μονωτήρες με υστερητική συμπεριφορά .....	29
3.3.2 Υδραυλικοί αποσβεστήρες με ιξώδη συμπεριφορά.....	33
3.3.3 Συστήματα ολίσθησης .....	34
3.4 Μέθοδοι ανάλυσης .....	39
3.4.1 Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή .....	40
3.4.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης .....	42
3.4.3 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας .....	43
4 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα Χαμηλής Απόσβεσης (LDEB) .....	44
4.1 Εισαγωγή .....	44
4.2 Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για LDEB .....	44
4.2.1 Διαστασιολόγηση απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων .....	44
4.2.2 Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού .....	46
4.2.3 Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού .....	48
4.3 Απαιτήσεις και έλεγχοι σχεδιασμού απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων.....	49
4.3.1 Παραμορφώσεις σχεδιασμού ελαστομεταλλικών εφεδράνων .....	49
4.3.2 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών εφεδράνων .....	50
5 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα σε Συνδυασμό με Υδραυλικούς Αποσβεστήρες.....	52
5.1 Εισαγωγή .....	52
5.2 Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή για ελαστομεταλλικά εφέδρανα και υδραυλικούς αποσβεστήρες.....	52
5.2.1 Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού .....	52
5.2.2 Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού .....	53

6	Προσομοίωση Εφεδράνων Ολίσθησης με Σφαιρική Επιφάνεια Ολίσθησης (FPS) .....	54
6.1	Εισαγωγή .....	54
6.2	Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή για FPS .....	54
6.2.1	Υπολογισμός του συντελεστή τριβής ολίσθησης των εφεδράνων .....	54
6.2.2	Υπολογισμός μάζας και κατακόρυφων φορτίων κατασκευής.....	57
6.2.3	Ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ.....	58
6.2.4	Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ.....	59
6.2.5	Επιλογή εφεδράνων FPS.....	60
6.3	Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας .....	61
6.3.1	Προσομοίωση εφεδράνων FPS μέσω Sofistik .....	61
6.3.2	Σεισμική διέγερση .....	64
6.3.3	Προσομοίωση σεισμικής διέγερσης .....	67
6.3.4	Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.....	68
7	Συμπεράσματα .....	79
8	Βιβλιογραφία .....	81

## **Σχεδιασμός Σύμμικτης Οδικής Γέφυρας και Διερεύνηση Εναλλακτικών Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης**

Βαρσαμίδα Α. Β. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### **Περίληψη**

Πραγματοποιείται ο σχεδιασμός μιας σύμμικτης οδικής γέφυρας τριών ανοιγμάτων υπό στατικά και σεισμικά φορτία, για τον οποίο αναπτύσσεται λεπτομερές τρισδιάστατο προσομοίωμα με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων. Ιδιαίτερο βάρος δίνεται στην επιλογή του κατάλληλου συστήματος σεισμικής μόνωσης το οποίο χρησιμοποιείται για τη μείωση της σεισμικής δύναμης. Συγκεκριμένα, εξετάστηκαν τρία διαφορετικά είδη μονωτήρων: ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDEB), υδραυλικοί αποσβεστήρες και σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (FPS). Εφαρμόζοντας τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή αναζητήθηκε ο αποδοτικότερος τρόπος σεισμικής μόνωσης του δεδομένου στατικού συστήματος.

Τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης διακρίθηκαν για την αποτελεσματικότητά τους λαμβάνοντας υπόψη ως βασικό κριτήριο αξιολόγησης τις μετακινήσεις που αναπτύχθηκαν σύμφωνα με το φάσμα του Ευρωκώδικα. Για την περαιτέρω ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας με τα FPS πραγματοποιήθηκε η προσομοίωσή τους με μη γραμμικά ελατήρια, κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις, εισάγοντας με αυτόν τον τρόπο το νόμο συμπεριφοράς τους στο μοντέλο. Μέσω μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστοριών υπό πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα, προέκυψε η ακριβής απόκριση της γέφυρας ως συνάρτηση του χρόνου και κατέστη δυνατή η εξαγωγή των βρόγχων υστέρησης των εφεδράνων.

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2017/04

**Design of a composite road bridge and investigation of different seismic isolation systems**

Varsamidi A. V. (supervised by Thanopoulos P.)

**Abstract**

The design of a composite road bridge of three spans under static and seismic loads is accomplished by creating a detailed 3D model with a finite element software. Emphasis is given to the selection of the appropriate isolation system which can lead to the reduction of the seismic force. Particularly, three different types of isolators were investigated: Low Damping Elastomeric Bearings (LDEB), Fluid Viscous Dampers and Friction Pendulum Systems (FPS). The most effective way of seismic isolation of the composite road bridge was defined through the method of the equivalent single-degree-of-freedom oscillator.

The Friction Pendulum Systems were selected as the most efficient by taking into consideration the developed displacements as principal evaluation criterion according to the Eurocode spectrum. In order to analyze the behavior of the bridge with FPS in more depth, FPS were simulated in the model with horizontal non-linear springs with the appropriate work law. Through non-linear time history analyses under real acceleration diagrams, the actual behavior of the bridge versus time was estimated and the hysterical loops of the bearings were extracted.

## Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή κύριο Παύλο Θανόπουλο, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για την άψογη συνεργασία και την πολύτιμη βοήθεια που μου πρόσφερε. Οι συμβουλές του ήταν άκρως καθοδηγητικές για την αποπεράτωση της διπλωματικής μου εργασίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω επίσης την οικογένειά μου για την ψυχολογική και οικονομική συμπαράστασή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Ιστορική αναδρομή σεισμικής μόνωσης

Οι προσπάθειες του ανθρώπου να δημιουργήσει ασφαλέστερες και συνεπώς ανθεκτικότερες στη σεισμική διέγερση κατασκευές χρονολογούνται από τα αρχαία χρόνια. Στις ελληνικές αποικίες της Ιταλίας του 5<sup>ου</sup> π.Χ αιώνα τοποθετούσαν ανάμεσα στην θεμελίωση και την ανωδομή ένα στρώμα άμμου το οποίο αποτελεί το πρώτο καταγεγραμμένο εφέδρανο. Ένας άλλος τρόπος σεισμικής μόνωσης που παρατηρείται στα αρχαία μνημεία είναι η τοποθέτηση αλληπάλληλων λείων στρώσεων μαρμάρου στις βάσεις των κατασκευών. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αυτής της μεθόδου αποτελούν το Ερέχθειο στην Ακρόπολη και οι αρχαίοι αιγυπτιακοί οβελίσκοι.



Σχήμα 1.1: Ερέχθειο και αιγυπτιακός οβελίσκος

Πατέρας της σύγχρονης σεισμολογίας θεωρείται ο Βρετανός σεισμολόγος John Milne, που διατέλεσε καθηγητής στο Πανεπιστήμιο του Τόκιο από το 1876 έως το 1895. Ο Milne ασχολήθηκε εκτενέστερα με τον σχεδιασμό κτιρίων σε σεισμογενείς περιοχές και στα πλαίσια της έρευνάς του κατασκεύασε ένα σεισμικά μονωμένο κτίριο θεμελιωμένο σε πασσάλους, πάνω από τους οποίους τοποθέτησε μπάλες και πάνω από τις μπάλες, ελαφρώς κυρτές πλάκες χάλυβα. Αυτό το σύστημα αποτελεί πρόδρομο των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης όπως τα γνωρίζουμε σήμερα.

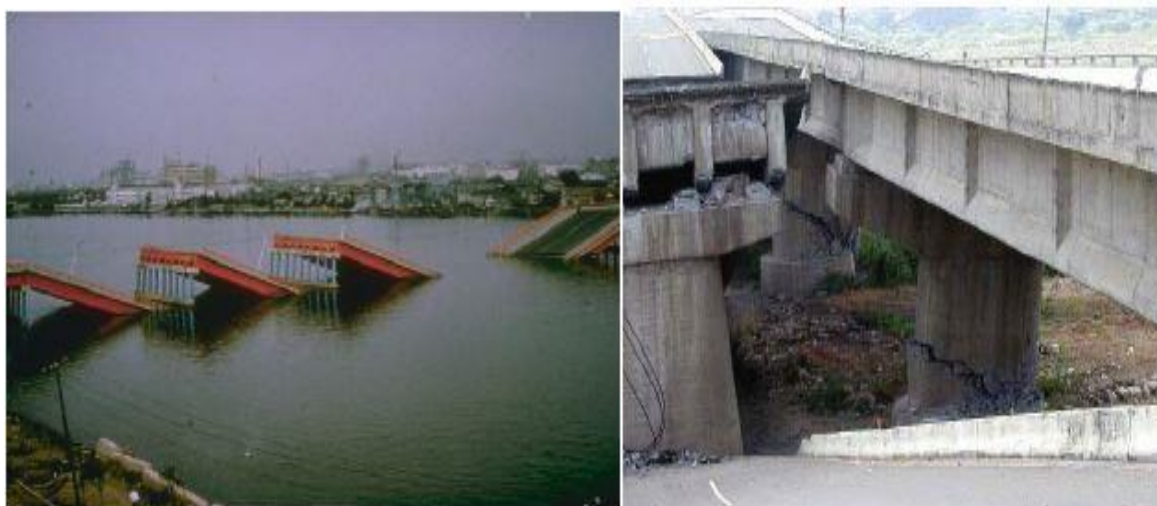
Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιήθηκε σε γέφυρες στις αρχές της δεκαετίας του '70 και σε κτίρια στο τέλος της ίδιας δεκαετίας καθώς στις γέφυρες είναι πιο συχνή και αναγκαία η απομόνωση του καταστρώματος από τα βάθρα. Οι πρώτες εφαρμογές σεισμικής μόνωσης στις γέφυρες συνέβαλαν στην ικανότητα ενεργειακής απορρόφησης. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου εφευρέθηκαν το 1970 και προσέδιδαν ταυτόχρονα στο σύστημα ενεργειακή απορρόφηση και δυσκαμψία. Έπειτα, το 1980 η ανάπτυξη της τεχνολογίας των ελαστομερών οδήγησε στην κατασκευή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης. Τέλος, τα εφέδρανα ολίσθησης άρχισαν να χρησιμοποιούνται αρχικά συνδυαστικά με τα ελαστομεταλλικά καθώς οι πρώτες μορφές τους δεν προσέδιδαν στο σύστημα δύναμη επαναφοράς, έως την ανακάλυψη των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης [22].



## 1.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της χρήσης εφεδράνων

Η σύνδεση του καταστρώματος μιας γέφυρας με τα βάθρα μπορεί να επιτευχθεί είτε μέσω μονολιθικής σύνδεσης είτε μέσω εφεδράνων. Η χρήση εφεδράνων για τη στήριξη της κατασκευής οδηγεί σε εύκαμπτα συστήματα που συνεπάγονται τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων, ενώ παράλληλα οι σεισμικές ροπές στη βάση είναι περίπου ίδιες στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, με αποτέλεσμα να δίνεται η δυνατότητα απλούστερου και οικονομικότερου σχεδιασμού των βάθρων. Επιπρόσθετα, με τη χρήση εφεδράνων τα βάθρα παύουν να καταπονούνται από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα, προένταση και ερπυσμό. Οι τυχόν βλάβες που μπορεί να εμφανιστούν εξαιτίας κάποιου σεισμού συγκεντρώνονται κυρίως στα συστήματα μόνωσης και όχι στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, πράγμα που καθιστά το κόστος αποκατάστασης χαμηλότερο και την επιδιόρθωσή τους ευκολότερη. Τέλος, στα πλεονεκτήματα της σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα συγκαταλέγεται και η δυνατότητα αναβάθμισης παλαιότερων κατασκευών, που δεν ανταποκρίνονται στις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις, σε λιγότερο χρόνο και με λιγότερο κόστος απ' ό,τι οι συμβατικές μέθοδοι ενίσχυσης, με απλή αντικατάσταση των παλαιών εφεδράνων.

Ωστόσο, η χρήση εφεδράνων δεν είναι πανάκεια και πρέπει να αντιμετωπίζεται με προσοχή. Αρχικά, εξαιτίας της ευκαμψίας που παρουσιάζει πλέον ο φορέας οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μεγάλες, γεγονός που οδηγεί σε μεγάλα εφέδρανα και εγκυμονεί κινδύνους κατάρρευσης του φορέα αν δεν έχει προβλεφθεί το επαρκές μήκος έδρασής τους ή δεν έχει τοποθετηθεί προσκρουστήρας (stopper). Επίσης, ο φορέας δεν διαθέτει υπερστατικότητα και επομένως ούτε την ικανότητα της ανακατανομής των ροπών εάν πάθουν τα βάθρα βλάβες σε περίπτωση σεισμού μεγαλύτερου του σεισμού σχεδιασμού. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται περιπτώσεις γεφυρών που αστόχησαν λόγω μη επαρκούς μήκους έδρασης και αστοχίας των βάθρων.



Σχήμα 1.2: Πτώση αμφιπέριστων τμημάτων του φορέα της γέφυρας στο σεισμό Niigata, Ιαπωνία 1964 αριστερά και διατμητική αστοχία βάθρων στο σεισμό Chi-Chi, Κίνα 1999 δεξιά

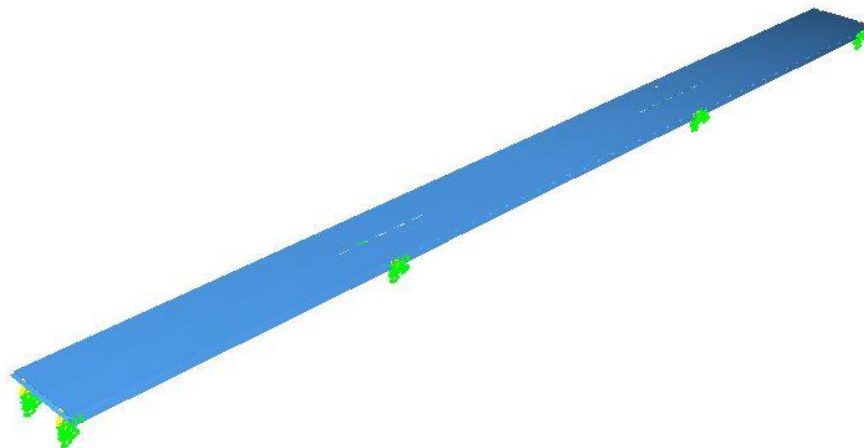
## 2 Σχεδιασμός Γέφυρας

### 2.1 Εισαγωγή

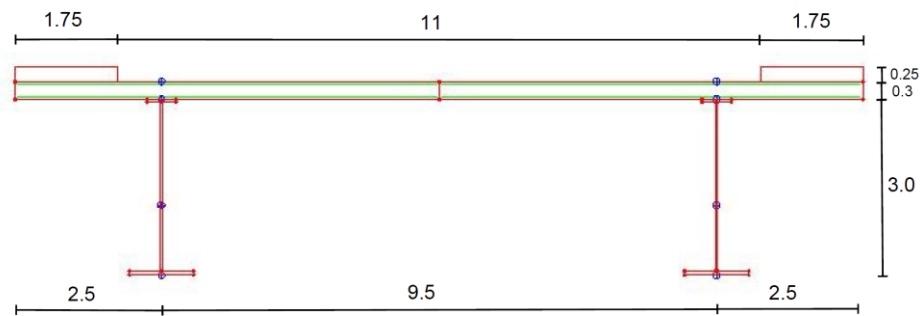
Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση της γέφυρας καθώς και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για τον σκοπό αυτό. Αρχικά παρατίθενται το στατικό προσομοίωμα, έπειτα τα υλικά από τα οποία κατασκευάζεται η γέφυρα, στην συνέχεια οι φορτίσεις που ελήφθησαν υπόψη και τέλος οι βασικότεροι από τους απαραίτητους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν.

### 2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας

Η γέφυρα που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι σύμμικτη από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, συνολικού μήκους 200m και πλάτους 14.5m. Αποτελείται από τρία ανοίγματα μήκους 60m-80m-60m αντίστοιχα. Η ανωδομή αποτελείται από δύο χαλύβδινες κύριες δοκούς και διαδοκίδες στην εγκάρσια διεύθυνση ανά 4m όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 2.1 και 2.2. Το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα πάχους 30cm οπλισμένη με  $\Phi 20/150$ , που έχει σκυροδετηθεί με την βοήθεια ικριωμάτων.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατο μοντέλο της γέφυρας



Σχήμα 2.2: Διατομή γέφυρας

Οι διατομές των κύριων δοκών μεταβάλλονται κατά μήκος της γέφυρας στις περιοχές των μεσοβάθρων, δηλαδή σε απόσταση εκατέρωθεν τους ίση με το 15% του μήκους του εκάστοτε ανοίγματος. Οι κύριες δοκοί αποτελούνται από την πλάκα σκυροδέματος πάχους 30cm και την μεταλλική δοκό ύψους 3m. Όσον αφορά τις διαδοκίδες, αυτές έχουν σχεδιαστεί ως αμφιπροέχουσες με σταθερή διατομή σε όλο τους το μήκος. Στον Πίνακα 2.1 φαίνονται οι διαστάσεις των διατομών των κύριων δοκών και στον Πίνακα 2.2 οι διαστάσεις της διατομής των διαδοκίδων.

Πίνακας 2.1: Διαστάσεις διατομών των κύριων δοκών σε mm

	Άνω πέλμα δοκού	Κάτω πέλμα δοκού	Κορμός
Διατομή ανοίγματος	500 × 50	1100 × 65	2885 × 30
Διατομή στηρίξεως	1100 × 80	1250 × 80	2840 × 35

Πίνακας 2.2: Διαστάσεις διατομής διαδοκίδας

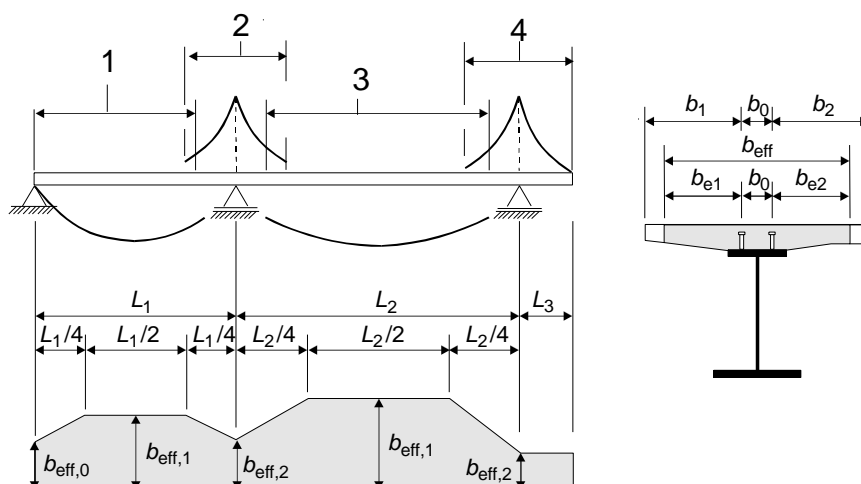
	Άνω πέλμα διαδοκίδας	Κάτω πέλμα διαδοκίδας	Κορμός
Διατομή διαδοκίδας	200 × 20	300 × 30	600 × 20

Το συνεργαζόμενο πλάτος των συμμίκτων διατομών υπολογίστηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 [19] για εσωτερικές και ακραίες στηρίξεις.

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (2.1)$$

όπου:

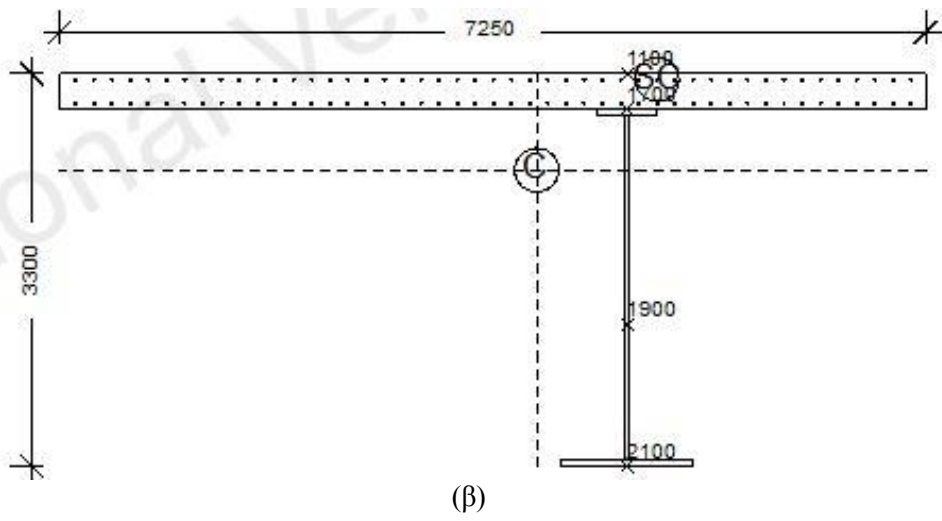
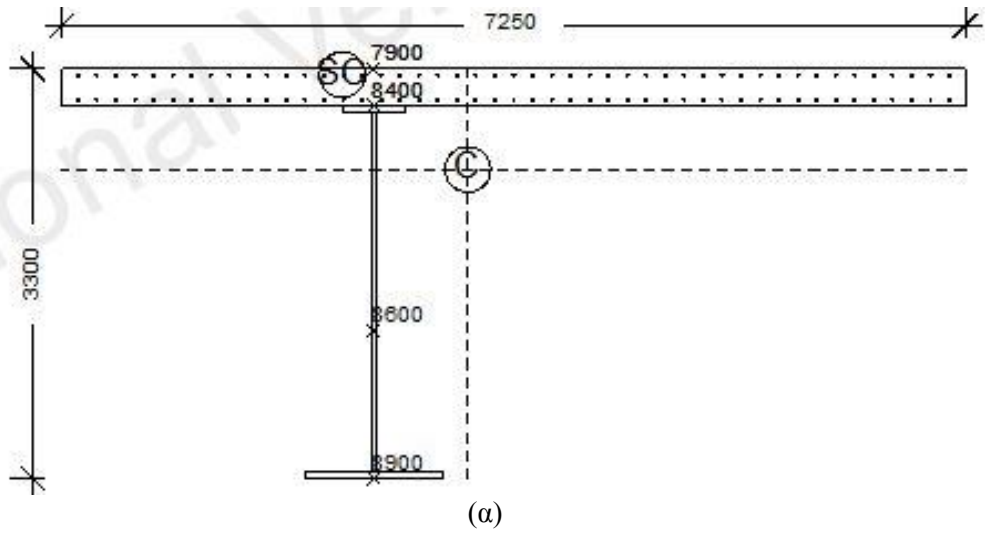
$b_0$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων  
 $b_{ei}$  είναι η τιμή του ενεργού πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού το οποίο λαμβάνεται ίσο με  $L_e / 8$  αλλά όχι μεγαλύτερο από το γεωμετρικό πλάτος  $b_i$ . Η τιμή  $b_i$  θα λαμβάνεται ως η απόσταση από τον εξωτερικό διατμητικό σύνδεσμο έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών, μετρούμενη στο μέσο-πάχος του πέλματος σκυροδέματος, εκτός της περίπτωσης ελεύθερου άκρου οπότε  $b_i$  είναι η απόσταση μέχρι το ελεύθερο άκρο. Το μήκος  $L_e$  θα λαμβάνεται ως η προσεγγιστική απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενικής καμπτικής ροπής. Για τυπικές συνεχείς σύμμικτες δοκούς, όπου κρίσιμη είναι η περιβάλλουσα των ροπών από τους διάφορους συνδυασμούς φόρτισης όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



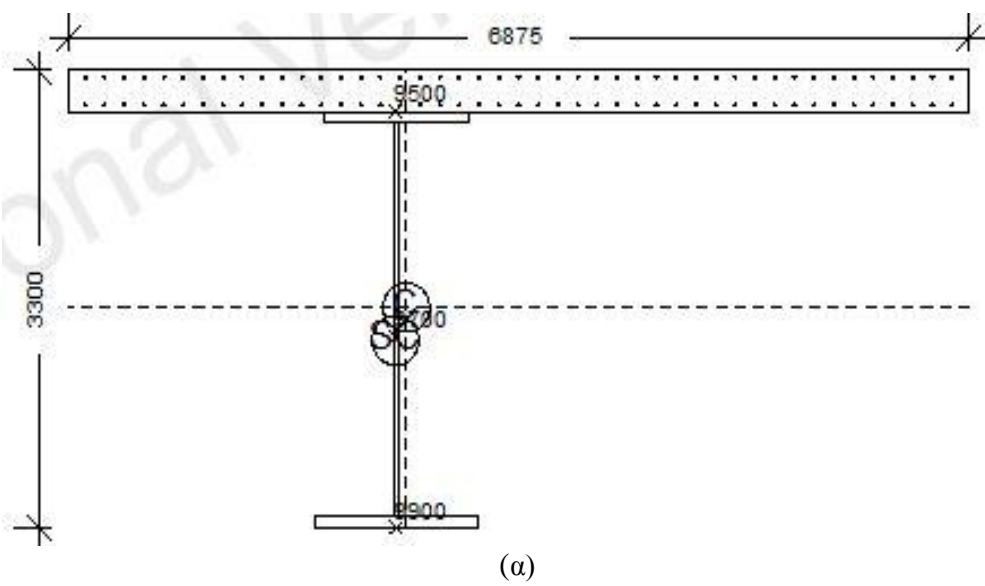
Σχήμα 2.3: Ισοδύναμα ανοίγματα, για ενεργό πλάτος του πέλματος σκυροδέματος

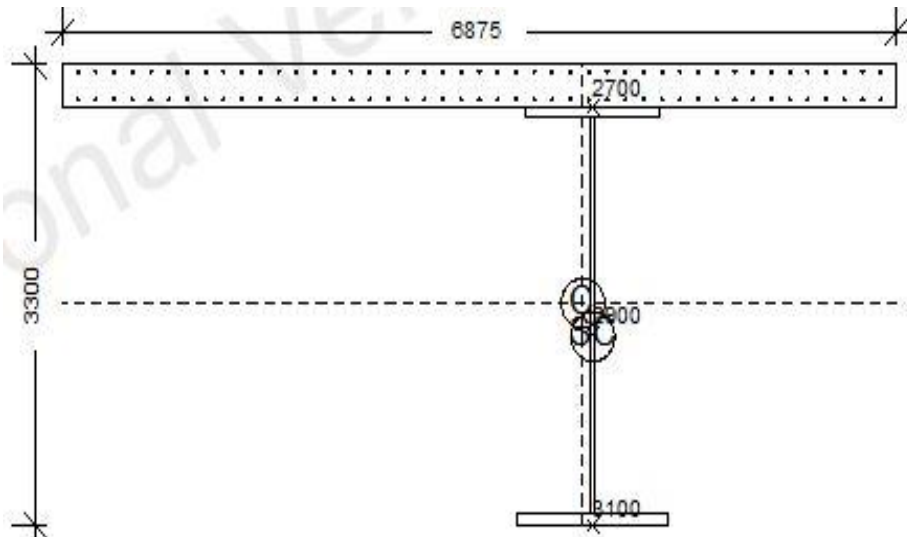
- Συμβολισμοί: 1.  $L_e = 0.85 L_1$  για  $b_{eff,1}$   
 2.  $L_e = 0.25(L_1 + L_2)$  για  $b_{eff,2}$   
 3.  $L_e = 0.70 L_2$  για  $b_{eff,1}$   
 4.  $L_e = 2 L_3$  για  $b_{eff,2}$

Συνεπώς  $b_{eff} = 7.25m$  στα ανοίγματα και  $b_{eff} = 6.875m$  στις στηρίξεις για τις κύριες δοκούς και  $b_{eff} = 1.66m$  για την διαδοκίδα. Στα Σχήματα 2.4, 2.5, 2.6 φαίνονται οι διατομές των σύμμικτων δοκών όπως ορίστηκαν στο Sofistik.



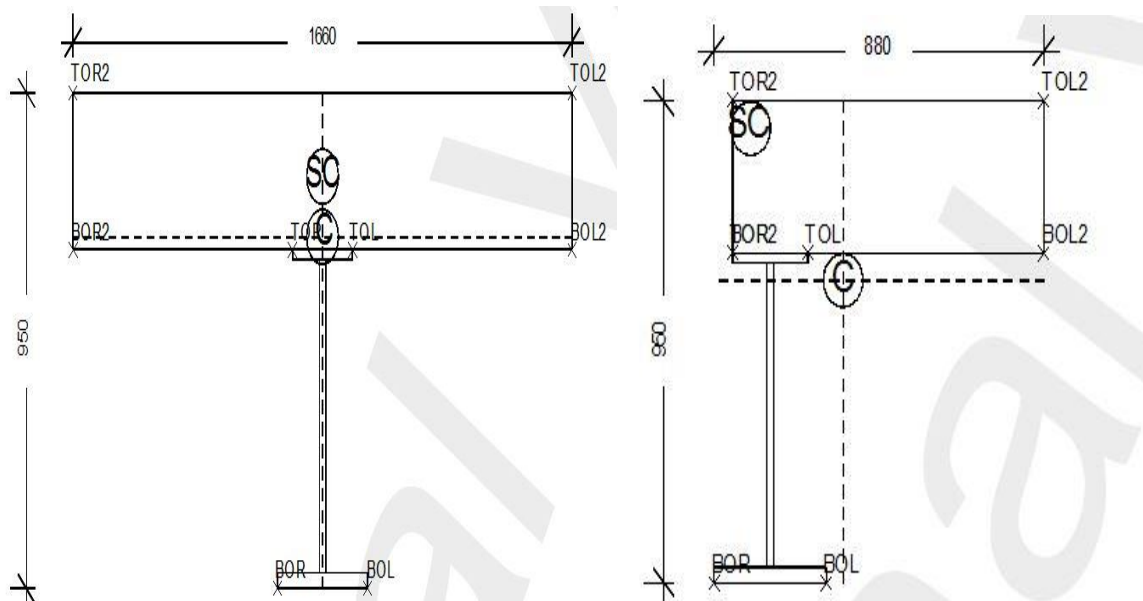
Σχήμα 2.4: Διατομή αριστερής (α) και δεξιάς δοκού (β) στο άνοιγμα





(β)

Σχήμα 2.5: Διατομή αριστερής (α) και δεξιάς δοκού (β) στη στήριξη



Σχήμα 2.6: Διατομή εσωτερικής (αριστερά) και εξωτερικής (δεξιά) διαδοκίδας

### 2.3 Δομικά υλικά

Τα δομικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C35/45, δομικός χάλυβας S355 και χάλυβας σπλισμού B500C. Τα χαρακτηριστικά των παραπάνω υλικών φαίνονται στους Πίνακες 2.3, 2.4 και 2.5 αντίστοιχα.

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά αντοχής σκυροδέματος

	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk0.05}$ [MPa]	$f_{ctk0.95}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]
C35/45	35	3.2	2.2	4.2	34

Άλλα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , όπου  $\gamma_c = 1.5$
- ειδικό βάρος  $\gamma_c = 25kN/m^3$
- συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha_t = 10^{-5} / ^\circ C$

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά αντοχής δομικού χάλυβα

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος στοιχείου			
	$t \leq 40mm$		$40mm \leq t \leq 80mm$	
EN 10025-2	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
S355	355	510	335	470

Άλλα χαρακτηριστικά του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 [18] είναι:

- η τάση σχεδιασμού  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}}$ , όπου  $\gamma_{M_0} = 1.0$
- το ειδικό βάρος  $\gamma_a = 78.5kN/m^3$
- το μέτρο ελαστικότητας  $E_a = 210000MPa$
- ο λόγος Poisson  $\nu_a = 0.3$
- το μέτρο διάτμησης  $G = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} \approx 81000MPa$
- ο συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha_t = 10^{-5} / ^\circ C$

Σημειώνεται ότι ο συντελεστής θερμικής διαστολής λαμβάνεται απλοποιητικά ίσος με αυτόν του σκυροδέματος, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 4, με εξαίρεση τον έλεγχο των εφεδράνων, όπου λαμβάνεται συντηρητικά ίσος με  $1.2 \cdot 10^{-5} / ^\circ C$ .

Πίνακας 2.5: Χαρακτηριστικά αντοχής χάλυβα οπλισμού

Ποιότητα χάλυβα	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}/f_{yk}$	$\epsilon_{uk}(\%)$	$E_s$ [GPa]	$\nu_s$
B500C	500	$\geq 1.15$ $< 1.35$	$\geq 7.5$	200	0.3

## 2.4 Δράσεις επί της γέφυρας

### 2.4.1 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες δράσεις ονομάζονται εκείνες που ασκούνται στο φορέα καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του. Σε αυτές ανήκουν τα ίδια βάρη του φορέα καθώς και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία. Για τον σχεδιασμό της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω μόνιμες δράσεις:

1. Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος:  $g_c = 0.3 \cdot 25 = 7.5kN/m^2$
2. Ίδιο βάρος χαλύβδινων διατομών:  
 $g_{a,ανοιγ} = A_\alpha \cdot \gamma_\alpha = (0.5 \cdot 0.05 + 2.885 \cdot 0.03 + 1.1 \cdot 0.065) \cdot 78.5 = 14.37kN/m$   
 $g_{a,στηρ} = A_\alpha \cdot \gamma_\alpha = (1.1 \cdot 0.08 + 2.84 \cdot 0.035 + 1.25 \cdot 0.08) \cdot 78.5 = 22.56kN/m$   
 $g_{a,διαδ} = A_\alpha \cdot \gamma_\alpha = (0.2 \cdot 0.02 + 0.6 \cdot 0.02 + 0.3 \cdot 0.03) \cdot 78.5 = 1.963kN/m$
3. Πρόσθετα μόνιμα:  
 Ασφαλτικά  $g_{ασφαλ} = t \cdot \gamma_1 = 0.1 \cdot 24 = 2.4kN/m^2$   
 Πεζοδρόμιο  $g_{πεζ} = 0.25 \cdot 25 = 6.25kN/m^2$   
 Φορτίο εξομάλυνσης  $0.5kN/m^2$   
 Κιγκλίδωμα  $1kN/m$

### 2.4.2 Μεταβλητές δράσεις

Όπως προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1- Μέρος 2 [15] για οδογέφυρες με μήκος έως και 200m τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας και πεζών ακολουθούν την Πρότυπη Φόρτιση 1. Στην Πρότυπη Φόρτιση 1 προβλέπονται δύο είδη φορτίσεων: τα συγκεντρωμένα φορτία (TS) και τα ομοιόμορφα κατανεμημένα (UDL) σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας. Το οδόστρωμα χωρίστηκε σε 3 λωρίδες κυκλοφορίας των 3m και μια λωρίδα έκτακτης ανάγκης 2m. Ελήφθησαν υπόψη συνεπώς οι φορτίσεις του Πίνακα 2.6 με συντελεστές προσαρμογής  $\alpha_{qi}=1$ ,  $\alpha_{Qi}=0.9$  σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.



Πίνακας 2.6: Χαρακτηριστικές τιμές φορτίσεων Πρότυπης Φόρτισης 1

Θέση	Κατανεμημένα φορτία $q_i$ (UDL) $\text{kN/m}^2$	Συγκεντρωμένα φορτία $Q_i$ (TS) $\text{kN}$
Λωρίδα 1	9	300
Λωρίδα 2	2.5	200
Λωρίδα 3	2.5	100
Εναπομένουσα επιφάνεια	2.5	0
Πεζοδρόμιο	3	-

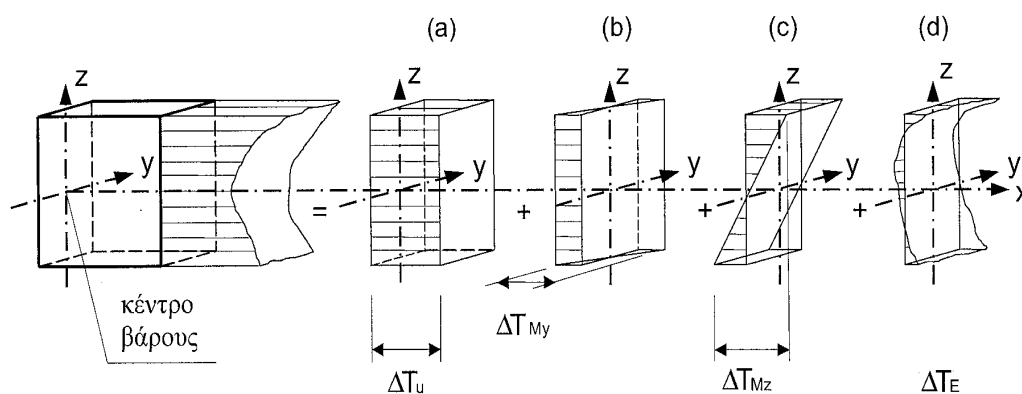
Τα οριζόντια φορτία κυκλοφορίας που λαμβάνονται υπόψη είναι η δύναμη τροχοπέδησης και επιτάχυνσης

$$Q_{ik} = 0,6\alpha_{q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 0.6 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 200 = 864 \text{ kN}$$

Άρα κατά την διαμήκη έννοια  $H = \frac{864}{200} = 4.32 \text{ kN/m}$

Οι θερμοκρασιακές δράσεις θεωρούνται και αυτές από τον Ευρωκώδικα 1-5 μεταβλητές και έμμεσες. Η κατανομή θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο μπορεί να διακριθεί στις παρακάτω συνιστώσες που φαίνονται και στο Σχήμα 2.7.

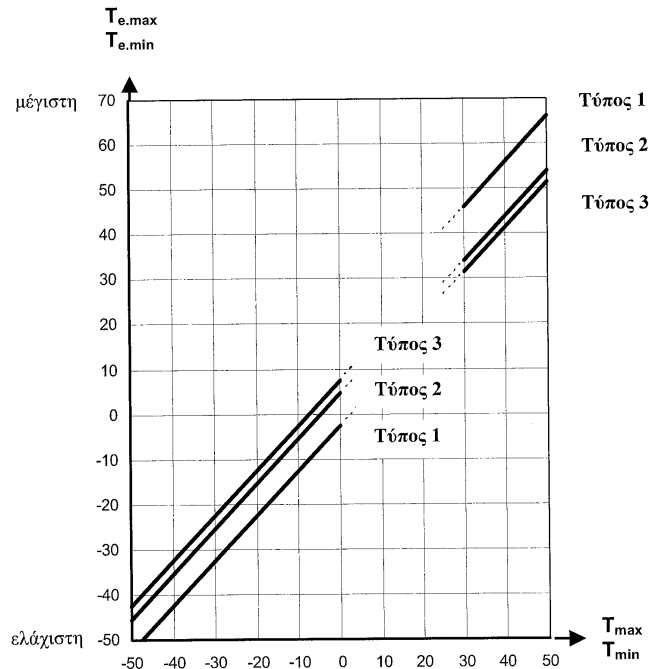
- Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας,  $\Delta T_U$
- Γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα z-z,  $\Delta T_{My}$
- Γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα y-y,  $\Delta T_{Mz}$
- Μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής,  $\Delta T_E$ , που οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσορροπων τάσεων που δεν οφείλεται σε εξωτερική ένταση του στοιχείου.



Σχήμα 2.7: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας

Για τις θερμοκρασιακές μεταβολές στις γέφυρες ο Ευρωκώδικας κατατάσσει τα καταστρώματα των γεφυρών σε 3 τύπους. Στην περίπτωση του σύμμικτου καταστρώματος της μελέτης η γέφυρα εντάσσεται στον Τύπο 2. Η συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που μπορεί να αναπτυχθεί σε μία γέφυρα. Εξ αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών

μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή του μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα. Η ελάχιστη ( $T_{\min}$ ) και η μέγιστη ( $T_{\max}$ ) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά για τη θέση του έργου προσδιορίζονται από εθνικούς χάρτες ισοθερμικών καμπυλών. Η ελάχιστη και η μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ( $T_{e,\min}$ ) και ( $T_{e,\max}$ ) προσδιορίζονται από το Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.8: Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά ( $T_{\min}/T_{\max}$ ) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ( $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ )

Συνεπώς για τη συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας  $\Delta T_{N,\text{con}}$ , να λαμβάνεται από τη Σχέση 2.2.

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} \quad , \quad (2.2)$$

Για τη διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας  $\Delta T_{N,\text{exp}}$  να λαμβάνεται από τη Σχέση 2.3.

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 \quad , \quad (2.3)$$

Ως  $T_0$  ορίζεται η θερμοκρασία κατά το στάδιο της κατασκευής της γέφυρας και για την παρούσα μελέτη λαμβάνεται ίση με  $10^\circ\text{C}$  ενώ τα εύρη των ομοιόμορφων θερμοκρασιών λαμβάνονται ίσα με  $\Delta T_{N,\text{exp}} = -26^\circ\text{C}$  και  $\Delta T_{N,\text{con}} = 35^\circ\text{C}$ . Επίσης, το Εθνικό Προσάρτημα στην περίπτωση εφεδράνων καθορίζει το εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για διαστολή και συστολή  $(\Delta T_{N,\text{exp}} + 20)^\circ\text{C}$  και  $(\Delta T_{N,\text{con}} + 20)^\circ\text{C}$  αντίστοιχα. Κατά συνέπεια  $\Delta T'_{N,\text{exp}} = -46^\circ\text{C}$ ,  $\Delta T_{N,\text{con}} = 55^\circ\text{C}$ .

Η επίδραση των καθ' ύψος συνιστωσών της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να εξετάζεται με τη χρήση μίας γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς με τιμές  $\Delta T_{M,\text{heat}}$  και  $\Delta T_{M,\text{cool}}$ . Οι τιμές αυτές θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και

της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος και για Τύπο γέφυρας 2, προβλέπεται  $\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ} C$  και  $\Delta T_{M,cool} = -18^{\circ} C$ .

### 2.4.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί των δράσεων ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1-Μέρος 1 [16] για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ).

#### 1) Οριακή κατάσταση αστοχίας

a) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{pA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

c) Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_i \cdot A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

#### 2) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

a) Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

b) Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

c) Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Τα σύμβολα για τους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει “επαλληλία με”

$G_{kj}$  η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$P_k$  η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{ki}$  η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης  $i$

$A_d$  η χαρακτηριστική τιμή της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  η χαρακτηριστική τιμή της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_{Qi}$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση  $i$

$\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας (Σχήμα 2.9)

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$  οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής $\Psi_0$
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις	G: $\gamma_G$	1,0	1,35	-
Συστολή ξήρανσης <sup>1</sup>	S: $\gamma_S$	1,0	1,0	(μόνιμη δράση)
Φορτία κυκλοφορίας	Q: $\gamma_Q$	0	1,35	TS: 0,75 UDL: 0,40 Πεζ-ποδ: 0,40
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: $\gamma_P$	1,0	1,1	(μόνιμη δράση)
Διαφορικές καθιζήσεις	$G_{rel}$ : $\gamma_G$	0	$0^2$ ή $1,2^3$	0
Θερμοκρασία	T: $\gamma_G$	0	$0^2$ ή $1,5^3$	$0^2$ ή $0,6^3$ (φορέας ανωδομής)
Άνεμος	W: $\gamma_G$	0	1,5	0,6
<b>Παρατηρήσεις:</b> <sup>1</sup> Στην Ο.Κ.Α. λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δευτερογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης. <sup>2</sup> Ισχύει για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 χωρίς απαίτηση ελέγχου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. <sup>3</sup> Ισχύει για διατομές κατηγορίας 3 και 4 και για τον έλεγχο της σύνδεσης σιδηροδοκού με διαδοκίδες από σκυρόδεμα.				

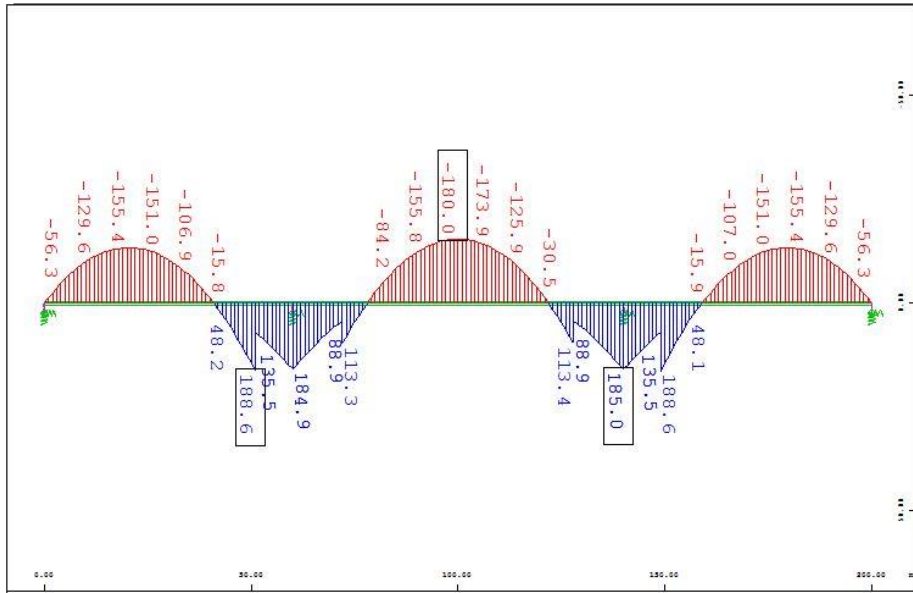
Σχήμα 2.9: Τιμές συντελεστών για οδικές γέφυρες

## 2.5 Έλεγχοι

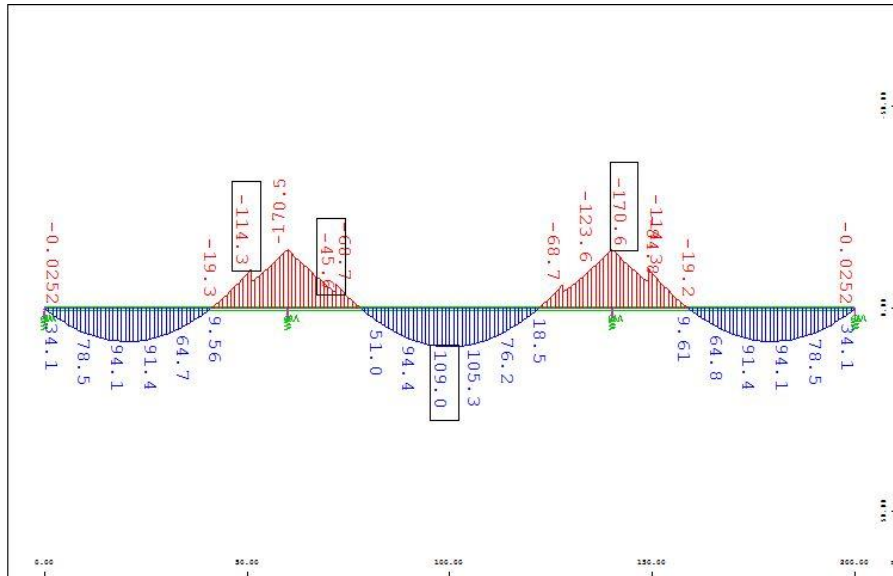
### 2.5.1 Έλεγχος τάσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Αρχικά για να γίνει έλεγχος των τάσεων στις κύριες δοκούς ορίστηκαν στο πρόγραμμα Sofistik, stress points σε χαρακτηριστικά σημεία στις διατομές τους. Αυτά τα σημεία είναι το μέσον της άνω ίνας του σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού, το κέντρο βάρους της διατομής, το μέσον της άνω ίνας του άνω πέλματος και το μέσον της κάτω ίνας του κάτω πέλματος της μεταλλικής δοκού.

Εφαρμόζοντας το task design steel construction στο πρόγραμμα για συνδυασμό 1.35G<sub>1</sub>, διότι τα ίδια βάρη ασκούνται μόνο στην μεταλλική δοκό, προέκυψαν οι τάσεις στα χαρακτηριστικά σημεία λόγω των ιδίων βαρών της κατασκευής. Για την άνω και κάτω ίνα της αριστερής δοκού παρουσιάζονται οι τάσεις στα Σχήματα 2.10, 2.11 αντίστοιχα.

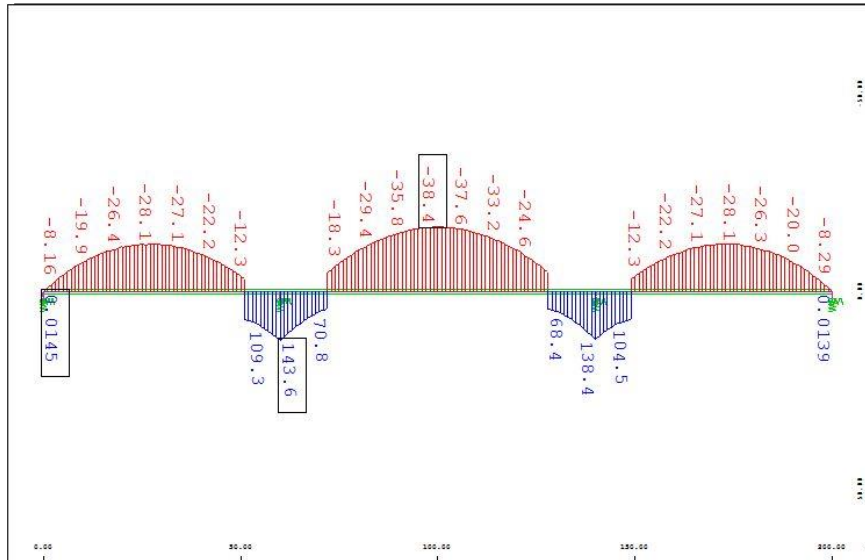


Σχήμα 2.10: Τάσεις λόγω  $1.35G_1$  στο άνω πέλμα στην άνω ίνα της μεταλλικής δοκού

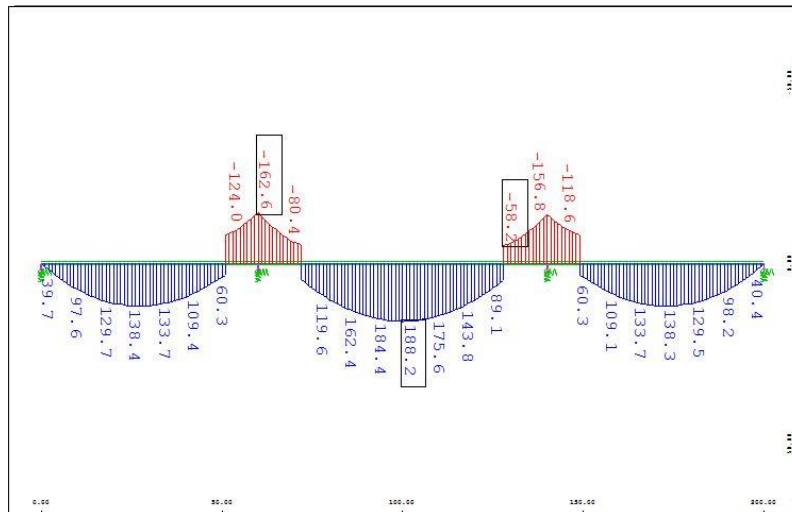


Σχήμα 2.11: Τάσεις λόγω  $1.35G_1$  στο κάτω πέλμα στην κάτω ίνα της μεταλλικής δοκού

Για τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά και τα θερμοκρασιακά φορτία, που ασκούνται στην συνολική διατομή της δοκού, εφαρμόστηκε το task design steel construction για συνδυασμό  $1.35G_2 + 1.5Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$ . Στα Σχήματα 2.12 και 2.13 παρουσιάζονται οι τάσεις λόγω αυτού του συνδυασμού στην άνω ίνα του άνω πέλματος και στην κάτω ίνα του κάτω πέλματος της μεταλλικής δοκού.



Σχήμα 2.12: Τάσεις λόγω  $1.35G_2+1.5Q+1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$  στο άνω πέλμα στην άνω ίνα της μεταλλικής δοκού



Σχήμα 2.13: Τάσεις λόγω  $1.35G_2+1.5Q+1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$  στο κάτω πέλμα στην κάτω ίνα της μεταλλικής δοκού

Συνεπώς προσθέτοντας τις τάσεις στο δυσμενέστερο άνοιγμα για τους δύο παραπάνω συνδυασμούς έχουμε:

$$1.35G_1 + 1.35G_2 + 1.5Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T = -180 - 38.4 = -218.4 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

στην άνω ίνα του άνω πέλματος

$$1.35G_1 + 1.35G_2 + 1.5Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T = 109 + 188.2 = 297.2 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

στην κάτω ίνα του κάτω πέλματος

Όμοια για τις τάσεις στις στηρίξεις προκύπτει:

$$1.35G_1 + 1.35G_2 + 1.5Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T = 184.9 + 143.6 = 328.5 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

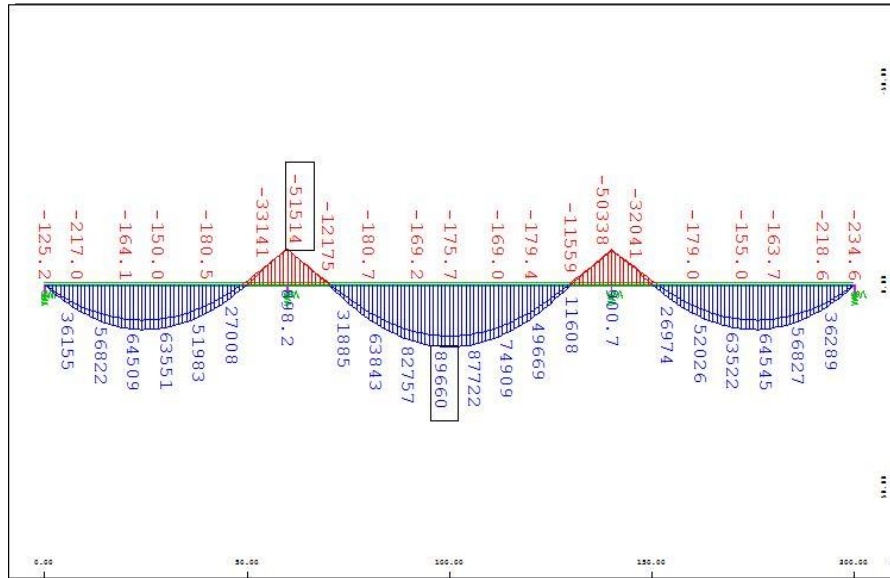
στην άνω ίνα του άνω πέλματος

$$1.35G_1 + 1.35G_2 + 1.5Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T = -170.5 - 162.6 = -333.1 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

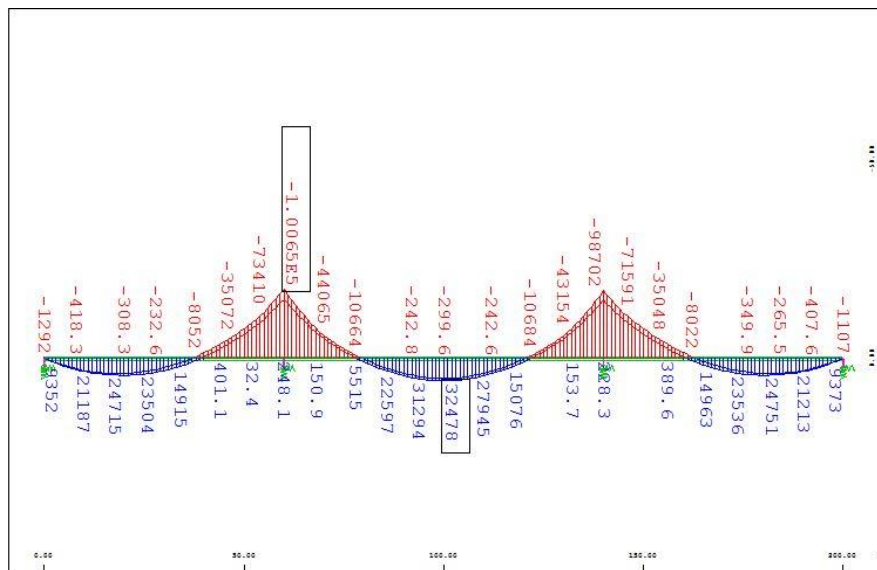
στην κάτω ίνα του κάτω πέλματος

## 2.5.2 Έλεγχοι κάμψης και τέμνουσας των κύριων δοκών

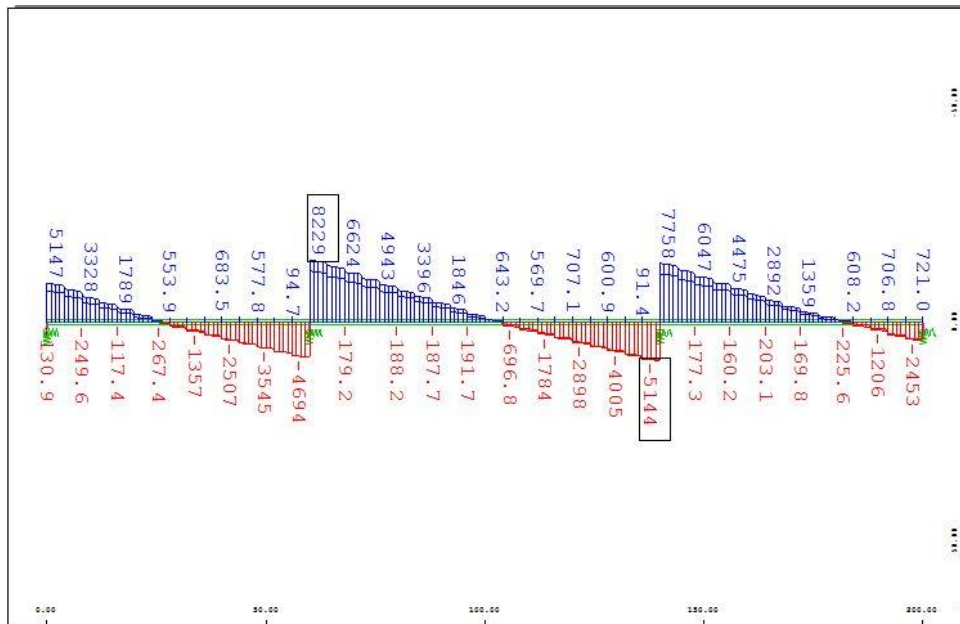
Τα εντατικά μεγέθη ροπής και τέμνουσας για συνδυασμό  $1.35G_1+1.35G_2+1.5Q+1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$  για τις κύριες δοκούς φαίνονται στα Σχήματα 2.14, 2.15, 2.16, 2.17.



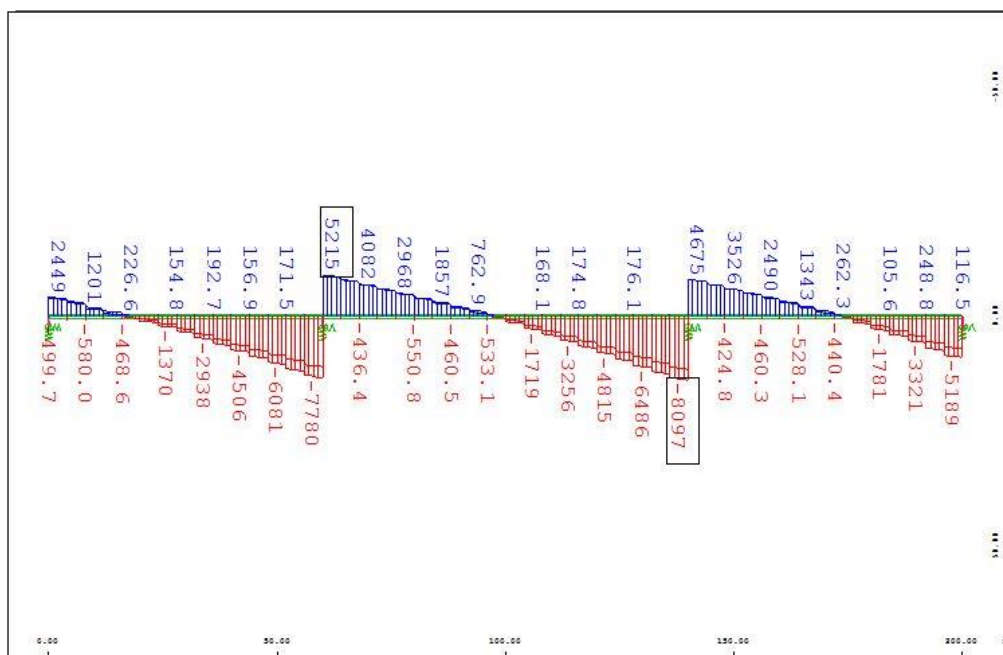
Σχήμα 2.14: Περιβάλλουσα ροπών ( $\max M_y$ ) λόγω  $1.35G_1+1.35G_2+1.5Q+1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$



Σχήμα 2.15: Περιβάλλουσα ροπών ( $\min M_y$ ) λόγω  $1.35G_1+1.35G_2+1.5Q+1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$



Σχήμα 2.16: Περιβάλλουσα τεμνουσών (max  $V_z$ ) λόγω  $1.35G_1+1.35G_2+1.5Q +1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$



Σχήμα 2.17: Περιβάλλουσα τεμνουσών (min  $V_z$ ) λόγω  $1.35G_1+1.35G_2+1.5Q +1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T$

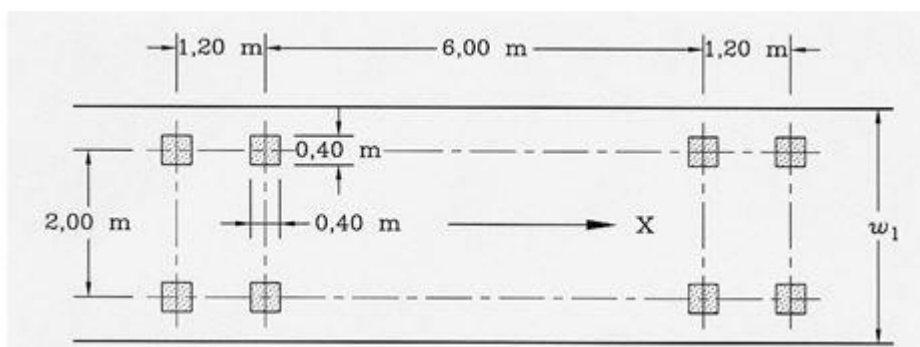
Η πλαστική ροπή αντοχής των δοκών υπολογίστηκε στο άνοιγμα  $M_{pl,Rd}^+ = 123761 kNm$  και στο στήριγμα  $M_{pl,Rd}^- = 134712 kNm$  συνεπώς οι διατομές επαρκούν για τα εντατικά μεγέθη που επικρατούν στα ανοίγματα και στις στηρίξεις. Επίσης, προκειμένου να γίνει και έλεγχος διάτμησης υπολογίστηκε η αντοχή των διατομών σε τέμνουσα  $V_{pl,Rd} = 17739 kN$  στο άνοιγμα και  $V_{pl,Rd} = 20372 kN$  στην στηρίξη και προκύπτει ότι επαρκεί.



### 2.5.3 Έλεγχος κοπώσεως

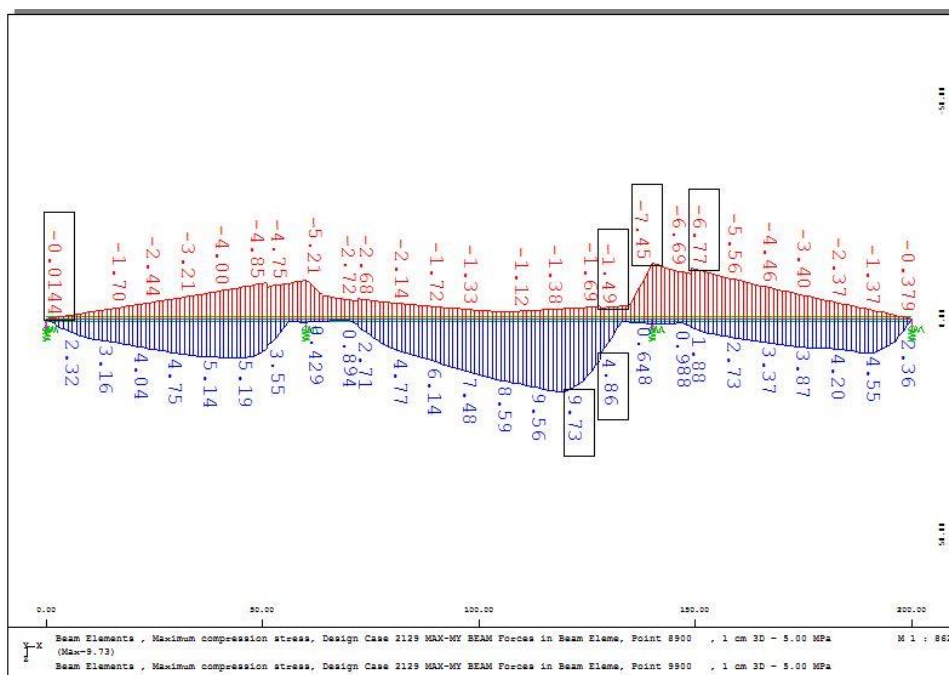
Η κυκλοφορία πάνω στις γέφυρες παράγει ένα φάσμα τάσεων που ενδέχεται να προκαλέσει κόπωση. Το φάσμα αυτό εξαρτάται από τη γεωμετρία των οχημάτων, την απόστασή τους, τα αξονικά φορτία, τη σύνθεση της κυκλοφορίας και τις δυναμικές της επιδράσεις.

Ο έλεγχος κοπώσεως πραγματοποιήθηκε στην κάτω ίνα του κάτω πέλματος, στην αλλαγή διατομής καθώς και στην ενδιάμεση στήριξη. Εφαρμόζοντας το μοντέλο φόρτισης κόπωσης 3 σύμφωνα με τον ΕΚ 1991-2 που φαίνεται στο Σχήμα 2.18. Το βάρος κάθε άξονα ισούται με 120 kN, και η επιφάνεια επαφής κάθε τροχού είναι ένα τετράγωνο πλευράς 0.4m. Επίσης, για μήκος γέφυρας  $L > 40\text{m}$  τοποθετούνται δύο οχήματα στη σειρά σε απόσταση 40m, όπου η γεωμετρία τους είναι ίδια ενώ το δεύτερο όχημα έχει φορτίο άξονα 36kN.

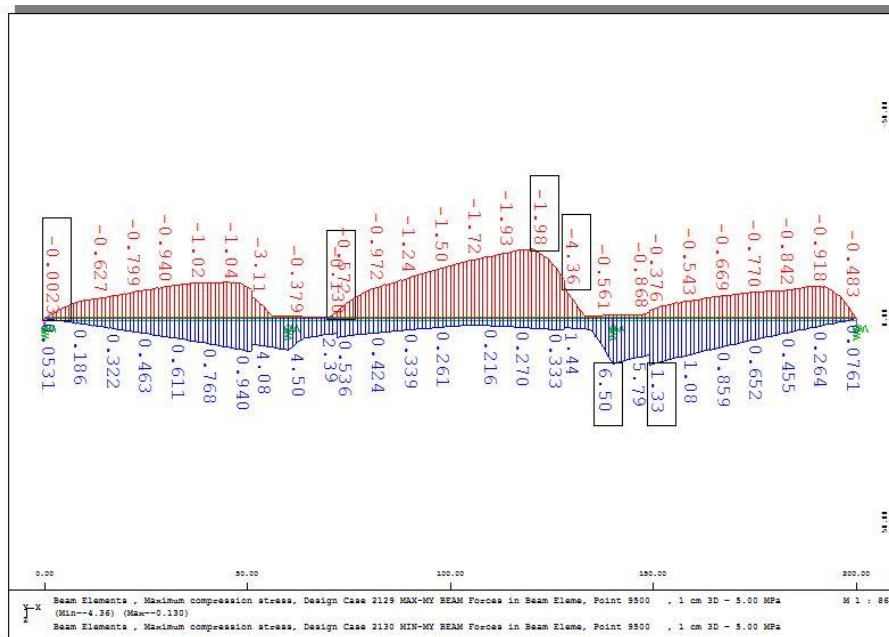


Σχήμα 2.18: Πρότυπη φόρτιση Κόπωσης 3

Το εύρος τάσεων που προέκυψε από την εφαρμογή της φόρτισης κοπώσεως για το κάτω και το άνω πέλμα παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.19 και 2.20.



Σχήμα 2.19: Εύρος τάσεων κάτω πέλματος



Σχήμα 2.20: Εύρος τάσεων άνω πέλματος

### 2.5.3.1 Έλεγχος συγκόλλησης κορμού-πέλματος

Από το Σχήμα 2.19 προκύπτει εύρος τάσεων  $\Delta\sigma_p = |p_{\max} - p_{\min}| = 11.42 \text{ MPa}$  στο 2<sup>ο</sup> άνοιγμα της γέφυρας.

Για οδογέφυρες με ανοίγματα έως 80m ο διορθωτικός συντελεστής  $\lambda$  υπολογίζεται ως εξής

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 < \lambda_{\max} , \quad (2.4)$$

όπου:

$\lambda_1$  είναι ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας και εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής ή ζώνης,

$\lambda_2$  είναι ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας,

$\lambda_3$  είναι ο συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας,

$\lambda_4$  είναι ο συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες (οδικές γέφυρες)

$\lambda_{\max}$  είναι η μέγιστη τιμή του  $\lambda$ , λαμβανομένου υπόψη του ορίου κοπώσης

Τα  $\lambda_1$ - $\lambda_{\max}$  υπολογίζονται από διαγράμματα και πίνακες σύμφωνα με τον ΕΚ 1991-2 συγκεκριμένα για την παρούσα γέφυρα προκύπτουν τα εξής  $\lambda_i$ :

$$\lambda_1 = 2.55 - 0.7 \cdot \frac{80 - 10}{70} = 1.85$$

$$\lambda_2 = \left( \frac{N_{obs}}{N_o} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{2 \cdot 10^6}{0.5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = 1.32$$

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{50}{100} \right)^{\frac{1}{5}} = 0.87$$

$$\lambda_4 = \left( 1 + \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^5 + \left( \frac{n_3}{n_1} \right)^5 \right)^{\frac{1}{5}} = 1.025 \text{ όπου:}$$

$$n_1 = \left(\frac{8.75}{9.5}\right) = 0.92 \quad n_2 = \left(\frac{5.75}{9.5}\right) = 0.61 \quad n_3 = \left(\frac{2.75}{9.5}\right) = 0.289$$

Άρα προκύπτει  $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1.85 \cdot 1.32 \cdot 0.87 \cdot 1.025 = 2.18 < \lambda_{\max} = 2$  συνεπώς  $\lambda=2$ .

112		<p>3) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις.</p> <p>4) Αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, με συνεχές υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.</p>	<p>4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.</p>
-----	--	---	---

Σχήμα 2.21: Κατηγορία λεπτομέρειας για συγκολλητές διατομές

Η συγκόλληση κορμού πέλματος της κύριας δοκού είναι κατηγορίας 112 συνεπώς  $\Delta\sigma_c=112\text{MPa}$ . Επίσης  $\Delta\sigma_E = 2 \cdot 11.42 = 22.84\text{MPa}$  οπότε προκύπτει ο έλεγχος

$$\frac{\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c} = \frac{22.84}{112} = 0.27 < 1 \checkmark$$

$$\gamma_{MF} = 1.35$$

### 2.5.3.2 Έλεγχος κοπώσεως στην αλλαγή της διατομής

Εξαιτίας του γεγονότος ότι η αλλαγή της διατομής βρίσκεται πολύ κοντά στην παραπάνω δυσμενέστερη διατομή θεωρούμε  $\Delta\sigma_E = 22.84\text{MPa}$ , επίσης σε αυτόν τον έλεγχο λαμβάνεται υπόψη η επιρροή κλίμακας  $k_s = (25/t)^{0.2} = (25/80)^{0.2} = 0.79$ .

80	<p>Επιρροή κλίμακας για <math>t \geq 25\text{mm}</math>:</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$		<p>9) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε συγκολλητές δοκούς άνευ οπών συναρμογής.</p> <p>10) Πλήρης αποκατάσταση ελατών διατομών με εσωραφές και με οπές συναρμογής.</p> <p>11) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες, ελάσματα, ελατές ή συγκολλητές διατομές.</p>	<p>- Ύψος κοιλότητας ραφής όχι μεγαλύτερο από το 20% του πλάτους, με ομαλή συναρμογή στην επιφάνεια ελάσματος.</p> <p>- Όχι έγκαιση ρίζας</p> <p>- Χρήση και στη συνέχεια αφαίρεση υποθέματος, έγκαιση ρίζας στις ακμές κατά τη διεύθυνση των τάσεων.</p> <p>- Αμφίπλευρη συγκόλληση; έλεγχος με μη καταστροφικές μεθόδους.</p> <p><u>Λεπτομέρεια 10:</u> Ύψος κοιλότητας ραφής όχι μεγαλύτερο από το 10% του πλάτους, με ομαλή συναρμογή στην επιφάνεια ελάσματος.</p>
----	---	--	--	---

Σχήμα 2.22: Κατηγορία λεπτομέρειας για εγκάρσιες εσωραφές

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E}{k_s \cdot \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}} = \frac{1 \cdot 22.84}{0.79 \cdot \frac{80}{1.35}} = 0.49 < 1 \checkmark$$

### 2.5.3.3 Έλεγχος κοπώσεως σε ενδιάμεση στήριξη

Ο έλεγχος στην περίπτωση αυτή του κάτω πέλματος είναι ευμενέστερος λόγω του μικρότερου εύρους τάσεων. Το άνω πέσμα λόγω της ύπαρξης των διατμητικών ήλων, είναι κατηγορία 80.



Σχήμα 2.23: Κατηγορία λεπτομέρειας για άνω πέσμα με διατμητικούς ήλους

Το εύρος τάσεων στο άνω πέσμα της δοκού είναι  $\Delta\sigma_p=7.061$  MPa και  $\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \Delta\sigma_p$  το  $\lambda$  υπολογίζεται από την σχέση 2.4 και  $\varphi_2=1$ . Τα  $\lambda_i$  υπολογίζονται όπως και στην προηγούμενη περίπτωση σύμφωνα με τους αντίστοιχους κατάλληλους πίνακες και προκύπτει:

$$\lambda_1 = 21.7 - 0.5 \cdot \frac{l-30}{50} = 2.1 \text{ όπου } l = \frac{60+80}{2} = 70$$

$$\lambda_2 = \left( \frac{N_{obs}}{N_o} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{2 \cdot 10^6}{0.5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = 1.32$$

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{50}{100} \right)^{\frac{1}{5}} = 0.87$$

$$\lambda_4 = \left( 1 + \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^5 + \left( \frac{n_3}{n_1} \right)^5 \right)^{\frac{1}{5}} = 1.025 \text{ όπου:}$$

$$n_1 = \left( \frac{8.75}{9.5} \right) = 0.92 \quad n_2 = \left( \frac{5.75}{9.5} \right) = 0.61 \quad n_3 = \left( \frac{2.75}{9.5} \right) = 0.289$$

Άρα προκύπτει

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2.1 \cdot 1.32 \cdot 0.87 \cdot 1.025 = 2.471 < \lambda_{\max} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{70-30}{50} \cdot 2.52 \text{ συνεπώς}$$

$$\lambda = 2.471.$$

$$\Delta\sigma_E = 2.471 \cdot 7.061 = 17.45 \text{ MPa και } \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c} = \frac{17.45}{80} = 0.49 < 1 \checkmark$$

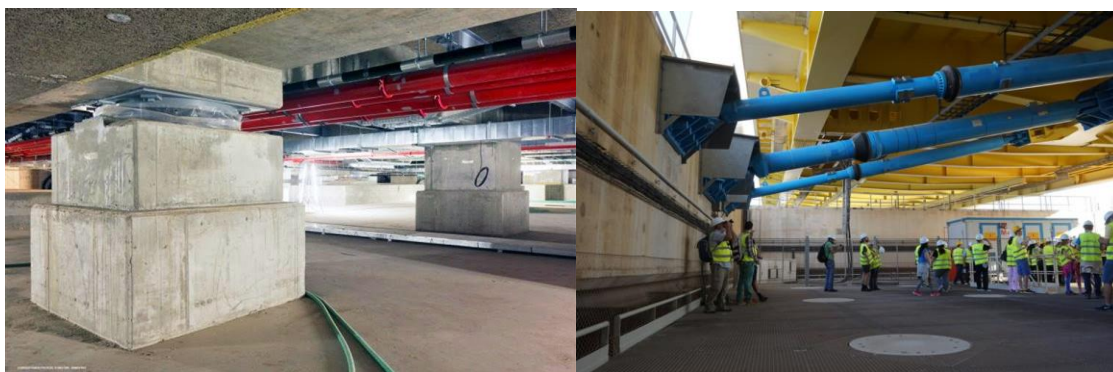
$$\frac{\gamma_{MF}}{1.35}$$

Οι έλεγχοι κοπώσεως συνεπώς ικανοποιούνται.

## 3 Σεισμική Μόνωση

### 3.1 Εισαγωγή

Με τον όρο σεισμική μόνωση εννοούμε την εφαρμογή ειδικών μηχανισμών, μονωτήρων, στις κατασκευές με σκοπό την ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων και των εσωτερικών δυνάμεων που δημιουργούνται κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Συνεπώς, σε αντίθεση με τις συμβατικές μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού που στοχεύουν στην αύξηση της αντοχής των κατασκευών, τα συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν ως στόχο τη μείωση της σεισμικής απόκρισης. Στην περίπτωση των κτηρίων οι μονωτήρες τοποθετούνται στη βάση της κατασκευής, στο επίπεδο της θεμελίωσης. Αντίθετα, στην περίπτωση των γεφυρών τοποθετούνται μεταξύ της ανωδομής (καταστρώματος της γέφυρας) και των βάθρων.



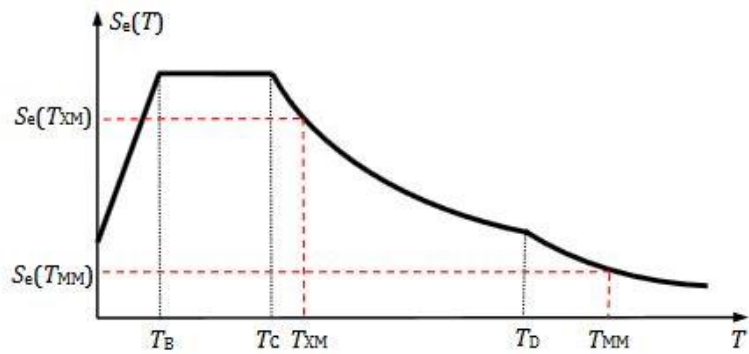
Σχήμα 3.1: Αριστερά εφέδρανα τριβής στο κέντρο πολιτισμού Σταύρος Νιάρχος και δεξιά αποσβεστήρες στην γέφυρα Ρίο -Αντίρριο

### 3.2 Τρόποι επίτευξης σεισμικής μόνωσης

Η σεισμική μόνωση και συνεπώς και η βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών μπορεί να επιτευχθεί με τους εξής τρόπους:

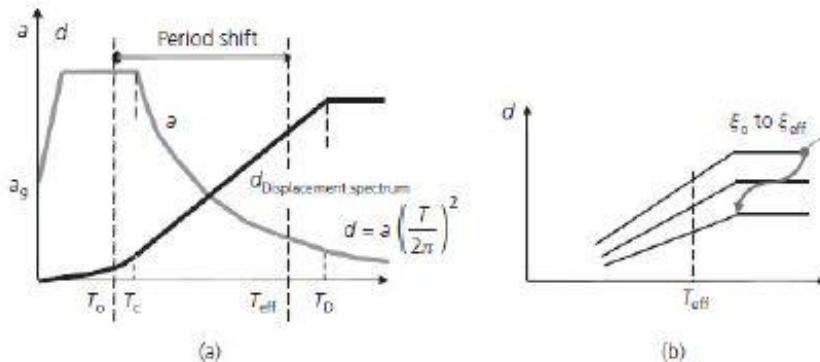
- Με αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής
- Με αύξηση της απόσβεσης και
- Με συνδυασμό των δύο παραπάνω παραγόντων

Στην πρώτη περίπτωση, η αύξηση της ιδιοπεριόδου από την τιμή  $T_{\chi M}$  χωρίς μόνωση στην τιμή  $T_{MM}$  οδηγεί σε μείωση των σεισμικών φορτίων (Σχήμα 3.2) με ταυτόχρονη όμως αύξηση των μετακινήσεων. Εάν η τιμή  $T_{\chi M}$  είναι κοντά στο σημείο έναρξης του φθίνοντα κλάδου του φάσματος, τότε ακόμη και μικρή αύξηση της περιόδου οδηγεί σε σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων. Αντίθετα εάν  $T_{\chi M}$  είναι ήδη μεγάλη, η μείωση του φορτίου που επιτυγχάνεται δεν είναι σημαντική, ενώ αντίθετα η αύξηση των μετακινήσεων μεγάλη.



Σχήμα 3.2: Μείωση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης με την αύξηση της ιδιοπεριόδου

Στην δεύτερη περίπτωση χρησιμοποιούνται ειδικοί μηχανισμοί οι οποίοι απορροφούν ενέργεια και οδηγούν σε μείωση τόσο των σεισμικών δυνάμεων όσο και των μετακινήσεων. Οι μηχανισμοί που συνήθως χρησιμοποιούνται βασίζονται είτε σε ανελαστική συμπεριφορά κάποιου υλικού (συνήθως χάλυβα ή μολύβδου), είτε σε συστήματα τριβής, είτε σε προσθήκη ιξώδους απόσβεσης, είτε σε συνδυασμό των παραπάνω. Ως μειονέκτημα τέτοιων μηχανισμών απόσβεσης θεωρούνται η ανάγκη υψηλής πιστοποίησης των υλικών και του συστήματος, η απαιτούμενη συντήρηση ανά τακτά διαστήματα και η πιθανή ανάγκη αντικατάστασής τους μετά από κάποιο ισχυρό σεισμό.



Σχήμα 3.3: Επίδραση σεισμικής μόνωσης (α) με αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος (β) με αύξηση της απόσβεσης του συστήματος

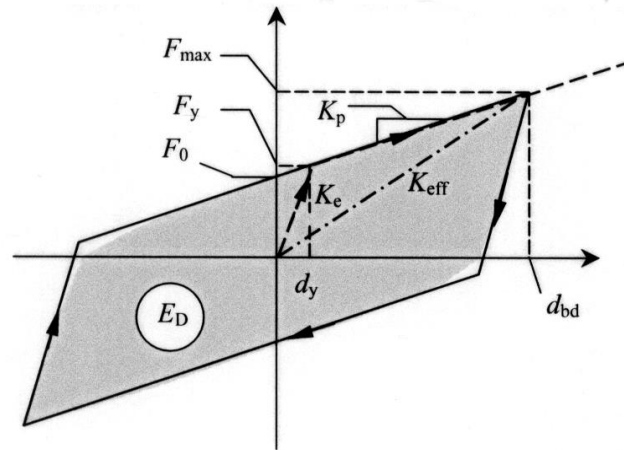
Οι σεισμικοί μονωτήρες πρέπει να ικανοποιούν μία ή περισσότερες από τις παρακάτω λειτουργίες:

- Υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση (ώστε να μπορούν να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία) και μειωμένη δυσκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση (ώστε να οδηγούν σε αυξημένη ιδιοπερίοδο)
- Απορρόφηση ενέργειας
- Ικανότητα επαναφοράς της γέφυρας στην αρχική της θέση
- Περιορισμένες μετακινήσεις για μη σεισμικές δυνάμεις
- Δυνατότητα πρόσβασης για επιθεώρηση, συντήρηση και πιθανή αντικατάσταση

### 3.3 Τύποι σεισμικής μόνωσης

#### 3.3.1 Μονωτήρες με υστερητική συμπεριφορά

Σε αυτή την κατηγορία μονωτήρων ανήκουν τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης και τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Αυτού του τύπου τα εφέδρανα αναπτύσσουν μία δύναμη που στηρίζεται στην σχετική μετακίνηση του σημείου επαφής του μονωτήρα στο κατάστρωμα και του σημείου επαφής του στο βάθρο. Το σχήμα του διαγράμματος δύναμης-μετατόπισης σε αυτού του τύπου τα εφέδρανα είναι συνήθως διγραμμικό (Σχήμα 3.4).



Σχήμα 3.4: Διγραμμική προσέγγιση υστερητικής συμπεριφοράς δύναμης-μετακίνησης [20]

Όπου τα σύμβολα του Σχήματος 3.4 ορίζονται ως εξής:

$d_y$  = μετακίνηση διαρροής

$d_{bd}$  = μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα, που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  του συστήματος σεισμικής μόνωσης

$E_D$  = αποσβενόμενη ενέργεια ανά κύκλο στην μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα  $d_{bd}$ , ίση προς το εμβαδόν του υστερητικού βρόχου  $= 4(F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y)$

$F_y$  = δύναμη διαρροής υπό μονοτονική φόρτιση

$F_0$  = δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση  $= F_y - K_p \cdot d_y$  ;

$F_{max}$  = μέγιστη δύναμη, που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{bd}$

$K_e$  = ελαστική δυσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση  $= \frac{F_y}{d_y}$ , ίση επίσης με την δυσκαμψία αποφόρτισης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$K_p$  = μετελαστική (εφαπτομενική) δυσκαμψία  $= \frac{F_{max} - F_y}{d_{bd} - d_y}$

$K_{eff}$  = ενεργός δυσκαμψία  $= \frac{F_{max}}{d_{bd}}$

### 3.3.1.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής (LDEB) ή υψηλής (HDEB) απόσβεσης

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από στρώσεις ελαστικού που ενισχύονται με πλήρως εγκιβωτισμένα και συγκολλημένα χαλυβδόφυλλα. Αυτού του τύπου τα εφέδρανα έχουν την δυνατότητα να παραλαμβάνουν κατακόρυφες και οριζόντιες δυνάμεις, μετακινήσεις στο επίπεδό τους καθώς και στροφές.


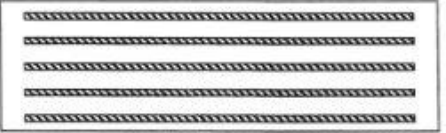
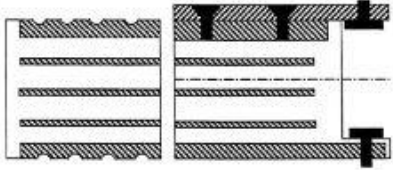
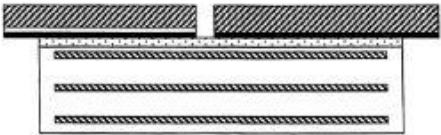
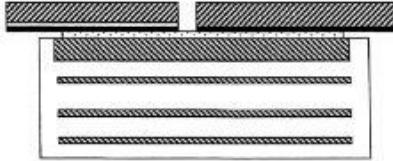

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης  $\xi$  μικρότερο 0.06 και εμφανίζουν ανακυκλική συμπεριφορά με λεπτούς βρόγχους. Η συμπεριφορά τους μπορεί να προσεγγιστεί με συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία  $G_b \cdot \frac{A_b}{t_e}$  για διατμητικές

παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100%, όπου  $G_b$  είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς,  $A_b$  η επιφάνεια του και  $t_e$  το συνολικό του πάχος.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης γεωμετρικά δεν διαφέρουν σε τίποτα από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης. Η βασική διαφορά οφείλεται στην σύσταση του ελαστομερούς η οποία επιτυγχάνεται με την προσθήκη ουσιών όπως άνθρακας και ρητίνες που αυξάνουν την απόσβεση, με αποτέλεσμα να εμφανίζουν ουσιαστικούς υστερητικούς βρόγχους που αντιστοιχούν σε ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης  $\xi$  μεταξύ 0.1 και 0.2.

Σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 1337-3:2005 οι κατηγορίες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων φαίνονται στο παρακάτω Σχήμα 3.5.



<p><b>Τύπος Α:</b> Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με ένα χαλύβδινο ελάσμα πλήρως περιβεβλημένο με ελαστομερές υλικό.</p>	
<p><b>Τύπος Β:</b> Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με δύο τουλάχιστον χαλύβδινα ελάσματα πλήρως περιβεβλημένα με ελαστομερές υλικό.</p>	
<p><b>Τύπος C:</b> Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με εξωτερικά ελάσματα.</p> <p><i>Σημείωση:</i> Εκτός από τον εμφανιζόμενο στο σχήμα τρόπο αγκύρωσης, δύνανται να χρησιμοποιηθούν και άλλοι τρόποι σε συμφωνία με τον Κ.Τ.Ε.</p>	
<p><b>Τύπος D:</b> Όπως ο τύπος Β με φύλλα PTFE συγκολλημένα στο ελαστομερές.</p>	
<p><b>Τύπος E:</b> Όπως ο τύπος C με μία εξωτερική πλάκα βουλκανισμένη με το ελαστομερές υλικό επί της οποίας είναι συγκολλημένο φύλλο PTFE.</p>	
<p><b>Τύπου F:</b> Ελαστομερή εφέδρανα άσπλα (χωρίς χαλύβδινα ελάσματα) –ελαστομερείς ταινίες.</p>	

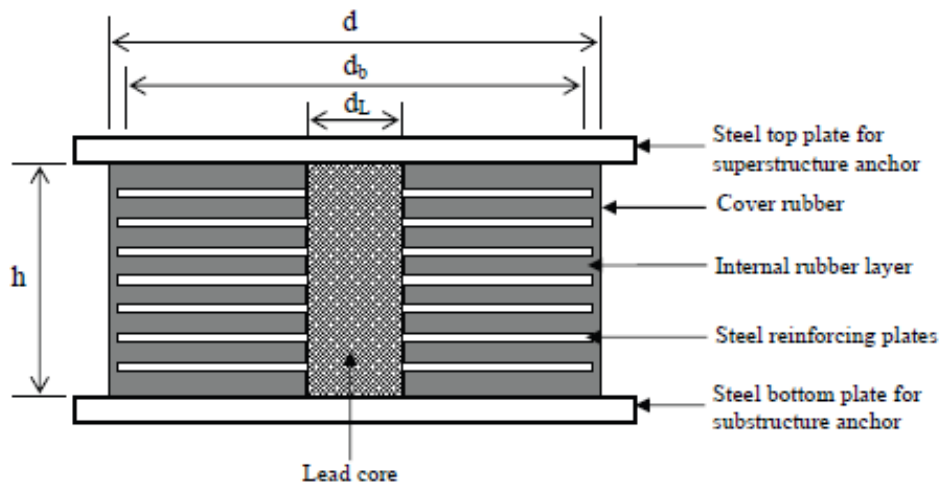
Σημείωση 1: Όλοι οι παραπάνω τύποι δύνανται να συνδυασθούν μεταξύ τους.

Σημείωση 2: Δεν επιτρέπεται γενικά η χρήση άσπλων ελαστομερών εφεδράνων στην γεφυροποιία.

Σχήμα 3.5: Τύποι ελαστομεταλλικών εφεδράνων [8]

### 3.3.1.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Σχήμα 3.6) αποτελούνται από χαμηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα οποία προστίθεται ένα κυλινδρικός πυρήνας μολύβδου. Η προσθήκη του πυρήνα μολύβδου που διαρρέει εύκολα σε χαμηλά επίπεδα τάσεων και έχει συμπεριφορά ελαστική-τελείως πλαστική, δίνει στο εφέδρανο την δυνατότητα να εμφανίσει μια σχεδόν διγραμμική υστερητική συμπεριφορά για τις σεισμικές δράσεις.



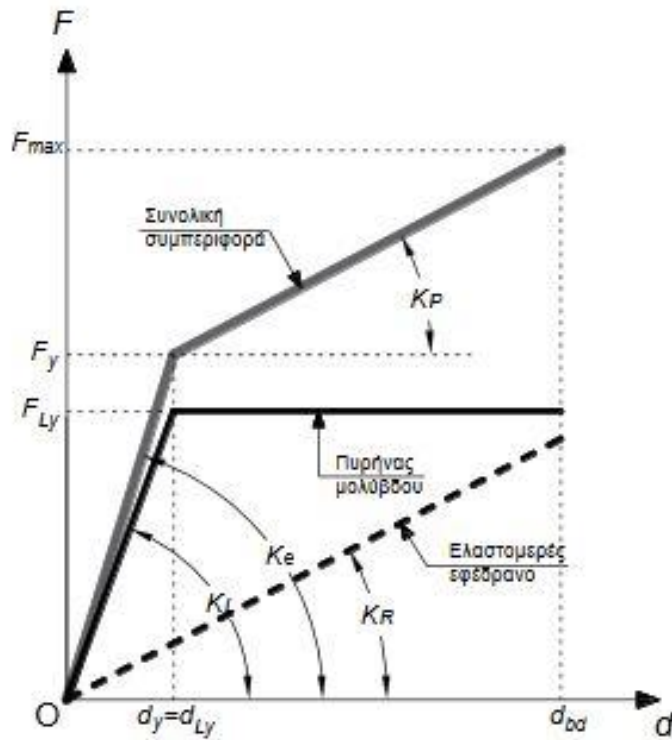
Σχήμα 3.6: Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου

Η συμπεριφορά αυτού του τύπου εφεδράνων δίνεται στο Σχήμα 3.7. Παρατηρούμε ότι η ελαστική συμπεριφορά του μολύβδου έχει δυσκαμψία  $K_L$  και μηδενική δυσκαμψία μετά την διαρροή, ενώ τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα συμπεριφέρονται ελαστικά με δυσκαμψία  $K_R$ . Έτσι η συνολική ανελαστική συμπεριφορά του μονωτήρα περιγράφεται από τον βρόγχο υστέρησης του Σχήματος 3.4, με  $K_e = K_L + K_R$  και  $K_p = K_R$ . Η δύναμη στην οποία συμβαίνει η διαρροή δίνεται στη Σχέση 3.1:

$$F_y = F_{Ly} \cdot \left(1 + \frac{K_R}{K_L}\right), \quad (3.1)$$

Όπου:

$F_{Ly} = K_L \cdot d_{Ly}$  η δύναμη στην οποία διαρρέει ο μολύβδος

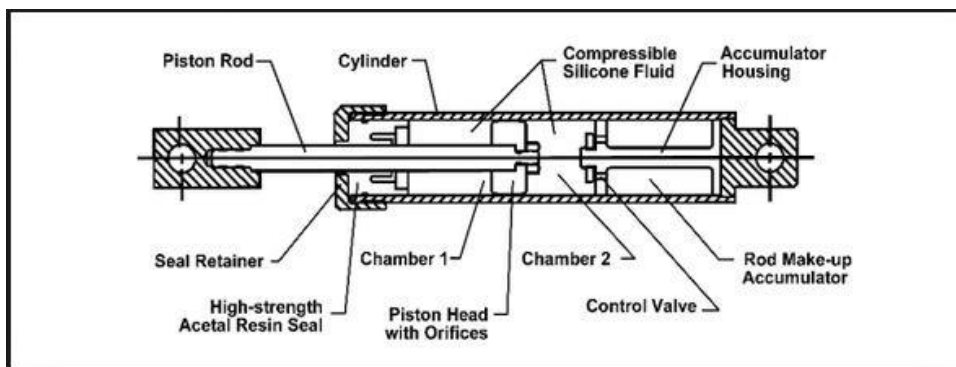


Σχήμα 3.7: Σχέση δύναμης-μετακίνησης των επιμέρους στοιχείων και συνολικά του μονωτήρα για εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου [20]

Πρέπει να σημειωθεί ότι συνήθως η τιμή  $K_L$  είναι πολύ μεγαλύτερη τη  $K_R$  οπότε ισχύει  $K_e \approx K_L$  και  $F_y \approx F_{Ly}$ .

### 3.3.2 Υδραυλικοί αποσβεστήρες με ιξώδη συμπεριφορά

Αυτά τα συστήματα μόνωσης προσθέτουν απόσβεση στην κατασκευή χωρίς να επηρεάζουν τη δυσκαμψία του συστήματος. Οι υδραυλικοί αποσβεστήρες αποτελούνται από έναν κύλινδρο και ένα έμβολο από ανοξείδωτο ατσάλι και συνδέονται με το κατάστρωμα και το βάθρο ή το ακρόβαθρο σε δύο σημεία προσδιορίζοντας έτσι τη διεύθυνση της διέγερσης και της δράσης του. Ο αποσβεστήρας ενεργοποιείται από την κίνηση του ρευστού, που έχει ως βάση τη σιλικόνη (silicone fluid), στους εσωτερικούς θαλάμους του (chambers) από τη μία πλευρά του εμβόλου στην άλλη (Σχήμα 3.8).

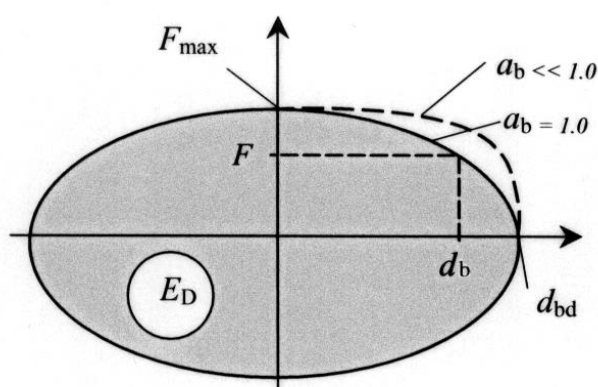


Σχήμα 3.8: Διατομή ιξώδους αποσβεστήρα

Η δύναμη που αναπτύσσεται στο μονωτήρα είναι ανάλογη της ταχύτητας της σχετικής κίνησης των δύο άκρων του μηχανισμού, και δίνεται από την Σχέση 3.2 όπου οι σταθερές  $C$  και  $a_b$  είναι χαρακτηριστικά που δίνονται από τον κατασκευαστή, με τις τιμές του  $a_b$  να κυμαίνονται μεταξύ 1.00-0.01.

$$F = C \cdot v^{a_b}, \quad (3.2)$$

Η αντίδραση των υδραυλικών αποσβεστήρων είναι μηδενική στη μέγιστη μετακίνηση  $d_{\max} = d_{bd}$  και συνεπώς ο αποσβεστήρας δε συνεισφέρει στην ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης. Η σχέση δύναμης-μετακίνησης ενός στοιχείου με ιξώδη συμπεριφορά, για ημιτονοειδή απόκριση με συχνότητα  $\omega$  δίνεται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9: Σχέση δύναμης-μετακίνησης υδραυλικού αποσβεστήρα για ημιτονική απόκριση [20]

Για τη μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{bd}$  του αποσβεστήρα η δύναμη είναι μηδενική, ενώ η μέγιστη δύναμη προκύπτει από τη Σχέση 3.3.

$$F_{\max} = C \cdot (d_{bd} \cdot \omega)^{a_b}, \quad (3.3)$$

Η ενέργεια  $E_D$  που αποσβένεται σε κάθε κύκλο εξαρτάται από το συντελεστή  $a$  και μεγαλώνει όσο μικραίνει το  $a$  σε σύγκριση με την τιμή  $a = 1$  (Σχήμα 3.7). Το εμβαδόν του κάθε βρόγχου υστέρησης δίνεται από τη Σχέση 3.4.

$$E_D = \lambda(a) \cdot F_{\max} \cdot d_{bd}, \quad (3.4)$$

όπου  $\lambda(a) = 2^{2+a} \frac{\Gamma^2(1+0.5a)}{\Gamma(2+a)}$ ,  $\Gamma()$  είναι η συνάρτηση Γάμμα.

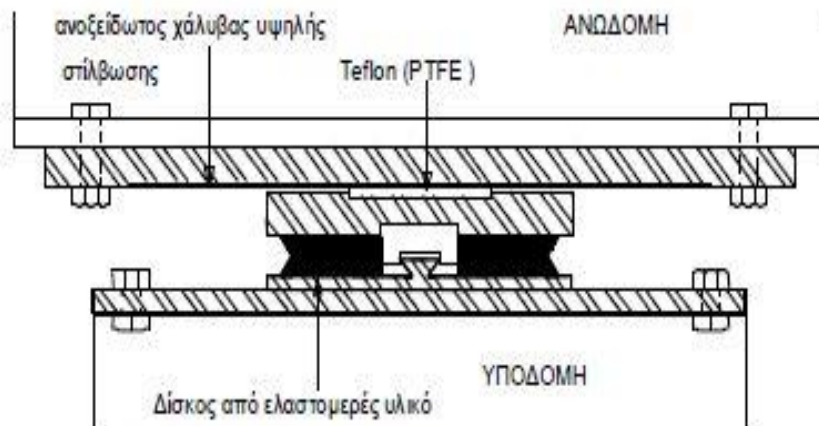
### 3.3.3 Συστήματα ολίσθησης

Τα συστήματα ολίσθησης διακρίνονται σε δύο είδη, ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης είναι επίπεδες ή σφαιρικές. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτά είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής, ο οποίος εξαρτάται από τη σύνθεση των

επιφανειών ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού, την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης. Ο προσδιορισμός του συντελεστή τριβής γίνεται με δοκιμές.

### 3.3.3.1 Εφέδρανα ολίσθησης με επίπεδη επιφάνεια (Flat Sliding Bearings-FSB)

Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από μία επίπεδη πλάκα πάνω στην οποία ολισθαίνει το ολισθαίνον σώμα (Σχήμα 3.10).



Σχήμα 3.10: Τομή επίπεδου εφεδράνου ολίσθησης

Στις συσκευές ολίσθησης με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης η δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή ισούται με:

$$F_{\max} = \mu_d \cdot N_{sd} \cdot \text{sign}(\dot{d}_b), \quad (3.5)$$

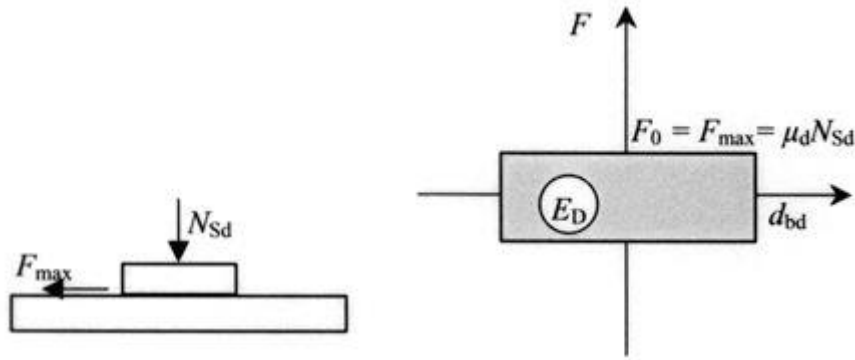
όπου:

$\mu_d$  είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής

$N_{sd}$  είναι η αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τη συσκευή, και

$\text{sign}(\dot{d}_b)$  είναι το πρόσημο του ανύσματος της ταχύτητας  $\dot{d}_b$

$d_b$  είναι η σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών ολίσθησης



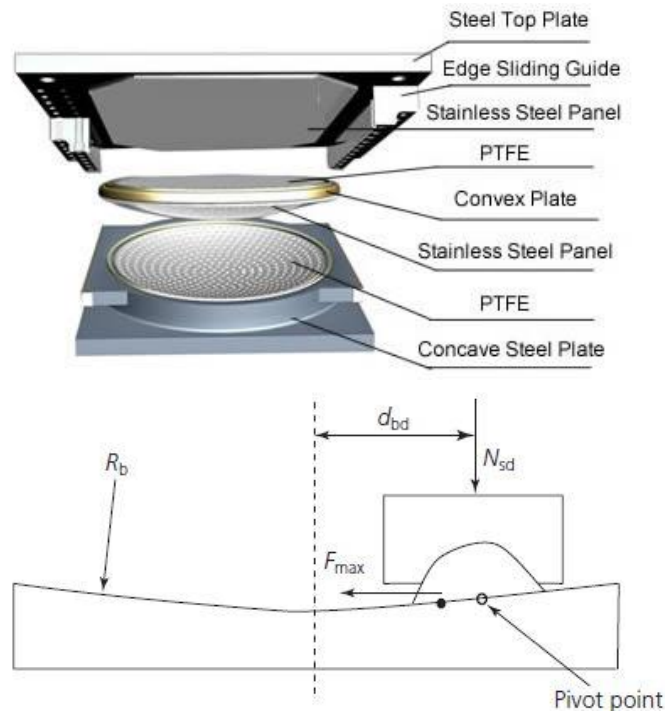
Σχήμα 3.11: Σχέση δύναμης-παραμόρφωσης εφεδράνου με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης [20]

Τέτοιοι μηχανισμοί μειώνουν σημαντικά τη σεισμική ένταση στα βάθρα αλλά οι μετακινήσεις είναι αρκετά μεγάλες. Επιπλέον, αυτού του τύπου τα εφέδρανα δε διαθέτουν δύναμη επαναφοράς με αποτέλεσμα να εμφανίζονται σημαντικές παραμένουσες μετακινήσεις. Για τον λόγο αυτόν χρησιμοποιούνται κυρίως σε συνδυασμό με άλλα συστήματα όπως ελαστομεταλλικά εφέδρανα που δημιουργούν δυνάμεις επαναφοράς. Η ενέργεια που αποσβένεται σε έναν κύκλο δίνεται από τη Σχέση 3.6

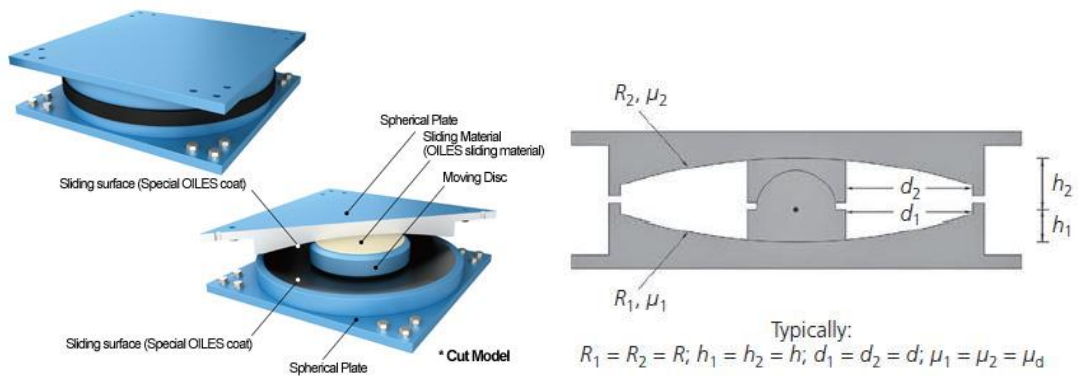
$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{Sd} \cdot d_{bd}, \quad (3.6)$$

### 3.3.3.2 Εφέδρανα ολίσθησης με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems-FPS)

Αυτού του τύπου τα εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από έναν αρθρωτό ολισθήρα ο οποίος ολισθαίνει πάνω σε μία σφαιρική επιφάνεια τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα ακτίνας καμπυλότητας  $R$ . Η επιφάνεια του ολισθήρα που έρχεται σε επαφή με τη σφαιρική επιφάνεια είναι επικαλυμμένη με συνθετικό υλικό (PTFE). Κατά τη σεισμική διέγερση, το αρθρωτό στοιχείο ολισθαίνει στη σφαιρική επιφάνεια αποσβένοντας την ενέργεια μέσω της τριβής και λόγω της καμπυλότητας η μάζα της ανωδομής ανυψώνεται με αποτέλεσμα να εμφανίζεται μία δύναμη επαναφοράς. Στα εφέδρανα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης υπάρχει η δυνατότητα να έχουν μονή ή διπλή σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης, δηλαδή και πάνω και κάτω όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.12 και 3.13.

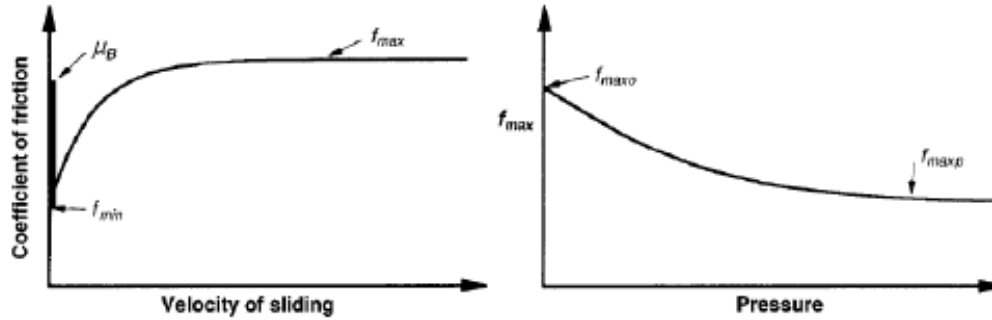


Σχήμα 3.12: Σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης με μία σφαιρική επιφάνεια



Σχήμα 3.13: Σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης με δύο σφαιρικές επιφάνειες

Στην απόκριση των FPS σημαντικό ρόλο παίζει η επιφάνεια ολίσθησης. Ο συντελεστής τριβής τους εξαρτάται από την πίεση που ασκείται στην επιφάνεια του εφεδράνου, την ταχύτητα της ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού, τη θερμοκρασία και το επίπεδο φθοράς της επιφάνειας ολίσθησης. Η μεταβολή του συντελεστή τριβής σε σχέση με την ταχύτητα και την πίεση φαίνεται στο Σχήμα 3.14.



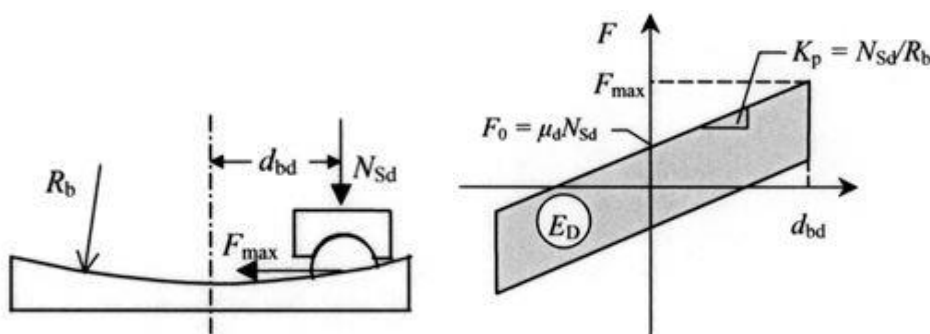
Σχήμα 3.14: Μεταβολή συντελεστή τριβής FPS σε σχέση με την ταχύτητα και την πίεση

Ο μηχανισμός δυναμικά συμπεριφέρεται ως εκκρεμές με ιδιοπερίοδο  $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R_b}{g}}$  και έχει οριζόντια δυσκαμψία ίση με  $K_p = \frac{N_{Sd}}{R_b}$ . Η δύναμη επαναφοράς του συστήματος ισούται με  $N_{Sd} \cdot \frac{d_b}{R_b}$  και η μέγιστη δύναμη  $F_{max}$  στη μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{bd}$  δίνεται από τη Σχέση 3.7.

$$F_{max} = \frac{N_{Sd}}{R_b} \cdot d_{bd} + \mu_d \cdot N_{Sd} \cdot \text{sign}(\dot{d}_b), \quad (3.7)$$

Η ενέργεια που αποσβένεται είναι ίση με την περίπτωση του επίπεδου εφεδράνου ολίσθησης δηλαδή :

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{Sd} \cdot d_{bd}, \quad (3.8)$$



Σχήμα 3.15: Σχέση δύναμης-παραμόρφωσης εφεδράνου με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης [20]

Οι ονομαστικές ιδιότητες των μονωτήρων και επομένως και του συστήματος μόνωσης, μπορούν να επηρεαστούν από τη γήρανση, τη θερμοκρασία, την ιστορία της φόρτισης (προπαραμόρφωση), τη ρύπανση και τη συσσωρευόμενη διαδρομή. Η μεταβλητότητα αυτή αντιμετωπίζεται σύμφωνα με το Παράρτημα J του Ευρωκώδικα 8, χρησιμοποιώντας τα ακόλουθα δύο σύνολα τιμών σχεδιασμού των παραμέτρων του συστήματος μόνωσης, κατάλληλα καθορισμένα:



- Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΑΤΠΣ), για τον υπολογισμό μέγιστων δυνάμεων στην υποδομή και το φορέα
- Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΚΤΠΣ), για τον υπολογισμό των μέγιστων μετακινήσεων του συστήματος και του φορέα.

### 3.4 Μέθοδοι ανάλυσης

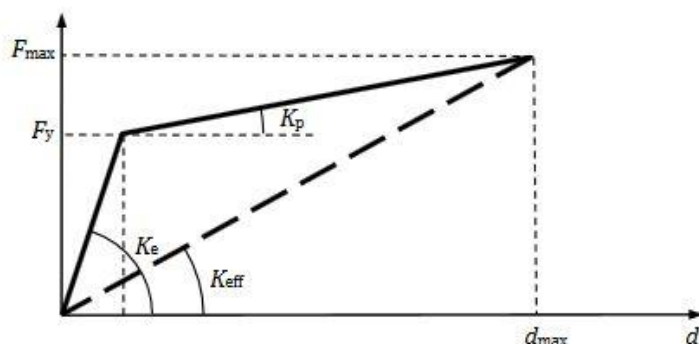
Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση των γεφυρών με σεισμική μόνωση είναι:

- Η μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή, που μπορεί να εφαρμοστεί όταν συνυπάρχουν όλες οι ακόλουθες συνθήκες:
  - (a) Η απόσταση μεταξύ της θέσης της γέφυρας και του πλησιέστερου γνωστού ενεργού σεισμογόνου ρήγματος, υπερβαίνει τα 15km.
  - (b) Οι εδαφικές συνθήκες στη θέση κατασκευής αντιστοιχούν σε μία από τις κατηγορίες εδάφους Α, Β, C ή Ε
  - (c) Η ενεργός απόσβεση ( $\zeta_{eff}$ ) δεν υπερβαίνει το 0.3
- Η μέθοδος φασματικής απόκρισης, που μπορεί να εφαρμοστεί αν ισχύουν η δεύτερη και η τρίτη από τις προαναφερθείσες προϋποθέσεις.
- Η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, που μπορεί να εφαρμοστεί στην μελέτη οποιασδήποτε μονωμένης γέφυρας.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την εφαρμογή των φασματικών μεθόδων απαιτείται η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς με ισοδύναμη ελαστική. Για συστήματα με ελαστοπλαστική συμπεριφορά, αυτό επιτυγχάνεται μέσω του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος, δηλαδή του ελαστικού συστήματος στο οποίο για την ίδια σεισμική διέγερση αναπτύσσεται η ίδια μέγιστη μετακίνηση  $d_{max}$  και η ίδια μέγιστη δύναμη  $F_{max}$ . Το ισοδύναμο ελαστικό σύστημα διαθέτει ενεργό δυσκαμψία  $K_{eff}$ , ενεργό απόσβεση  $\zeta_{eff}$  και ενεργό ιδιοπερίοδο  $T_{eff}$ .

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.16 η ενεργός δυσκαμψία ορίζεται ως η τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση  $d_{max}$  δηλαδή,

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{d_{max}}, \quad (3.9)$$



Σχήμα 3.16: Ορισμός ενεργούς δυσκαμψίας ισοδύναμου ελαστικού συστήματος

Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται έτσι ώστε η απορρόφηση ενέργειας στον κύκλο που συμβαίνει η μέγιστη μετακίνηση να ισούται με την υστερητική ενέργεια  $E_D$  του ανελαστικού συστήματος. Συνήθως εφαρμόζεται η σχέση Chopra:

$$\zeta_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}}, \quad (3.10)$$

όπου  $E_{S0}$  είναι η ελαστική ενέργεια του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$E_{S0} = \frac{1}{2} \cdot K_{eff} \cdot d_{max}^2, \quad (3.11)$$

Λόγω του ότι η μέγιστη μετακίνηση δεν είναι γνωστή εξ' αρχής απαιτούνται δοκιμές για τον υπολογισμό του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.

### 3.4.1 Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή

Η μέθοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι μία απλοποιημένη διαδικασία κατά την οποία η ανωδομή θεωρείται ως στερεό σώμα και η κατασκευή συμπεριφέρεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής σε κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις. Η θεώρηση αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι οι μετακινήσεις εντοπίζονται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Ο μονοβάθμιος αυτός ταλαντωτής έχει μάζα ίση με τη συνολική μάζα της ανωδομής  $M$ , στην περίπτωση των γεφυρών στη μάζα της ανωδομής πρέπει να συνυπολογίζεται και η μάζα των βάθρων εάν είναι σημαντική ή τα βάθρα βρίσκονται μέσα σε νερό, οπότε λαμβάνεται υπόψη και ισοδύναμη μάζα ύδατος. Η δυσκαμψία του μονοβάθμιου ταλαντωτή ισούται με την ενεργό δυσκαμψία  $K_{eff}$  του συστήματος μόνωσης, που υπολογίζεται αθροίζοντας τις συνολικές ενεργές δυσκαμψίες των βάθρων (Σχέση 3.12).

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i}, \quad (3.12)$$

Τέλος η απόσβεση του μονοβάθμιου ταλαντωτή  $\zeta_{eff}$  είναι ίση με τη συνολική ενεργό απόσβεση του συστήματος που υπολογίζεται από την Σχέση 3.13:

$$\zeta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sum E_{D,i}}{d_{cd}^2 \cdot \sum K_{eff,i}}, \quad (3.13)$$

όπου:

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

Αξίζει να σημειωθεί ότι η στην Σχέση 3.13 λαμβάνεται υπόψη μόνο η υστερητική απορρόφηση ενέργειας από τους μονωτήρες και αμελείται η ιξώδης απόσβεση  $\zeta_e$  που αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου αυτού ταλαντωτή  $T_{eff}$  υπολογίζεται από την Σχέση 3.14:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}, \quad (3.14)$$

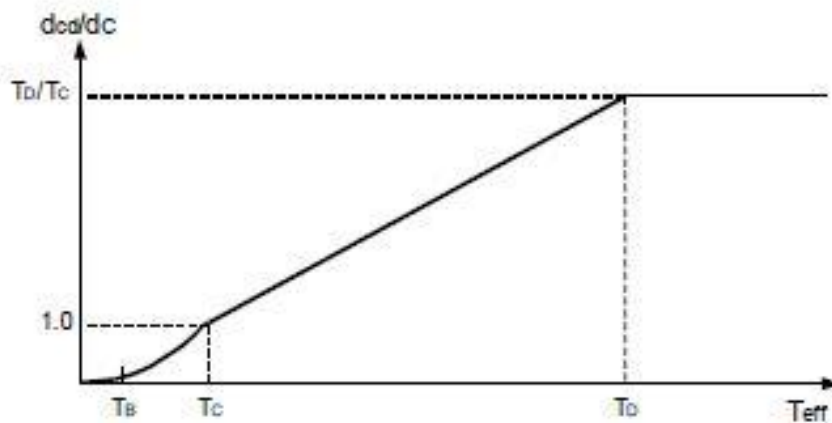
Στην συνέχεια υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για την ιδιοπερίοδο  $T_{eff}$  και την ενεργό απόσβεση  $\zeta_{eff}$ . Η φασματική επιτάχυνση και η φασματική μετακίνηση σχεδιασμού υπολογίζονται από τις Σχέσεις του Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Φασματική επιτάχυνση και φασματική μετακίνηση σχεδιασμού

$T_{eff}$	$S_e$	$d_{cd}$
$T_C \leq T_{eff} < T_D$	$S \cdot a_g \cdot \eta_{eff} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T_{eff}}$	$\frac{T_{eff}}{T_C} \cdot d_C$
$T_D \leq T_{eff}$	$S \cdot a_g \cdot \eta_{eff} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T_{eff}^2}$	$\frac{T_D}{T_C} \cdot d_C$

Όπου:  $a_g = \gamma_I \cdot a_{g,R}$ ,  $d_C = \frac{0.625}{\pi^2} S \cdot a_g \cdot \eta_{eff} \cdot T_C^2$  και  $\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \zeta_{eff}}} \geq 0.4$

Στο Σχήμα 3.17 δίνεται η μετακίνηση σχεδιασμού σε μορφή διαγράμματος.



Σχήμα 3.17: Φασματική μετακίνηση σχεδιασμού για γέφυρες με σεισμική μόνωση

Τα  $a_{gR}$ ,  $\gamma_i$ ,  $S$  και  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  επιλέγονται από τον Ευρωκώδικα σύμφωνα με τους Πίνακες 3.2, 3.3, 3.4

Πίνακας 3.2: Επιτάχυνση εδάφους αναφοράς  $a_{gR}$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a_{gR}$
$Z_1$	0.16
$Z_2$	0.24
$Z_3$	0.36

Πίνακας 3.3: Συντελεστής  $\gamma_i$

Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_i$
I	0.8
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Πίνακας 3.4: Ιδιοπερίοδοι  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  και συντελεστής  $S$

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S$
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

### 3.4.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης

Στην μέθοδο της φασματικής απόκρισης η προσομοίωση της ανωδομής, του συστήματος σεισμικής μόνωσης και της υποδομής θα πρέπει να απεικονίζεται με ακρίβεια, ώστε να μπορεί να ληφθεί υπόψη η θέση των μονωτήρων στον χώρο, η παραμόρφωση του φορέα, η δυσκαμψία του, η ελαστικότητα του εδάφους θεμελίωσης κλπ.

Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται και σε αυτή τη μέθοδο από την Σχέση 3.13, αλλά εφαρμόζεται μόνο στις ιδιομορφές που έχουν περίοδο μεγαλύτερη από  $0.8T_{eff}$ , όπου  $T_{eff}$  η ενεργός ιδιοπερίοδος της Σχέσης 3.14. Για τις υπόλοιπες ιδιομορφές χρησιμοποιείται η συμβατική απόσβεση της κατασκευής χωρίς σεισμική μόνωση.

Η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  και η τέμνουσα  $V_d$  που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{cf}$  και  $V_f$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Στην περίπτωση που αυτό συμβεί, δηλαδή προκύψουν μικρότερες, τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης θα πολλαπλασιάζονται με  $0.8 \cdot \frac{d_{cf}}{d_{cd}}$  για τις μετακινήσεις και με

$0.8 \cdot \frac{V_f}{V_d}$  για τις δυνάμεις και τις ροπές. Εάν δεν υπάρχει δυνατότητα προσομοίωσης της

γέφυρας ως μονοβάθμιος ταλαντωτής, οι τιμές των  $d_{cf}$  και  $V_f$  θα λαμβάνονται από τα αντίστοιχα μεγέθη που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή.

### 3.4.3 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα των μονωτήρων γίνεται βήμα-βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής. Για την επιλογή των κατάλληλων χρονοϊστοριών εφαρμόζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8-1. Για να επιτευχθεί η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων της ανάλυσης με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα γίνεται τροποποίηση των πρώτων. Στην παρούσα διπλωματική τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ήδη τροποποιημένα [4]. Για την επίτευξη της μη γραμμικής ανάλυσης με χρονοϊστορίες πρέπει να γίνει ανάλυση για 7 τουλάχιστον ζεύγη ή τριάδες χρονοϊστοριών και οι τιμές του σχεδιασμού θα λαμβάνονται ίσες με τον μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιμέρους αναλύσεων. Αν γίνουν λιγότερες από 7 αναλύσεις, τότε θα χρησιμοποιείται η μέγιστη τιμή κάθε μεγέθους.

Όπως αναφέρθηκε και στη μέθοδο της φασματικής απόκρισης σε περίπτωση που η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{ed}$  και η τέμνουσα  $V_d$  είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{ef}$  και  $V_f$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ισχύει η ίδια προσαυξητική μέθοδος.

## 4 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα Χαμηλής Απόσβεσης (LDEB)

### 4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο εφαρμόζεται η μέθοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για σεισμική μόνωση με ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης. Επίσης, γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι επάρκειας των εφεδράνων για ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ.

### 4.2 Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για LDEB

#### 4.2.1 Διαστασιολόγηση απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Για την επιλογή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων έγινε σε πρώτο στάδιο μια εκτίμηση των διαστάσεών τους και έπειτα μέσω επαναληπτικής διαδικασίας και με τη χρήση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ελέγχεται η επάρκειά τους μέχρι να καταλήξουμε στα κατάλληλα εφέδρανα. Τα τελικά εφέδρανα που επιλέχθηκαν παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.1.

Εφέδρανα		Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
Πλάτος ορθογωνικής διατομής εφεδράνου [mm]	a	700.00	700.00
Μήκος ορθογωνικής διατομής εφεδράνου [mm]	b	700.00	800.00
Πλήθος στρώσεων ελαστομερούς	n	10.00	10.00
Πάχος μεμονωμένης στρώσης ελαστομερούς [mm]	$t_i$	16.00	16.00
Συνολικό πάχος ελαστομερούς [mm]	$T_q$	165.00	165.00
Πάχος εξωτερικής στρώσης ελαστομερούς [mm]	e	2.50	2.50
Πάχος ενδιάμεσων χαλυβδοελασμάτων [mm]	$t_s$	5.00	5.00
Συνολικό πάχος εφεδράνου [mm]	h	220.00	220.00
Συντελεστής συμπίεστικότητας	$E_b$	2000.00	2000.00
Πλευρική επικάλυψη χαλυβδοελασμάτων [mm]		10.00	10.00

Σχήμα 4.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Κρίνεται απαραίτητο να διευκρινισθούν περαιτέρω χαρακτηριστικά των εφεδράνων όπως η ενεργός επιφάνεια, ο συντελεστής σχήματος και η μειωμένη ενεργός επιφάνεια.

- Ενεργός επιφάνεια: Ως ενεργός επιφάνεια ορίζεται η κοινή επιφάνεια του ελαστομερούς και της χαλύβδινης πλάκας, αφαιρούμενης της επιφάνειας οπών εφόσον δε σφραγίζονται αποτελεσματικά αργότερα. Για εφέδρανα με ορθογωνική επιφάνεια κάτοψης η ενεργός επιφάνεια υπολογίζεται από τη Σχέση 4.1:

$$A_1 = a' \cdot b', \quad (4.1)$$

όπου

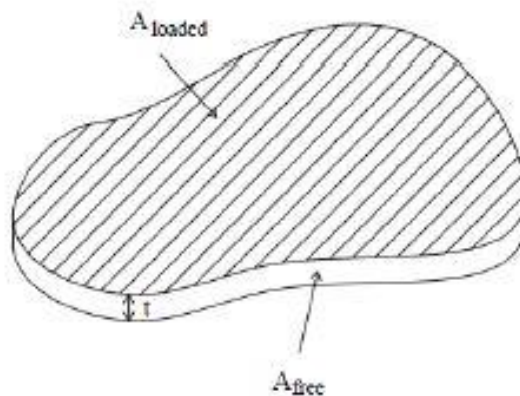
$$a' = a - 2 \cdot (\text{πλευρική επικάλυψη ελασμάτων})$$

$$b' = b - 2 \cdot (\text{πλευρική επικάλυψη ελασμάτων})$$

- Συντελεστής σχήματος  $S$ : Ο συντελεστής σχήματος των ανεξάρτητων στρώσεων του ελαστομερούς καθορίζει σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά του εφεδράνου σε συμπίεση και κάμψη. Ορίζεται ως ο λόγος της φορτισμένης επιφάνειας του εφεδράνου  $A_{\text{loaded}}$  προς την περίμετρο που είναι ελεύθερη να διογκωθεί  $A_{\text{free}}$  (Σχήμα 4.2).

$$S = \frac{A_1}{I_p \cdot t_i}, \quad (4.2)$$

όπου  $A_1$  είναι η ενεργός επιφάνεια και  $t_i$  το πάχος κάθε μεμονωμένης στρώσης του ελαστομερούς και  $I_p = 2(a' + b')$  για εφέδρανα με ορθογωνική επιφάνεια κάτοψης.



Σχήμα 4.2: Ορισμός επιφανειών για τον υπολογισμό του συντελεστή σχήματος

- Μειωμένη ενεργός επιφάνεια: Η μειωμένη ενεργός επιφάνεια ορίζεται ως η εναπομένουσα επιφάνεια αλληλοεπικάλυψης της κορυφής του εφεδράνου σε σχέση με την βάση του, μετά την οριζόντια παραμόρφωση της πρώτης, κατά  $v_{x,d}$  στην διαμήκη διεύθυνση και κατά  $v_{y,d}$  στην εγκάρσια. Μέσω αυτής της επιφάνειας θεωρείται ότι μεταφέρονται τα κατακόρυφα φορτία. Για εφεδράνα με ορθογωνική επιφάνεια κάτοψης ισχύει:

$$A_r = A_1 \left( 1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'} \right), \quad (4.3)$$

Στο Σχήμα 4.3 παρατίθενται οι τιμές των παραπάνω παραμέτρων για τα εφεδράνα που έχουν επιλεγεί.

Χρήσιμες Μεταβλητές		
	Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
$a'$ [m]	0.68	0.68
$b'$ [m]	0.68	0.78
$A_r$	0.46	0.53
$I_p$	2.72	2.92
$S$	10.63	11.35

Σχήμα 4.3: Παράμετροι ελαστομεταλλικών εφεδράνων

#### 4.2.2 Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-2 για τις ΚΤΠΣ οι παράμετροι των ελαστομεταλλικών που αλλάζουν λόγω της γήρανσης και της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος περιορίζονται στην τιμή του μέτρου διάτμησης  $G_{b,min}$  που λαμβάνεται ίσο με  $G_b=1.1G_g$  όπου  $G_g=0.9\text{MPa}$ . Οι δυσκαμψίες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υπολογίστηκαν για τις οριζόντιες διευθύνσεις με χρήση της Σχέσης 4.1 και οι κατακόρυφες με χρήση της Σχέσης 4.2.

$$K_{x,y} = \frac{G_{b,min} \cdot A_b}{T_q}, \quad (4.4)$$

$$K_z = \left[ \frac{T_q}{A'} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}, \quad (4.5)$$

Για τα εφεδράνα του Σχήματος 4.1 οι δυσκαμψίες τους καθώς και η δυσκαμψία του συνολικού φορέα της γέφυρας παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.4.



Δυσκαμψίες για Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού			
		Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
Μέτρο διάτμησης [kPa]	$G_{b,min}$	990.00	990.00
Οριζόντια δυσκαμψία κατά x [kN/m]	$K_{x,min}$	2940.00	3360.00
Οριζόντια δυσκαμψία κατά y [kN/m]	$K_{y,min}$	2940.00	3360.00
Κατακόρυφη δυσκαμψία [kN/m]	$K_{z,min}$	1580895.93	2070296.06
Συνολική οριζόντια δυσκαμψία	$K_{tot,x,y,min}$	25200.00	

Σχήμα 4.4: Δυσκαμψίες ελαστομεταλλικών εφεδράνων ΚΤΠΣ

Έχοντας υπολογίσει τις δυσκαμψίες μπορούμε να εφαρμόσουμε τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Αρχικά υπολογίζουμε την ιδιοπερίοδο, έπειτα την ελαστική επιτάχυνση σύμφωνα με το φάσμα του Ευρωκώδικα και τέλος τη μετακίνηση σχεδιασμού, χρησιμοποιούνται οι εξισώσεις του κεφαλαίου 3.4.1 της παρούσας διπλωματικής. Λόγω του ότι οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν σε φύλλο excel δεν παρουσιάζονται αναλυτικά αλλά παρατίθενται στο Σχήμα 4.5 τα τελικά αποτελέσματα.

Μονοβάθμιος ταλαντωτής	
Ολική δυσκαμψία $K$ [kN/m]	25200.00
Ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου $T$ [s]	2.59
Ελαστική επιτάχυνση $S_e (T_D < T)$	1.07
$T_B$	0.15
$T_c$	0.50
$T_D$	2.00
$S$	1.20
$a_{gr}$	0.24
Μετατόπιση Σχεδιασμού $S_d$	0.18

Σχήμα 4.5: Αποτελέσματα εφαρμογής μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ

### 4.2.3 Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-2 για τις ΑΤΠΣ η ανώτατη τιμή του μέτρου διατμήσεως είναι  $G_{b,max} = 1.5 \cdot G_b = 1.485 MPa$ . Συνεπώς αντίστοιχα με προηγουμένως προκύπτουν για ανώτερες τιμές παραμέτρων σχεδιασμού οι δυσκαμψίες των εφεδρώνων στο Σχήμα 4.6.

Δυσκαμψίες για Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού			
		Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
Μέτρο διάτμησης [kPa]	$G_{b,min}$	1485.00	1485.00
Οριζόντια δυσκαμψία κατά x [kN/m]	$K_{x,min}$	4410.00	5040.00
Οριζόντια δυσκαμψία κατά y [kN/m]	$K_{y,min}$	4410.00	5040.00
Κατακόρυφη δυσκαμψία [kN/m]	$K_{z,min}$	2371343.89	3105444.09
Συνολική οριζόντια δυσκαμψία	$K_{tot,x,y,min}$	37800.00	

Σχήμα 4.6: Δυσκαμψίες ελαστομεταλλικών εφεδρώνων ΑΤΠΣ

Εφαρμόζοντας και εδώ την μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή όπως παραπάνω προκύπτουν οι τιμές του Σχήματος 4.7.

Μονοβάθμιος ταλαντωτής	
Ολική δυσκαμψία K [kN/m]	37800.00
Ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου T [s]	2.11
Ελαστική επιτάχυνση $S_e$	1.61
$T_B$	0.15
$T_C$	0.50
$T_D$	2.00
S	1.20
$a_{gr}$	0.24
Μετατόπιση Σχεδιασμού $S_d$	0.18
Σεισμική δύναμη συνολική $H_e$	6893.89
Δύναμη ακροβάθρων	804.29
Δύναμη μεσοβάθρων	919.19

Σχήμα 4.7: Αποτελέσματα εφαρμογής μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ

### 4.3 Απαιτήσεις και έλεγχοι σχεδιασμού απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων

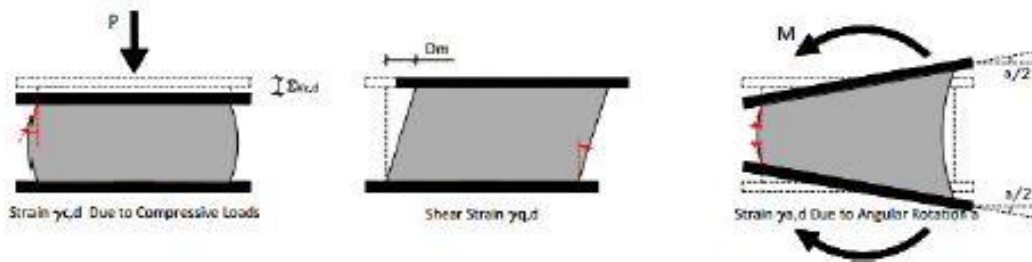
Ο έλεγχος της επάρκειας των απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων πραγματοποιήθηκε για την οριακή κατάσταση αστοχίας χωρίς σεισμικές δράσεις, με σεισμικές δράσεις και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ωστόσο διαπιστώθηκε ότι κρισιμότερος συνδυασμός ως προς τις απαιτήσεις των εφεδράνων αποτελεί η οριακή κατάσταση αστοχίας με σεισμικές δράσεις τα αποτελέσματα του οποίου περιγράφονται αναλυτικά παρακάτω.

#### 4.3.1 Παραμορφώσεις σχεδιασμού ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Οι παραμορφώσεις που μπορεί να αναλάβει ένα ελαστομεταλλικό εφεδράνο είναι η παραμόρφωση λόγω κατακόρυφων θλιπτικών φορτίων ( $\varepsilon_{c,d}$ ), η παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετατόπισης και η παραμόρφωση λόγω στροφής στα άκρα του ( $\varepsilon_{a,d}$ ) (Σχήμα 4.8). Σε κάθε σημείο του εφεδράνου το άθροισμα των ονομαστικών παραμορφώσεων δίνεται από την Σχέση 4.6.

$$\varepsilon_{t,d} = K_L (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}), \quad (4.6)$$

όπου  $K_L=1.00$ .



Σχήμα 4.8: Πιθανές παραμορφώσεις ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Η παραμόρφωση λόγω των θλιπτικών φορτίων  $\varepsilon_{c,d}$  δίνεται από τη Σχέση 4.7,

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5F_{z,d}}{GA_r S}, \quad (4.7)$$

όπου  $F_{z,d}$  η κατακόρυφη θλιπτική δύναμη,  $G$  το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς και  $A_r$  η μειωμένη ενεργός επιφάνεια και  $S$  ο συντελεστής σχήματος.

Η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού δίνεται από τη Σχέση 4.8

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q}, \quad (4.8)$$

όπου  $v_{xy,d}$  η μέγιστη σχετική οριζόντια μετακίνηση του εφεδράνου και  $T_q$  το συνολικό πάχος του ελαστομερούς.

Τέλος, η παραμόρφωση λόγω στροφής στα άκρα του ( $\epsilon_{a,d}$ ) δίνεται από τη Σχέση 4.9 για τα εφάδρανα με ορθογωνική επιφάνεια κάτοψης

$$\epsilon_{a,d} = \frac{(a'^2 a_{a,d} + b'^2 a_{b,d}) t_i}{2 \sum t_i^3}, \quad (4.9)$$

όπου  $a_{a,d}$  και  $a_{b,d}$  οι γωνίες στροφής και  $t_i$  το πάχος της κάθε στρώσης ελαστομερούς.

### 4.3.2 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Οι έλεγχοι που πρέπει να ικανοποιούνται αφορούν τη μέγιστη παραμόρφωση σχεδιασμού ( $\epsilon_i$ ) και τη διατμητική παραμόρφωση ( $\epsilon_{q,d}$ ). Για την πρώτη ισχύει ότι θα πρέπει να είναι μικρότερη από την  $\epsilon_{u,d}$  που ισούται με τον λόγο  $\epsilon_{u,k}$  προς  $\gamma_m$ , ενώ η τελευταία πρέπει να είναι μικρότερη του 2. Για τον σεισμικό συνδυασμό  $\epsilon_{u,k}=7$  και  $\gamma_m=1.15$ .

#### 4.3.2.1 Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων σχεδιασμού

Θεωρώντας την μετακίνηση σχεδιασμού ίση με εκείνη που υπολογίστηκε μέσω της μεθόδου του μονοβάθμιου ταλαντωτή για τις ΚΤΠΣ πραγματοποιήθηκαν οι παραπάνω έλεγχοι στα επιλεχθέντα εφάδρανα. Αρχικά θεωρήθηκε ότι η μετακίνηση κατά την οριζόντια διεύθυνση  $y$  ισούται με το 0.3 της οριζόντιας διεύθυνσης  $x$ . Αναλυτικότερα δηλαδή:  $v_{x,d}=0.18\text{m}$   $v_{y,d}=0.3 \cdot 0.18=0.054\text{m}$ . Έπειτα υπολογίζεται η μειωμένη ενεργός επιφάνεια  $A_r$  και η συνισταμένη  $v_{xy,d}$  που ισούται με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των οριζόντιων μετακινήσεων. Τα αποτελέσματα αυτών των υπολογισμών συνοψίζονται για ακρόβαθρα και μεσόβαθρα στο Σχήμα 4.9.

	Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
$v_{x,d}$	0.18	0.18
$v_{y,d}$	0.05	0.05
$A_r$	0.30	0.35
$v_{xy,d}$	0.19	0.19

Σχήμα 4.9:  $A_r$  και  $v_{xy,d}$  για ακρόβαθρα και μεσόβαθρα

Λαμβάνοντας υπόψη την αντίδραση στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα που οφείλεται στον σεισμικό συνδυασμό υπολογίζουμε την κατακόρυφη παραμόρφωσή τους από τη Σχέση 4.7. Τέλος, η συνισταμένη μετακίνηση  $v_{xy,d}$  πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή 1.5 και υπολογίζεται η διατμητική παραμόρφωση των εφεδράνων. Ειδικά για τα ακρόβαθρα προστίθεται στην συνισταμένη μετακίνηση και η μετακίνηση λόγω ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής πολλαπλασιασμένη με 0.5 η οποία έχει ήδη υπολογιστεί μέσω του προγράμματος Sofistik και ισούται με  $0.079 \times 0.5 = 0.0395\text{m}$ . Οι έλεγχοι παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.10 για τις ΚΤΠΣ.

Έλεγχος παραμορφώσεων				
		Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα	
Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων	$F_{z,d}$	2843.00	9773.00	
	$\epsilon_{c,d}$	1.35	3.72	
Διατμητική παραμόρφωση	$d_{bia} = 1.5 * v_{xy,d} + 0.0395$	0.33	0.29	
	$\epsilon_{q,d}$	1.97	1.73	<2
Συνολική παραμόρφωση	$\epsilon_{t,d}$	3.32	5.45	< $7/1.15 = 6.09$

Σχήμα 4.10: Έλεγχοι παραμορφώσεων για ΚΤΠΣ

## 5 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα σε Συνδυασμό με Υδραυλικούς Αποσβεστήρες

### 5.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο έγινε ανάλυση της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για τον συνδυασμό ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης και υδραυλικών αποσβεστήρων.

### 5.2 Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή για ελαστομεταλλικά εφέδρανα και υδραυλικούς αποσβεστήρες

Οι υδραυλικοί αποσβεστήρες συνδυάστηκαν με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα που επιλέχθηκαν και αναλύθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου να προσδώσουμε στην κατασκευή και δυσκαμψία πέραν της απόσβεσης που προσδίδουν οι αποσβεστήρες.

Στο σύστημα τοποθετήθηκαν δύο αποσβεστήρες κατά την διεύθυνση  $x$  και δύο κατά την διεύθυνση  $y$ , με χαρακτηριστικά  $C = 550kN \cdot s/m$  και  $a_b = 0.15$ . Όπως και στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα και εδώ η μέθοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή εφαρμόστηκε για ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ.

#### 5.2.1 Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού

Λαμβάνοντας υπόψη την συνολική δυσκαμψία της κατασκευής λόγω των ελαστομεταλλικών εφεδράνων  $K = 25200kN/m$ , υπολογίζουμε την ενεργό ιδιοπερίοδο του συστήματος  $T$  καθώς και την γωνιακή επιτάχυνση  $\omega$ .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{4277.7}{25200}} = 2.589s$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2.43rad/s$$

Θεωρούμε αρχική μετατόπιση  $d=0.15m$  ώστε να ξεκινήσουμε την επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της πραγματικής μέγιστης μετατόπισης του συστήματος. Αρχικά υπολογίζουμε την ταχύτητα της κίνησης  $v$ , έπειτα τη μέγιστη δύναμη και τέλος την ενέργεια, και εφαρμόζουμε τη μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η απαιτούμενη επαναληπτική διαδικασία πραγματοποιήθηκε μέσω του excel με την εφαρμογή του υποπρογράμματος Goal seek και γι' αυτό παρουσιάζεται αναλυτικά μόνο η τελευταία επανάληψη η οποία έχει σύγκλιση 0%.

$$d_{bd} = 0.118m$$

$$v = d_{bd}\omega = 0.118 \cdot 2.43 = 0.0288m/s$$

$$F_{\max} = 2 \cdot C(d_{bd}\omega)^{a_b} = 2 \cdot 550 \cdot (0.118 \cdot 2.43)^{0.15} = 912.79kN$$

$$\lambda(a_b) = 2^{2+a_b} \frac{\Gamma^2(1+0.5a_b)}{\Gamma(2+a_b)} = 3.827$$

$$E_D = \lambda(a_b) \cdot F_{\max} \cdot d_{bd} = 414.98kJ$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι η απόσβεση που προσδίδουν στο σύστημα τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα είναι μόνο 5% λαμβάνουμε υπόψη μας μόνο την απόσβεση από τους αποσβεστήρες.

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{bd}^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{414.98}{25200 \cdot 0.118^2} \right] = 0.186$$

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \xi_{eff}}} = 0.651$$

Η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι μεγαλύτερη από  $T_D=2s$  και συνεπώς χρησιμοποιώντας τον Πίνακα 3.1 προκύπτει επιτάχυνση σχεδιασμού ίση με  $0.699m/s^2$  και μετακίνηση ίση με  $0.118m$  συνεπώς η μετακίνηση σχεδιασμού ισούται με  $d_{bd} = 0.118 \cdot 1.5 = 0.177m$ .

### 5.2.2 Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού

Όπως και για τις ΚΤΠΣ έτσι και στην περίπτωση των ανώτερων τιμών λαμβάνουμε υπόψη την αντίστοιχη δυσκαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων και επαναλαμβάνουμε την παραπάνω διαδικασία. Στην προκειμένη περίπτωση τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.1.

Μονοβάθμιος ταλαντωτής σε αποσβεστήρα		
Μέγιστη μετακίνηση (m)	$d_{cd}$	0.15
Ταχύτητα (m/s)	$v$	0.43
Μέγιστη δύναμη (kN)	$F_{max}$	969.76
Ενέργεια αποσβέσεως ανά κύκλο για αποσβεστήρες (kNm)	$E_D$	538.95
Απόσβεση ελαστομεταλλικών	$\zeta$	0.05
Ενεργός απόσβεση	$\xi_{eff}$	0.11
Συντελεστής απόσβεσης	$\eta_{eff}$	0.80
Ελαστική επιτάχυνση	$S_e$	1.28
Ενεργός μετακίνηση	$d_{cd,eff}$	0.15
Σύγκλιση		0.00
Τέμνουσα βάσης	$F_b$	5491.75

Σχήμα 5.1: Μονοβάθμιος ταλαντωτής για ΑΤΠΣ για τον συνδυασμό αποσβεστήρων και ελαστομεταλλικών εφεδράνων

## 6 Προσομοίωση Εφεδράνων Ολίσθησης με Σφαιρική Επιφάνεια Ολίσθησης (FPS)

### 6.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η προσομοίωση των εφεδράνων με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης μέσω του λογισμικού Sofistik. Η σεισμική τους ανάλυση έγινε με τη μέθοδο μονοβάθμιου ταλαντωτή και με μη γραμμική ανάλυση ιστορίας για 7 ζεύγη σεισμών των οποίων η διαδικασία και τα αποτελέσματα αναλύονται στην παράγραφο 6.3.

### 6.2 Μέθοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή για FPS

#### 6.2.1 Υπολογισμός του συντελεστή τριβής ολίσθησης των εφεδράνων

Αρχικά για την εφαρμογή του μονοβάθμιου ταλαντωτή προβλέπεται ο συντελεστής τριβής  $\mu$ , που προδιαγράφεται στον κατασκευαστή και κυμαίνεται μεταξύ 1.5% και 15%. Ο συντελεστής παίρνει μία μέγιστη και μία ελάχιστη τιμή για τον σχεδιασμό στα δύο σύνολα σχεδιασμού ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ. Για το σύνολο ΑΤΠΣ λήφθηκε  $\mu = \mu_{\max}$  και για το σύνολο ΚΤΠΣ  $\mu = \mu_{\min}$ . Ο ελάχιστος συντελεστής τριβής ολίσθησης  $\mu_{\min} = 0.05$  προκύπτει από την Σχέση 6.1

$$\mu_{\min} = (1 - 16\%) \cdot \mu, \quad (6.1)$$

Ο μέγιστος συντελεστής τριβής προκύπτει σύμφωνα με τα Παραρτήματα J, JJ του Ευρωκώδικα 8 μέρος 2 από την Σχέση 5.2

$$\mu_{\max} = (1 + 16\%) \cdot \mu \cdot \lambda, \quad (6.2)$$

Όπου:

$$\lambda = \lambda_{u1} \cdot \lambda_{u2} \cdot \lambda_{u3} \cdot \lambda_{u4}, \quad (6.3)$$

και:

$$\lambda_{u,i} = 1 + (f_i - 1) \cdot \psi_{fi}, \quad (6.4)$$

Ο συντελεστής συνδυασμού  $\psi_{fi}$  επιλέγεται από τον Πίνακα 6.1 και για κατηγορία σπουδαιότητας II ισούται με 0.7.



Πίνακας 6.1: Συντελεστής συνδυασμού  $\psi_{fi}$

Κατηγορία σπουδαιότητας	$\psi_{fi}$
III	0.90
II	0.7
I	0.6

Οι υπόλοιποι συντελεστές  $f_1, f_2, f_3, f_4$  επιλέγονται από τους Πίνακες 6.2, 6.3, 6.5, 6.6

Πίνακας 6.2:  $f_1$  - Γήρανση

Στοιχείο	$\lambda_{\max, f1}$					
	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο		PTFE με λιπαντικό μέσο		Διμεταλλική διεπιφάνεια	
Περιβαλλοντικές συνθήκες	Μονωτήρες με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρες χωρίς προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρες με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρες χωρίς προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρες με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρες χωρίς προστατευτική σφράγιση
Κανονικές	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
Ακραίες	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

Προκύπτει συνεπώς  $f_1=1.1$ .

Πίνακας 6.3:  $f_2$  – Θερμοκρασία

Θερμοκρασία σχεδιασμού	$\lambda_{\max, f2}$		
$T_{\min, b}$ (°C)	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
20	1.0	1.0	
0	1.1	1.3	Απαιτούνται δοκιμές
-10	1.2	1.5	
-30	1.5	3.0	

Η  $T_{\min,b}$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) =  $-5^{\circ}\text{C}$  προκύπτει από την Σχέση 6.5

$$T_{\min,b} = \psi_2 \cdot T_{\min} + \Delta T_1, \quad (6.5)$$

όπου  $\psi_2=0.5$ ,  $T_{\min}=-20^{\circ}\text{C}$ ,  $\Delta T_1$  από τον Πίνακα 6.4

Πίνακας 6.4: Τιμές θερμοκρασιακής διαφοράς  $\Delta T_1$

Φορέας	Σκυρόδεμα	Σύμμικτο	Χάλυβας
$\Delta T_1(^{\circ}\text{C})$	7.5	5.0	-2.5

Συνεπώς έπειτα από γραμμική παρεμβολή στον πίνακα 6.3 προκύπτει  $f_2=1.15$ .

Πίνακας 6.5:  $f_3$  – Ρύπανση

Τρόπος εγκατάστασης	$\lambda_{\max,f2}$		
	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω	1.0	1.0	1.0
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	3.0	1.1

Επιλέγεται μονωτήρας με προστατευτική επιφάνεια συνεπώς,  $f_3=1.1$ .

Πίνακας 6.6:  $f_4$  – Συνολική διαδρομή

Συνολική διαδρομή (km)	$\lambda_{\max, f2}$		
	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
$\leq 1.0$	1.0	1.0	Απαιτούνται δοκιμές
$1.0 < \text{και} \leq 2$	1.2	1.0	Απαιτούνται δοκιμές

Η συνολική διαδρομή είναι μικρότερη του 1km συνεπώς  $f_4=1$ . Έχοντας υπολογίσει τα  $f_i$  προκύπτουν από την Σχέση 6.4 τα  $\lambda_{u,i}$ :

$$\lambda_{u,1} = 1 + (1.1 - 1) \cdot 0.7 = 1.07$$

$$\lambda_{u,2} = 1 + (1.15 - 1) \cdot 0.7 = 1.105$$

$$\lambda_{u,3} = 1 + (1.1 - 1) \cdot 0.7 = 1.07$$

$$\lambda_{u,4} = 1 + (1 - 1) \cdot 0.7 = 1$$

Άρα από την Σχέση 6.3 έχουμε  $\lambda = \lambda_{u1} \cdot \lambda_{u2} \cdot \lambda_{u3} \cdot \lambda_{u4} = 1.07 \cdot 1.105 \cdot 1.07 \cdot 1 = 1.202$ , οπότε  $\mu_{\max} = (1 + 16\%) \cdot \mu \cdot \lambda = 0.0837$ .

## 6.2.2 Υπολογισμός μάζας και κατακόρυφων φορτίων κατασκευής

Για τον υπολογισμό της μάζας της κατασκευής λήφθηκαν υπόψη η μάζα του καταστρώματος, τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και το ομοιομορφισμένο καταναμημένο κινητό φορτίο.

Συνολικό βάρος χαλύβδινης κατασκευής ισούται με 7860kN και προκύπτει:

$$g_{a, \text{ανογ.}} = A_a \cdot 78.5 = (0.5 \cdot 0.05 + 2.885 \cdot 0.03 + 1.1 \cdot 0.065) \cdot 78.5 = 14.4 \text{ kN/m}$$

$$g_{a, \text{στηρ.}} = A_a \cdot 78.5 = (1.1 \cdot 0.08 + 2.84 \cdot 0.035 + 1.25 \cdot 0.08) \cdot 78.5 = 22.6 \text{ kN/m}$$

$$g_{a, \text{διαδ.}} = A_a \cdot 78.5 = (0.2 \cdot 0.02 + 0.6 \cdot 0.02 + 0.3 \cdot 0.03) \cdot 78.5 = 2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Άρα } g_{a, \text{ανογ.}} \cdot l_{\text{ανογ.}} = 14.37 \cdot (51 \cdot 2 + 56) \cdot 2 = 4541 \text{ kN}$$

$$g_{a, \text{στηρ.}} \cdot l_{\text{στηρ.}} = 22.56 \cdot (21 \cdot 2) \cdot 2 = 1895 \text{ kN}$$

$$g_{a, \text{διαδ.}} \cdot l_{\text{διαδ.}} = 1.963 \cdot 14.5 \cdot 50 = 1424 \text{ kN}$$

Το βάρος του χάλυβα αναγόμενο στην επιφάνεια ισούται με 2.71kN/m<sup>2</sup>. Συνεπώς λαμβάνοντας υπόψη και τα πρόσθετα μόνιμα (όπως υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2) προκύπτει:

$$G = 7.5 \cdot 200 \cdot 14.5 + 7859.135 + 2 \cdot 200 + 1 \cdot 200 + 2.4 \cdot 11 \cdot 200 + 2 \cdot 6.25 \cdot 1.75 \cdot 200 = 39865 \text{ kN}$$

Το ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο των κινητών ισούται με:

$$Q = \frac{[(9 + 2.5 + 2.5) \cdot 3 + 2 \cdot 1.75 \cdot 3] \cdot 200}{200} = 52.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Και η μάζα της γέφυρας: } M = \frac{W_g}{g} = \frac{G + 0.2 \cdot Q_E}{g} = \frac{39864.135 + 0.2 \cdot 52.5 \cdot 200}{9.81} = 4277.7 \text{tn}$$

Οι αντιδράσεις στις στηρίξεις του φορέα μας λόγω του σεισμικού συνδυασμού  $G + 0.2Q$  προκύπτουν μέσω του Sofistik για τις στηρίξεις της γέφυρας (Σχήμα 6.1) και παρατίθενται στον Πίνακα 6.7



Σχήμα 6.1: Στηρίξεις φορέα

Πίνακας 6.7: Αντιδράσεις στηρίξεων μέσω Sofistik για τον σεισμικό συνδυασμό

Στηρίξεις	Αντιδράσεις
1	2840.6
2	9767
3	9773
4	2843.2
5	2821.2
6	9765
7	9765
8	2817.5

### 6.2.3 Ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ

Προεπιλέγονται τα βασικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων  $\mu_{\max}=0.0837$ ,  $\mu_{\min}=0.05$  και  $R_b=3m$ . Η πραγματική μετατόπιση  $d_{bd}$  των εφεδράνων της γέφυρας προκύπτει ύστερα από επαναληπτική διαδικασία. Αρχικά υποθέτουμε μια μετακίνηση  $d_{bd}$  για την οποία προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου ( $K_{\text{eff}}$  και  $T_{\text{eff}}$ ) και με βάση αυτά υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της σεισμικής μόνωσης  $E_D$ ,  $\eta_{\text{eff}}$ ,  $\xi_{\text{eff}}$ . Με επαναληπτική διαδικασία ώστε να υπάρξει σύγκλιση της μετατόπισης που προκύπτει στο τέλος της μίας επανάληψης με αυτήν που υποθέσαμε στην αρχή της. Η επαναληπτική αυτή διαδικασία πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του Excel με το εργαλείο Goal Seek. Η πρώτη επανάληψη παρατίθεται παρακάτω.

1<sup>η</sup> Επανάληψη: Υποθέτω  $d_{bd}=0.15m$

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\max}}{d_{cd}} = \frac{W \cdot \mu_{\min}}{d_{cd}} + \frac{W}{R_b} = \frac{41964.135 \cdot 0.05}{0.15} + \frac{41964.135}{3} = 27976. \text{kN/m}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2.457s$$

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{bd} = 4 \cdot 0.05 \cdot 41964.135 \cdot 0.25 = 1259kNm$$

$$\zeta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sum E_{D,i}}{d_{cd}^2 \cdot \sum K_{eff,i}} = \frac{1258.924}{2\pi \cdot 27976.16 \cdot 0.15^2} = 0.318$$

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \zeta_{eff}}} = 0.521$$

Για έδαφος κατηγορίας Β και από τη χρήση των Πινάκων 3.1-3.4 έχουμε:

$$d_{cd} = \frac{T_D}{T_C} \cdot \frac{0.625}{\pi^2} S \cdot a_g \cdot \eta_{eff} \cdot T_C^2 = \frac{2}{0.5} \cdot \frac{0.625}{\pi^2} 1.2 \cdot 0.24 \cdot 9.81 \cdot 0.521 \cdot 0.5^2 = 0.093m$$

$$\frac{|0.093 - 0.15|}{0.15} = 0.38 > 0.05 \text{ Άρα δεν υπάρχει σύγκλιση και συνεπώς πρέπει να}$$

προβούμε και σε 2<sup>η</sup> επανάληψη. Στο Σχήμα 6.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ύστερα από τις επαναλήψεις που πραγματοποιήθηκαν μέσω του Excel.

Ακτίνα ολισθήσεως	R(m) =	3.000			
Συντελεστής δυναμικής τριβής	$\mu_{min}$ =	0.050			
Βάρος κατασκευής	W(kN) =	41964.135			
Μάζα κατασκευής	M(tn) =	4277.690			
Μέγιστη μετακίνηση	$d_{cd}$ (m) =	0.085			
Ενεργός Δυσκαμψία	$K_{eff}$ (kN/m) =	38545.667		$d_{cdeff}$ (m) =	0.085
Ενεργός ιδιοπερίοδος	$T_{eff}$ (s) =	2.093			
Ενέργεια αποσβέσεως ανά κύκλο	$E_D$ (kNm) =	717.084		Σύγκλιση	0.000
Ενεργός Απόσβεση	$\xi_{eff}$ =	0.406			
Συντελεστής απόσβεσης	$\eta_{eff}$ =	0.469		Vb =	3293.515

Σχήμα 6.2: Σύγκλιση μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ

Καταλήγουμε συνεπώς στο συμπέρασμα ότι η μετακίνηση σχεδιασμού σύμφωνα με το μονοβάθμιο σύστημα είναι  $d_{cd} = 1.5 \cdot 0,085 = 0.128m$

#### 6.2.4 Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ

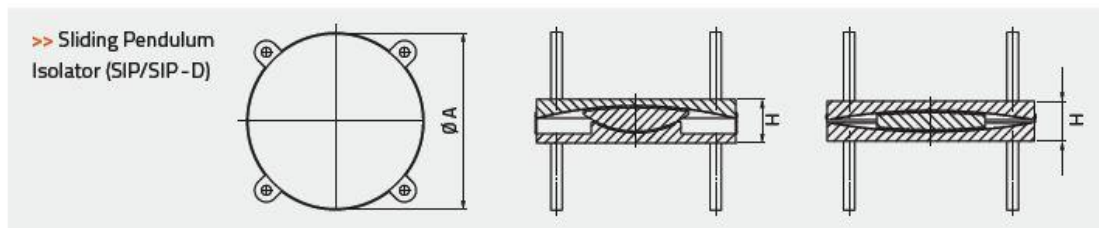
Ανάλογη με την προηγούμενη διαδικασία ακολουθείται και για την ανάλυση ΑΤΠΣ με  $\mu_{max}=0.0837$ . Τα αποτελέσματα της διαδικασίας εφόσον συγκλίνουν οι μετατοπίσεις παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.3.

Ακτίνα ολισθήσεως	$R(m) =$	3.000		
Συντελεστής δυναμικής τριβής	$\mu_{max} =$	0.084		
Βάρος κατασκευής	$W(KN) =$	41964.135		
Μάζα κατασκευής	$M(tn) =$	4277.690		
Μέγιστη μετακίνηση	$d_{cd}(m) =$	0.057		
Ενεργός Δυσκαμψία	$K_{eff} (kN/m) =$	75307.974	$d_{cdeff}(m) =$	0.057
Ενεργός ιδιοπερίοδος	$T_{eff}(s) =$	1.497		
Ενέργεια αποσβέσεως ανά κύκλο	$E_D(kNm) =$	804.759	Σύγκλιση	0.000
Ενεργός Απόσβεση	$\xi_{eff} =$	0.518		
Συντελεστής απόσβεσης	$\eta_{eff} =$	0.419	$V_b =$	4313.611

Σχήμα 6.3: Σύγκλιση μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ

### 6.2.5 Επιλογή εφεδράνων FPS

Οι μονωτήρες επιλέγονται από τους πίνακες της εταιρείας Maurer του Σχήματος 6.4 με βάση την κατακόρυφη δύναμη που δέχονται από τον σεισμικό συνδυασμό (Πίνακας 6.7).



$N_{Ed} / N_{Ed,max}$ [kN]	$d_{max}$ [mm]	SIP		SIP-D	
		Plan view A* [mm]	Height H** [mm]	Plan view A* [mm]	Height H** [mm]
500 / 500	+/- 350	820	155	530	125
1,000 / 2,000	+/- 350	880	165	580	135
2,000 / 4,000	+/- 350	940	175	650	150
3,000 / 6,000	+/- 350	990	185	710	165
5,000 / 10,000	+/- 350	1,085	190	790	200
7,000 / 14,000	+/- 350	1,160	200	860	230
11,000 / 22,000	+/- 350	1,260	215	980	280
15,000 / 30,000	+/- 350	1,360	240	1,080	330
25,000 / 50,000	+/- 350	1,560	295	1,250	420
30,000 / 60,000	+/- 350	1,620	325	1,310	485
35,000 / 70,000	+/- 350	1,710	365	1,410	550

$N_{Ed}$  = vertical average seismic design load for required dynamic friction within the sliding couple

$N_{Ed,max}$  = max. vertical earthquake load combined with  $d_{max}$   
 $d_{max}$  = total displacement for earthquake combined with service condition (thermal/wind/creep/shrinkage)

\* based on assumption of 5 % dynamic friction for  $N_{Ed}$

\*\* based on assumption of 3,000 mm pendulum radius; without anchoring measures; depending on specified concrete compression stresses

Σχήμα 6.4: Προδιαγραφές μονωτήρων FPS Maurer

Λαμβάνοντας υπόψη τις κατακόρυφες δυνάμεις (αντιδράσεων) λόγω του σεισμικού συνδυασμού στις στηρίξεις επιλέχθηκαν τα ακρόβαθρα και μεσόβαθρα του Πίνακα 6.8.

Πίνακας 6.8: Τελικά εφέδρανα γέφυρας

	Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
Τύπος	SIP-D	SIP-D
Διάμετρος	A=860mm	A=980mm
Ύψος	H=230mm	H=280mm
Ακτίνα καμπυλότητας	R <sub>b</sub> =3m	R <sub>b</sub> =3m
Συντελεστής τριβής	μ=0.06	μ=0.06

## 6.3 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

### 6.3.1 Προσομοίωση εφεδράνων FPS μέσω Sofistik

Προκειμένου να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των εφεδράνων ολίσθησης (Σχήμα 3.15) μέσω του Sofistik υπολογίστηκαν αρχικά για τον σεισμικό συνδυασμό οι δυνάμεις διαρροής  $F_0$ , που στον συγκεκριμένο τύπο εφεδράνων ταυτίζονται με τη δύναμη για μηδενική μετατόπιση, και η μετελαστική τους δυσκαμψία  $K_p$ .

Για τα ακρόβαθρα 1,4,5 και 8 έχουμε αντίστοιχα:

- $K_{p,1} = \frac{N_{sd}}{R_b} = \frac{2840.6}{3} = 946.9 \text{ kN/m}, F_{0,1} = \mu_d \cdot N_{sd} = 0.05 \cdot 2840.6 = 142.03 \text{ kN}$

- $K_{p,4} = \frac{N_{sd}}{R_b} = \frac{2843.2}{3} = 947.7 \text{ kN/m},$

$$F_{0,4} = \mu_d \cdot N_{sd} = 0.05 \cdot 2843.2 = 142.16 \text{ kN}$$

- $K_{p,5} = \frac{N_{sd}}{R_b} = \frac{2821.2}{3} = 940.4 \text{ kN/m},$

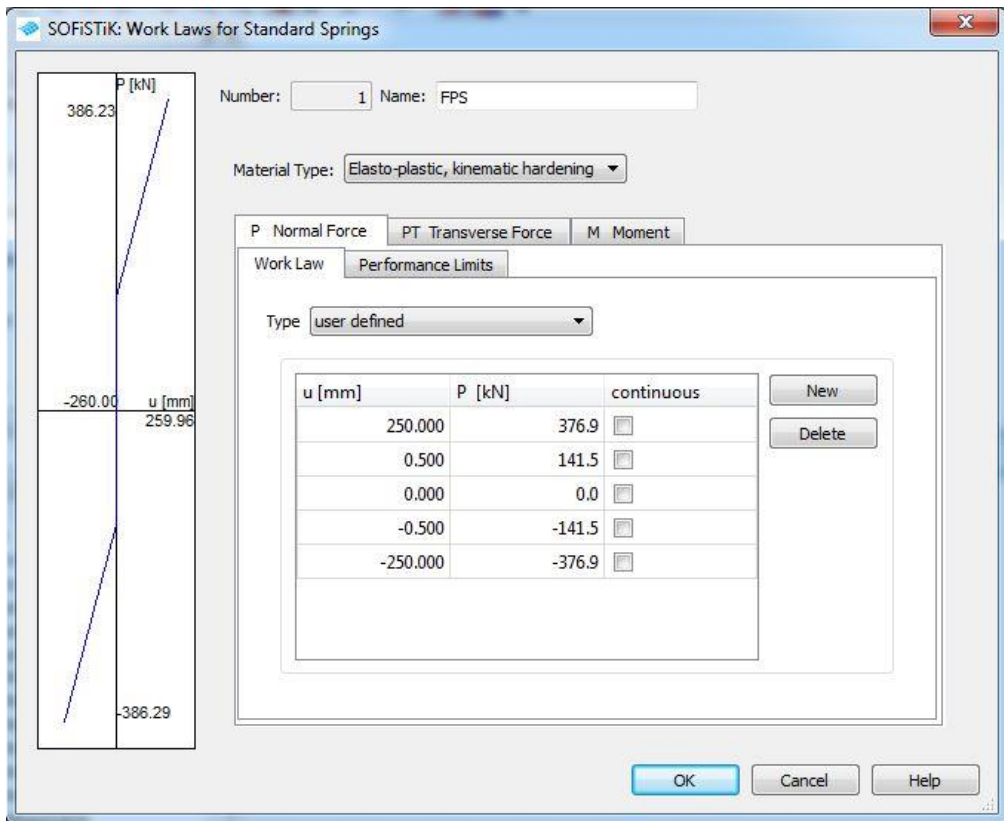
$$F_{0,5} = \mu_d \cdot N_{sd} = 0.05 \cdot 2821.2 = 141.06 \text{ kN}$$

- $K_{p,8} = \frac{N_{sd}}{R_b} = \frac{2817.5}{3} = 939.2 \text{ kN/m}, F_{0,8} = \mu_d \cdot N_{sd} = 0.05 \cdot 2817.5 = 140.9 \text{ kN}$

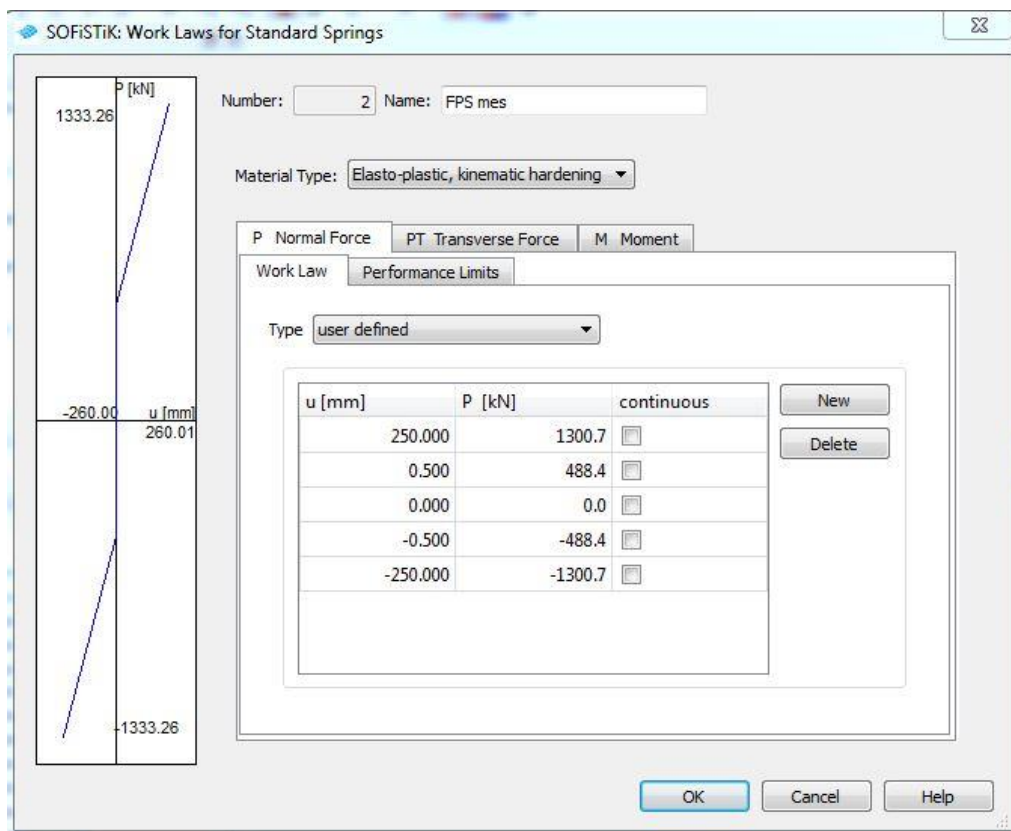
Παίρνοντας το μέσο όρο των προηγούμενων έχουμε για τα ακρόβαθρα  $F_0=141.5 \text{ kN}$  και  $K_p=943.3 \text{ kN/m}$ .

Εφαρμόζοντας την ίδια διαδικασία για τα μεσόβαθρα προκύπτει  $F_0=488.375 \text{ kN}$  και  $K_p=3255.8 \text{ kN/m}$ .

Τα χαρακτηριστικά αυτά των εφεδράνων προσομοιώθηκαν στο Sofistik με δύο ελατήρια (ένα κατά τον άξονα x και ένα κατά τον άξονα y) σε κάθε εφέδρανο. Κάθε ένα ελατήριο ακολουθεί έναν συγκεκριμένο νόμο ώστε να περιγράφεται με ακρίβεια η συμπεριφορά τους. Οι νόμοι των ελατηρίων ορίστηκαν μέσω του task Work laws όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.5, 6.6 για ακρόβαθρα και μεσόβαθρα αντίστοιχα.



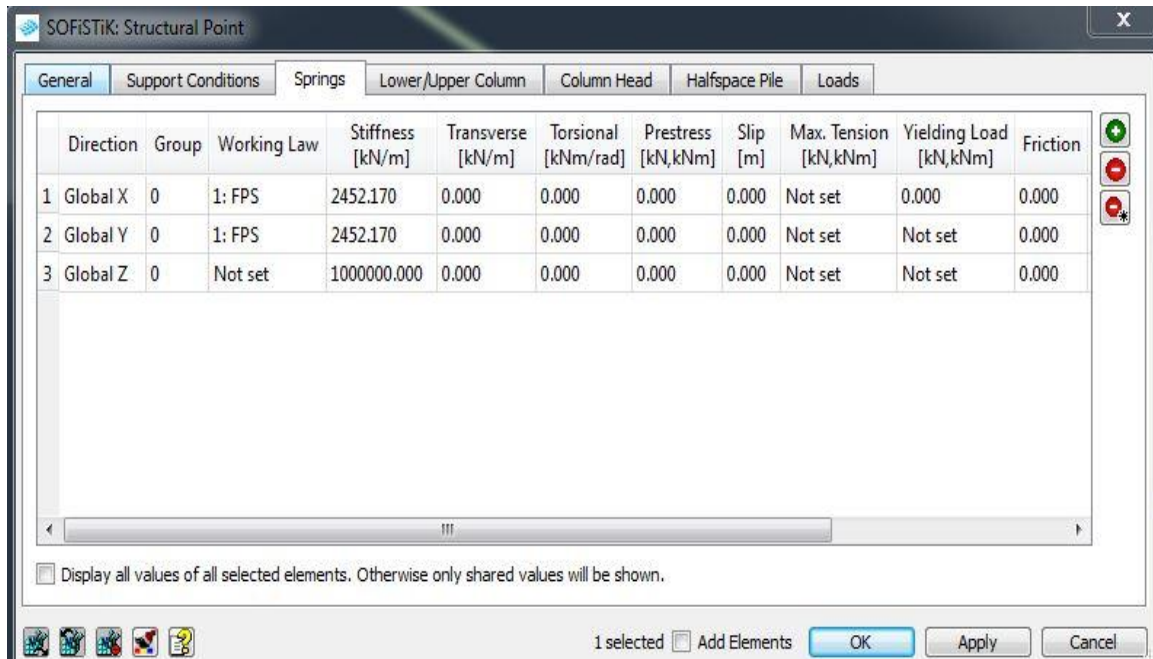
Σχήμα 6.5: Νόμος ελατηρίου (Work Law) για ακρόβαθρα



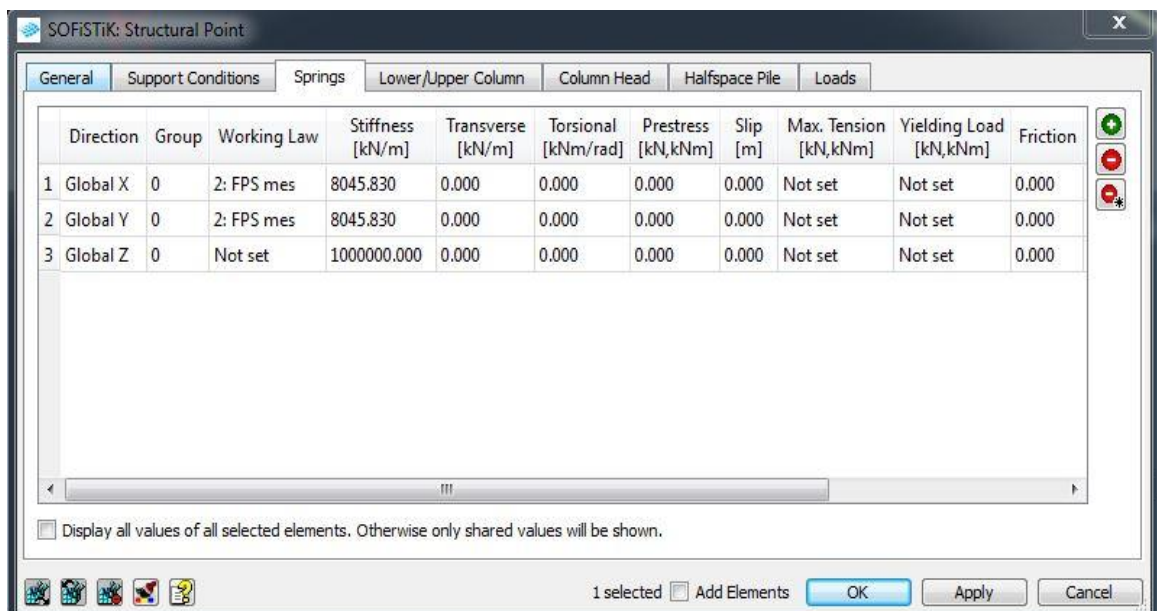
Σχήμα 6.6: Νόμος ελατηρίου (Work Law) για μεσόβαθρα



Στα ελατήρια πέραν των νόμων ορίστηκε και η ενεργός δυσκαμψία τους στο Sofiprus για την μετακίνηση που προέκυψε από την ανάλυση του μονοβάθμιου ταλαντωτή (Σχήματα 6.7 και 6.8). Τέλος, ορίστηκε και ένα κατακόρυφο ελατήριο κατά z με δυσκαμψία  $K=1000000\text{kN/m}$  για την ευστάθεια του φορέα σε κάθε στήριξη.



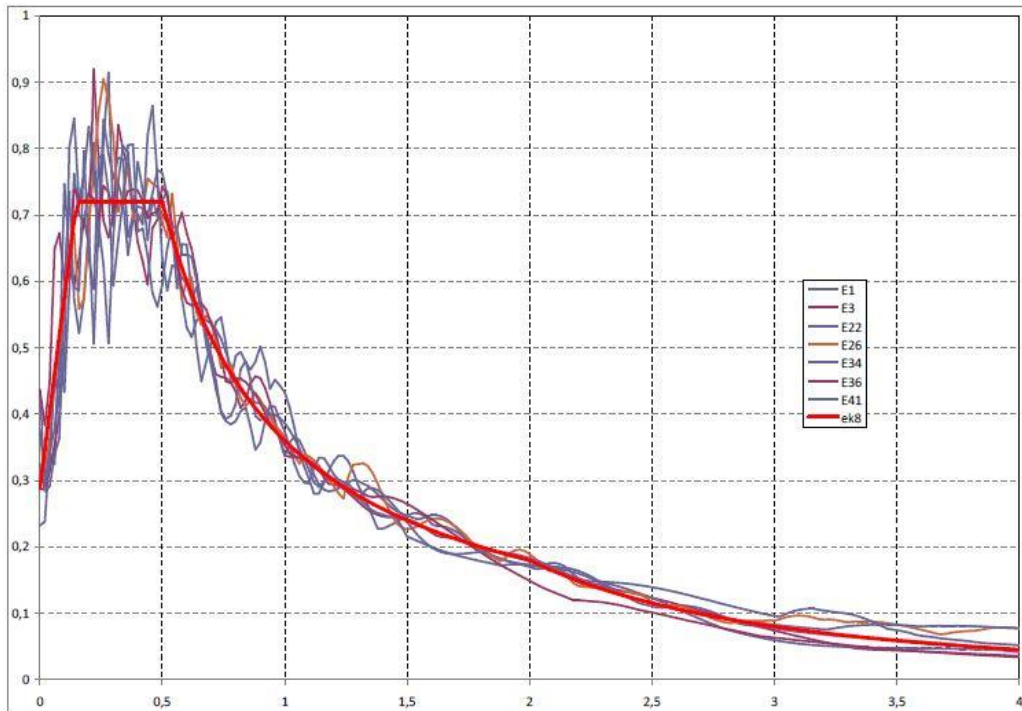
Σχήμα 6.7: Ορισμός ενεργού δυσκαμψίας για ακρόβαθρα



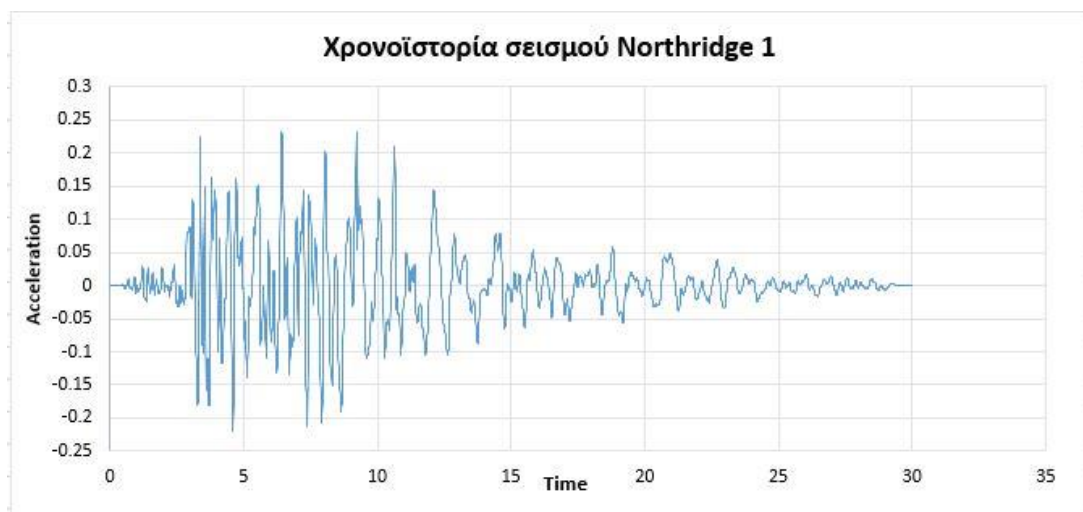
Σχήμα 6.8: Ορισμός ενεργού δυσκαμψίας για μεσόβαθρα

### 6.3.2 Σεισμική διέγερση

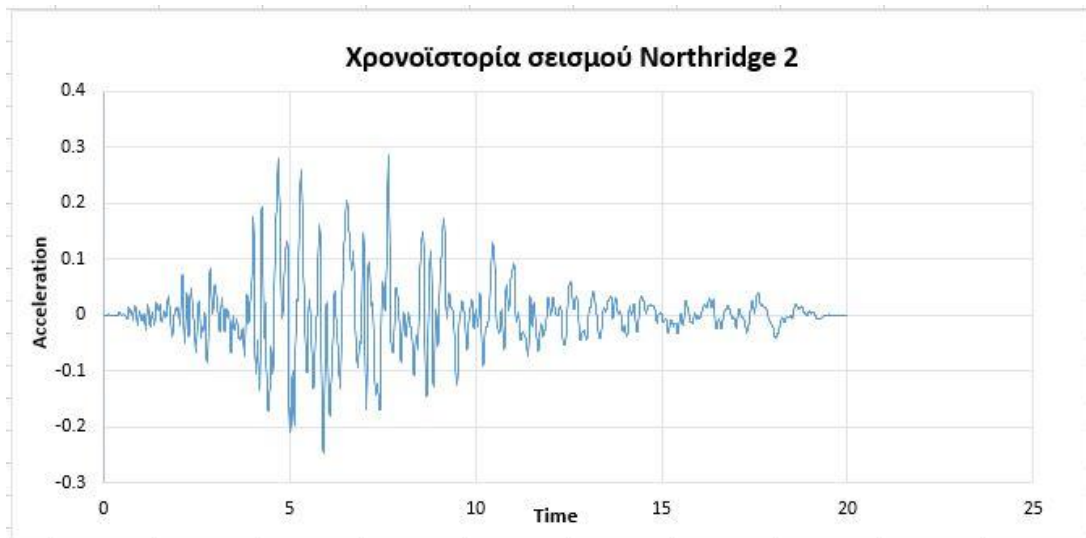
Όπως προαναφέρθηκε στην Εισαγωγή του παρόντος κεφαλαίου για την πραγματοποίηση της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, χρησιμοποιήθηκαν 7 ζεύγη σεισμών, που το κάθε ένα αποτελείται από ανεξάρτητα επιταχυνσιογραφήματα για τις οριζόντιες διευθύνσεις x και y [4]. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά είναι ήδη τροποποιημένα ώστε τα φάσματά τους να ταιριάζουν με τον ελαστικό οριζόντιο κλάδο του φάσματος του ΕΚ8 όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.9. Στα Σχήματα 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14, 6.15, 6.16 παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα.



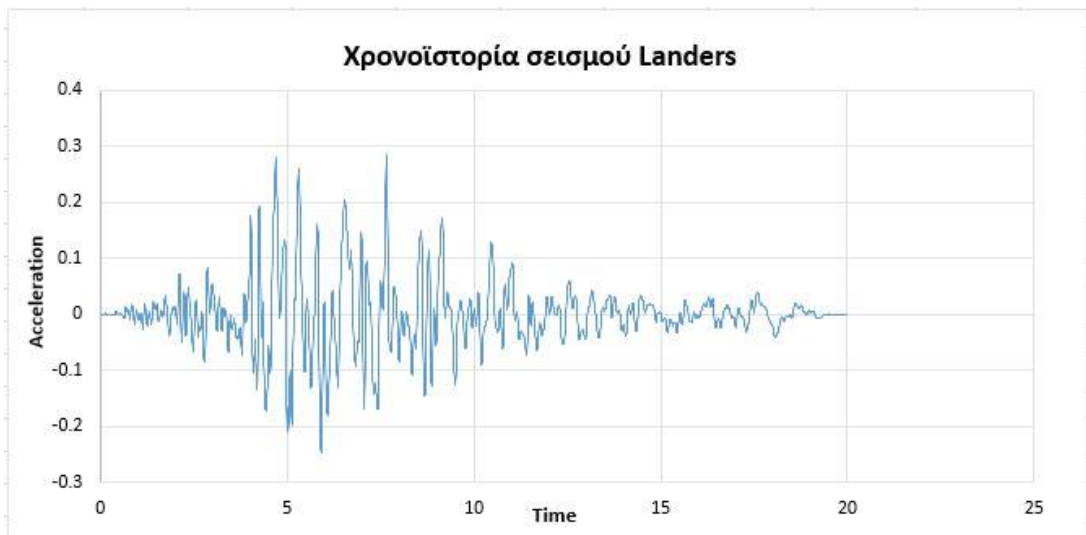
Σχήμα 6.9: Φάσματα σεισμών προσαρμοσμένα στο φάσμα του ΕΚ8



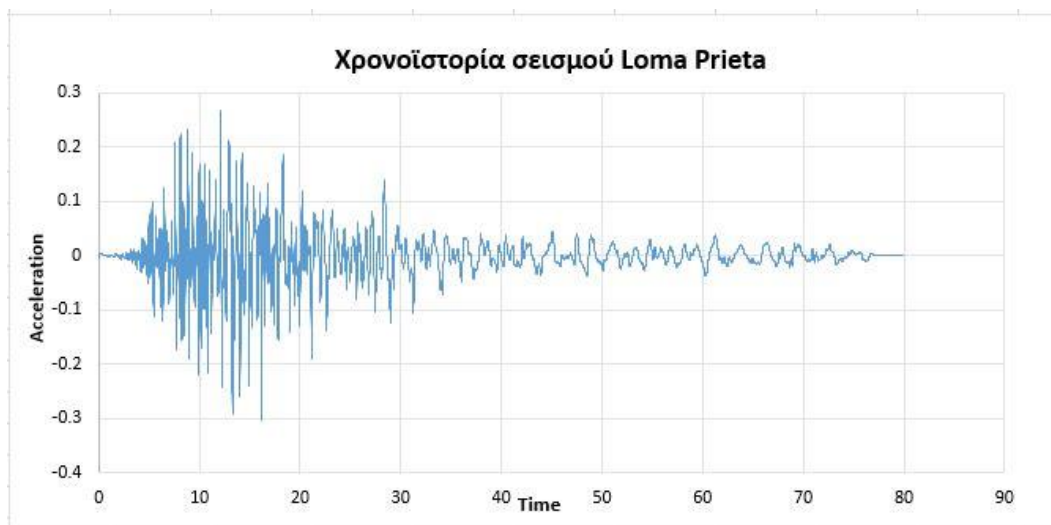
Σχήμα 6.10: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Northridge 1 (κωδ.120111)



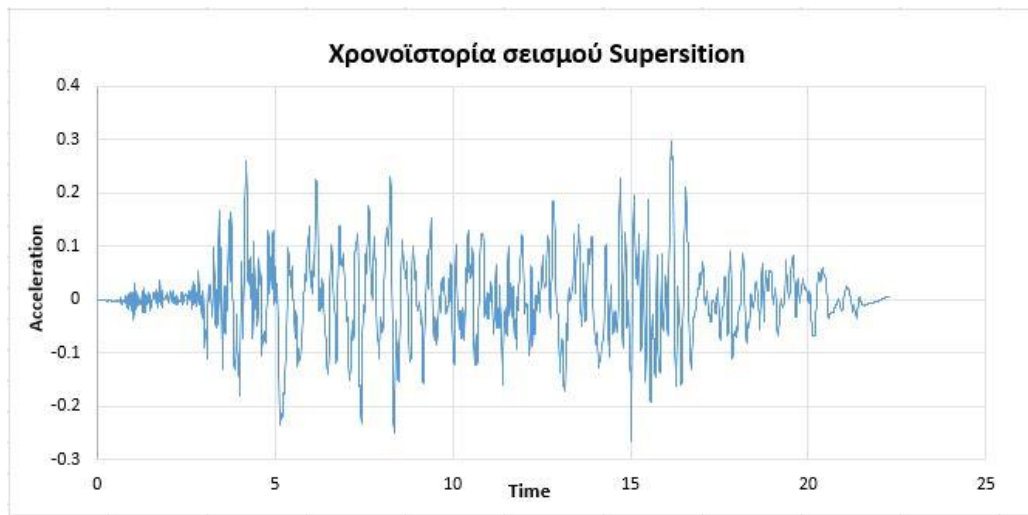
Σχήμα 6.11: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Northridge 2 (κωδ.120121)



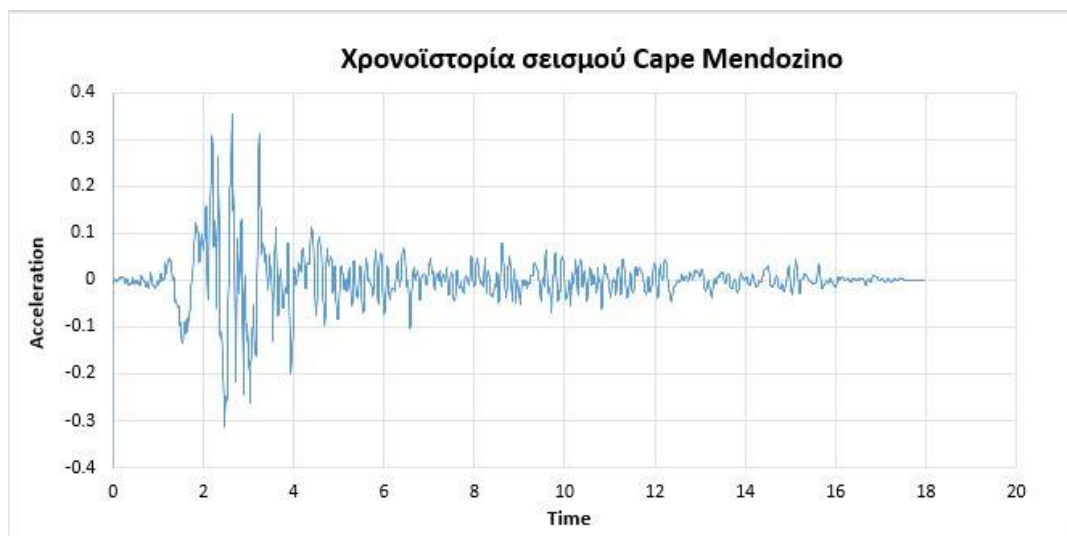
Σχήμα 6.12: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Landers (κωδ.120912)



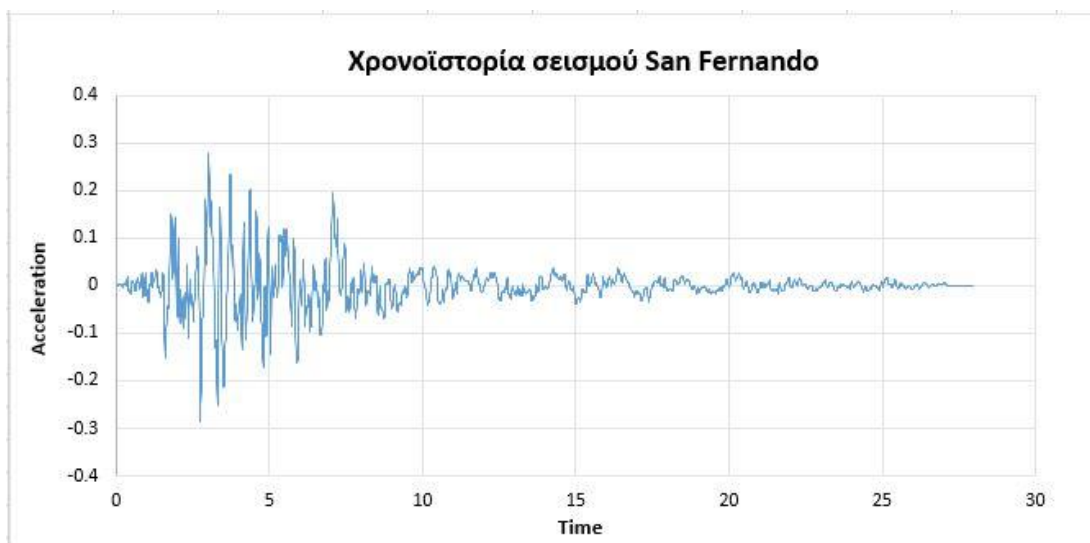
Σχήμα 6.13: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Loma Prieta (κωδ.121012)



Σχήμα 6.14: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Supersition (κωδ.121222)



Σχήμα 6.15: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Cape Mendozino (κωδ.121322)



Σχήμα 6.16: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού San Fernando (κωδ.121511)

Τα 7 ζεύγη σεισμών που χρησιμοποιήθηκαν, προκύπτουν από τον συνδυασμό των παραπάνω επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία συνδυάστηκαν όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.9.

Πίνακας 6.9: Σεισμικοί συνδυασμοί

	Σεισμός κατά x-x'	Σεισμός κατά y-y'
EQ <sub>1</sub>	Northridge 1	Northridge 2
EQ <sub>2</sub>	Northridge 2	Landers
EQ <sub>3</sub>	Landers	Loma Prieta
EQ <sub>4</sub>	Loma Prieta	Supersition
EQ <sub>5</sub>	Supersition	Cape Mendozino
EQ <sub>6</sub>	Cape Mendozino	San Fernando
EQ <sub>7</sub>	San Fernando	Northridge 1

### 6.3.3 Προσομοίωση σεισμικής διέγερσης

Η σεισμική διέγερση προσομοιώθηκε στο περιβάλλον του Sofistik, με την βοήθεια του task Text Editor. Στο task αυτό μέσω του υποπρογράμματος SOFILOAD ορίστηκε ένα καινούργιο loadcase το οποίο έχει ως φορτίσεις τις δύο χρονοϊστορίες του εκάστοτε ζεύγους κατά x και y αντίστοιχα. Έπειτα στο υποπρόγραμμα DYNA ορίστηκαν η συνολική μάζα της κατασκευής, οι παράμετροι της ολοκλήρωσης και τα στοιχεία για τα οποία θέλαμε να πάρουμε αποτελέσματα αφού πραγματοποιηθεί η ανάλυση για το παραπάνω ζεύγος σεισμών. Τα στοιχεία αυτά είναι οι κόμβοι των εφεδράνων για τα ακρόβαθρα και τα μεσόβαθρα στους οποίους θέλουμε να ελέγξουμε την μετακίνηση κατά τους δύο οριζόντιους άξονες, οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στα εφέδρανα σε όλα τα ελατήρια που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωσή τους και οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται σε αυτά λόγω του εκάστου σεισμικού συνδυασμού. Τα αποτελέσματα εξάγονται από το πρόγραμμα με τη χρήση του υποπρογράμματος DYNR στη μορφή διαγραμμάτων και κειμένου. Σε κάθε σεισμικό συνδυασμό ζητήθηκε η εξαγωγή των μετατοπίσεων κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, οι δυνάμεις των ελατηρίων και οι επιταχύνσεις που αναπτύχθηκαν για ένα ακρόβαθρο και ένα μεσόβαθρο, συγκεκριμένα για το ακρόβαθρο 1 και το μεσόβαθρο 2 του Σχήματος 6.1.

Κρίνεται απαραίτητο να σημειωθεί ότι οι παράμετροι της ολοκλήρωσης A και B για την απόσβεση Rayleigh που χρησιμοποιήθηκαν, προέκυψαν από ιδιομορφική ανάλυση μέσω του Sofistik, τα αποτελέσματα της οποίας απεικονίζονται στο Σχήμα 6.17.

No.	LC	Eigenvalue [1/Sec <sup>2</sup> ]	Relativ error	frequency [Hertz]	Period [sec]	modal damping
1	2001	7.93066E+00	1.67E-19	0.448	2.231132	0.00000
2	2002	8.26904E+00	1.45E-19	0.458	2.185005	0.00000
3	2003	8.51536E+00	5.32E-20	0.464	2.153171	0.00000
4	2004	2.96177E+01	4.42E-19	0.866	1.154528	0.00000
5	2005	9.21312E+01	1.21E-18	1.528	0.654601	0.00000
6	2006	2.32386E+02	1.32E-17	2.426	0.412168	0.00000
7	2007	3.85271E+02	8.27E-17	3.124	0.320108	0.00000
8	2008	6.06280E+02	6.01E-17	3.919	0.255178	0.00000
9	2009	8.96762E+02	3.99E-15	4.766	0.209817	0.00000
10	2010	1.07328E+03	3.90E-11	5.214	0.191789	0.00000

#### Modal masses - activated mass

No.	LC	frequency [Hertz]	modal mass			modal mass factor			activated mass [%]*
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	
1	2001	0.448	0	5069	0	0.00	99.95	0.00	94.39067
2	2002	0.458	5071	0	0	100.00	0.00	0.00	99.84176

Σχήμα 6.17: 10 πρώτες ιδιομορφές και ποσοστό συμμετέχουσας μάζας για τις 2 πρώτες

Τα A, B για τις ιδιοπεριόδους  $T_1=2.23s$  και  $T_2=2.18s$  προκύπτουν ως εξής:

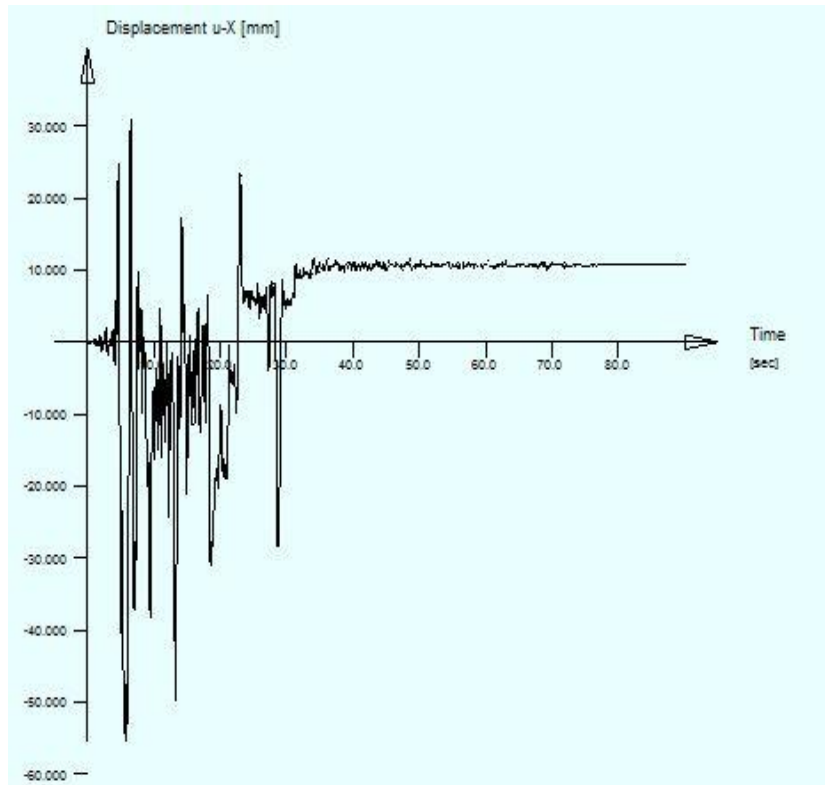
Υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες των δύο πρώτων ιδιομορφών  $\omega_1 = \frac{2\pi}{T_1} = 2.82rad/s$ ,

$\omega_2 = \frac{2\pi}{T_2} = 2.88rad/s$  και έπειτα  $A = 2\xi \cdot \frac{\omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} = 0.144$ ,  $B = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} = 0.0175$ .

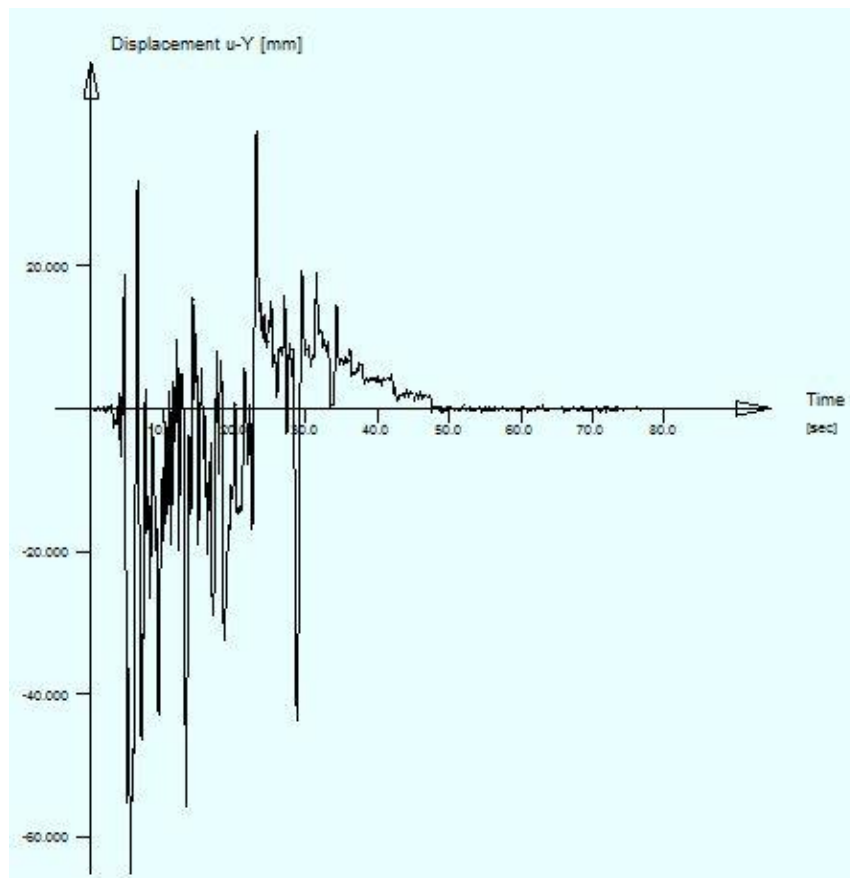
### 6.3.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

Τα αποτελέσματα που λήφθηκαν από τις 7 αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για ένα ακρόβαθρο και ένα μεσόβαθρο παρουσιάζονται παρακάτω.

Αρχικά στα Σχήματα 6.18 έως 6.23 έχουμε τα αποτελέσματα του ευμενέστερου σεισμικού συνδυασμού EQ<sub>3</sub> για το χαρακτηριστικό ακρόβαθρο και μεσόβαθρο.

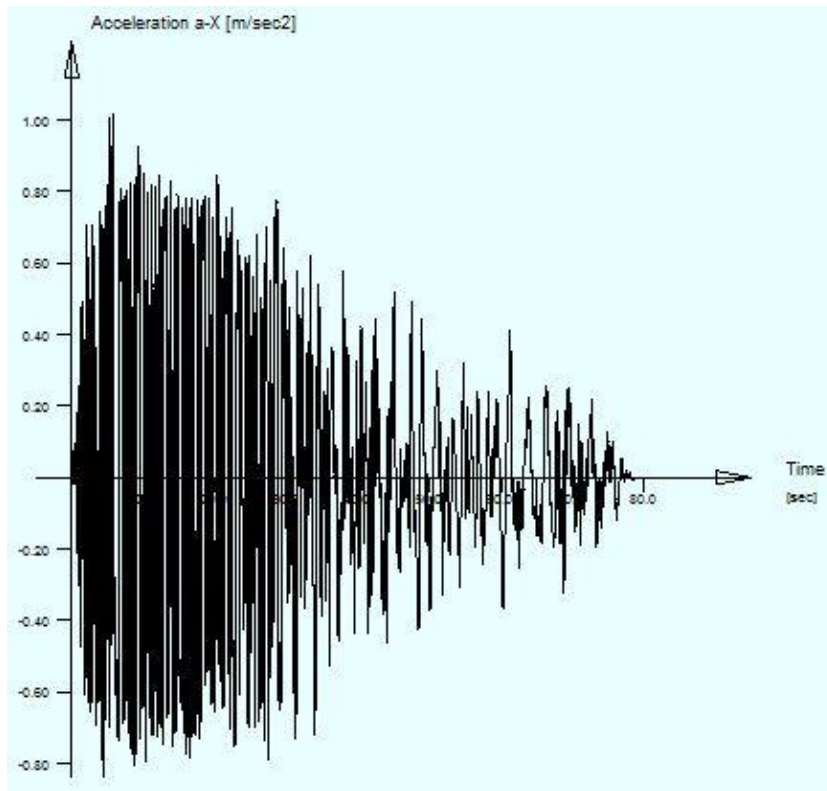


(α)

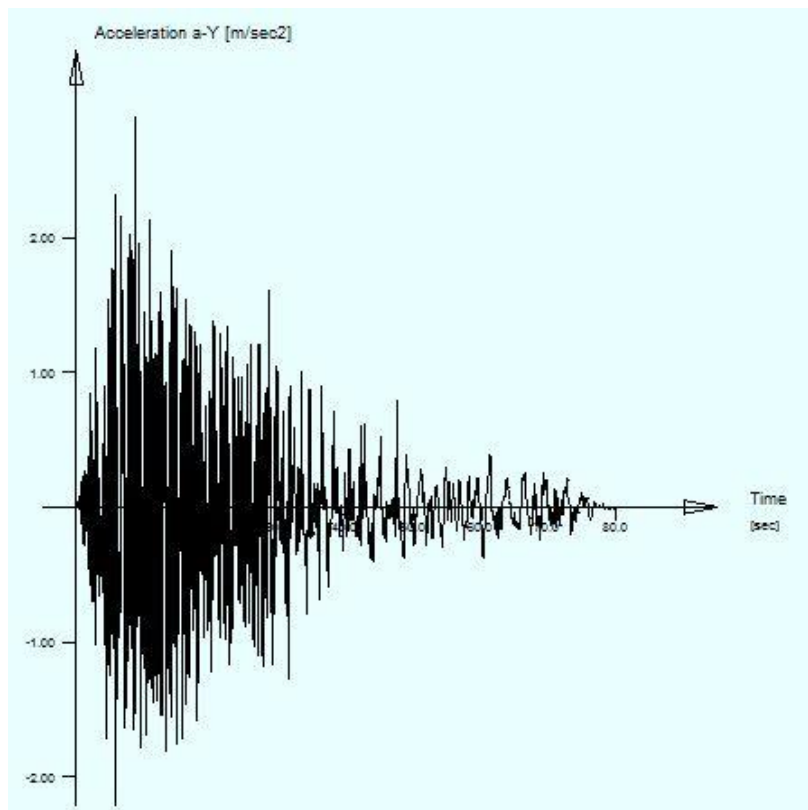


(β)

Σχήμα 6.18: Μετακινήσεις ακροβάθρου κατά x (α) και y (β) για EQ<sub>3</sub>



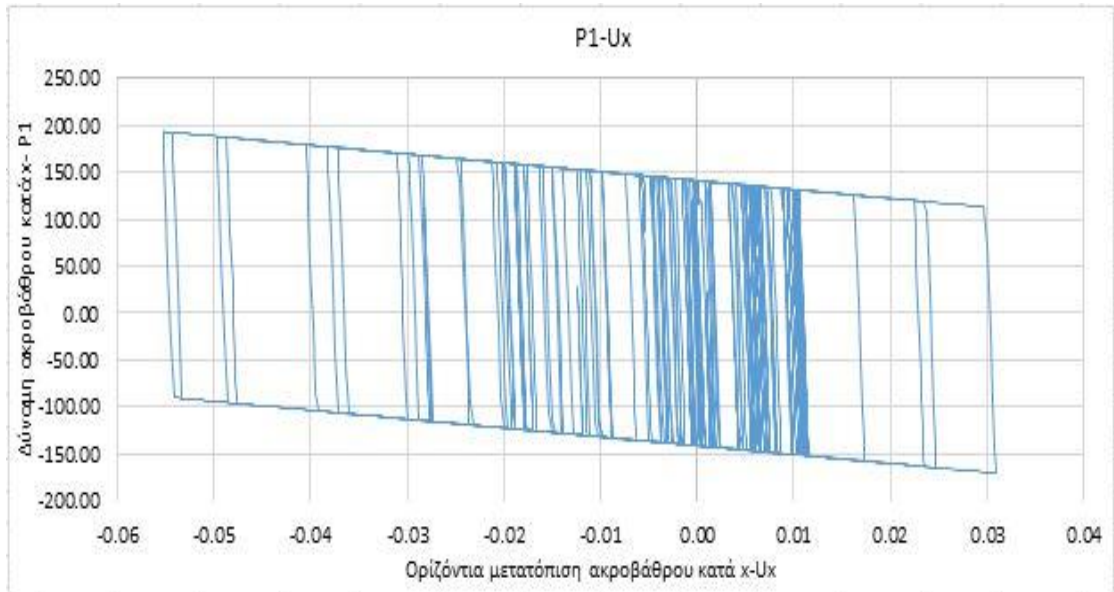
(α)



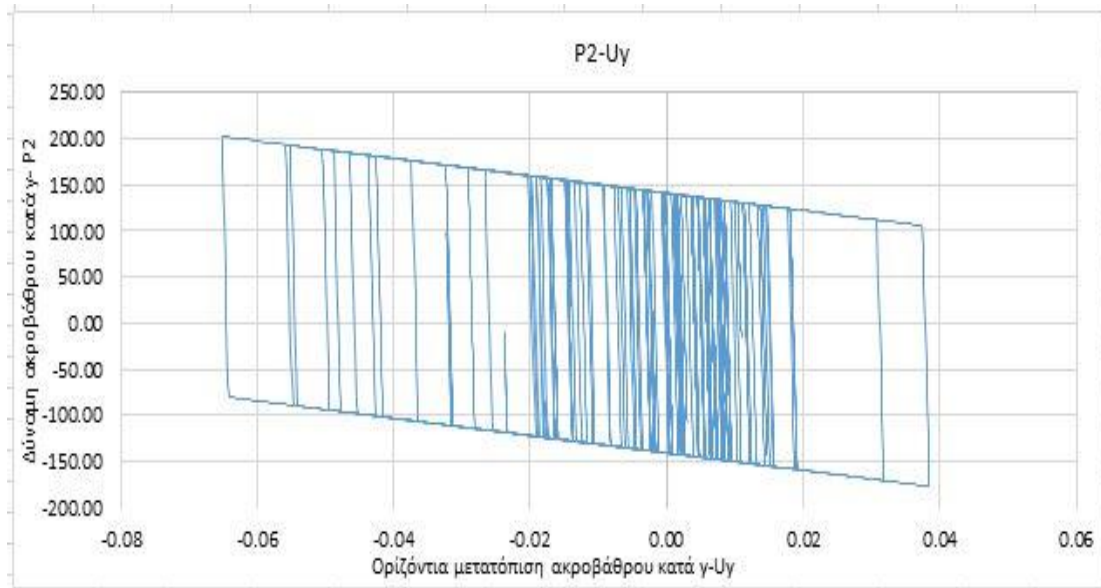
(β)

Σχήμα 6.19: Επιταχύνσεις ακροβάθρου κατά x (α) και y (β) για EQ<sub>3</sub>



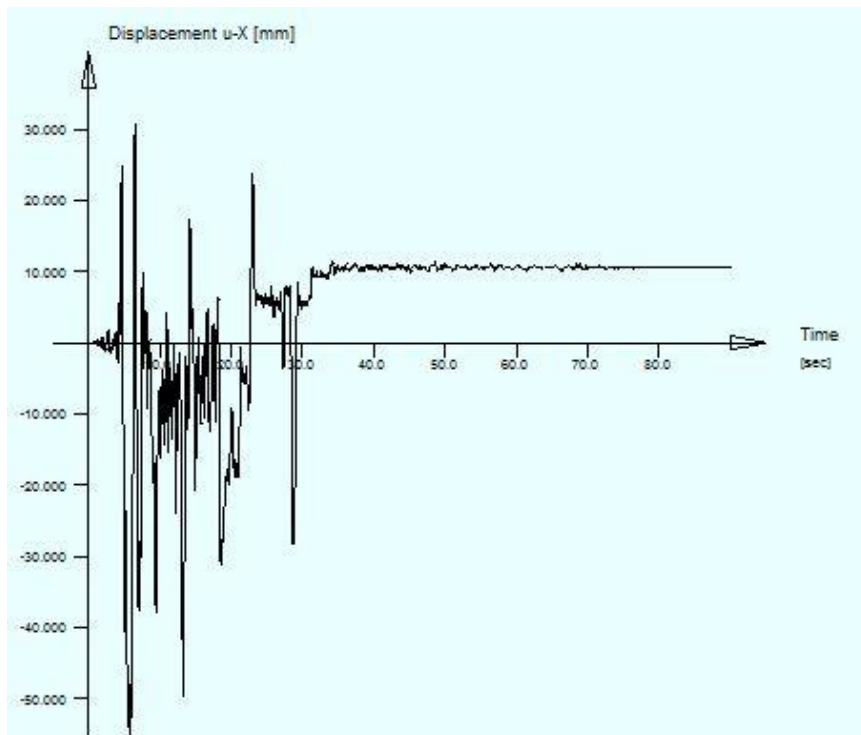


(α)

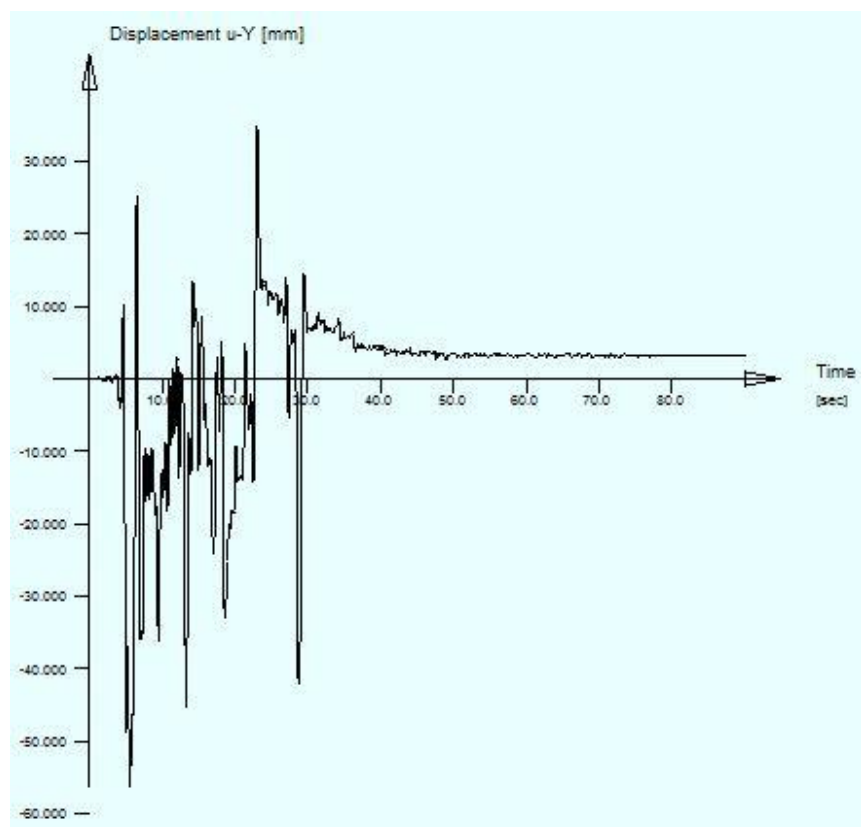


(β)

Σχήμα 6.20: Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου ακροβάθρου για τις διευθύνσεις x (α) και y (β) αντίστοιχα για  $EQ_3$

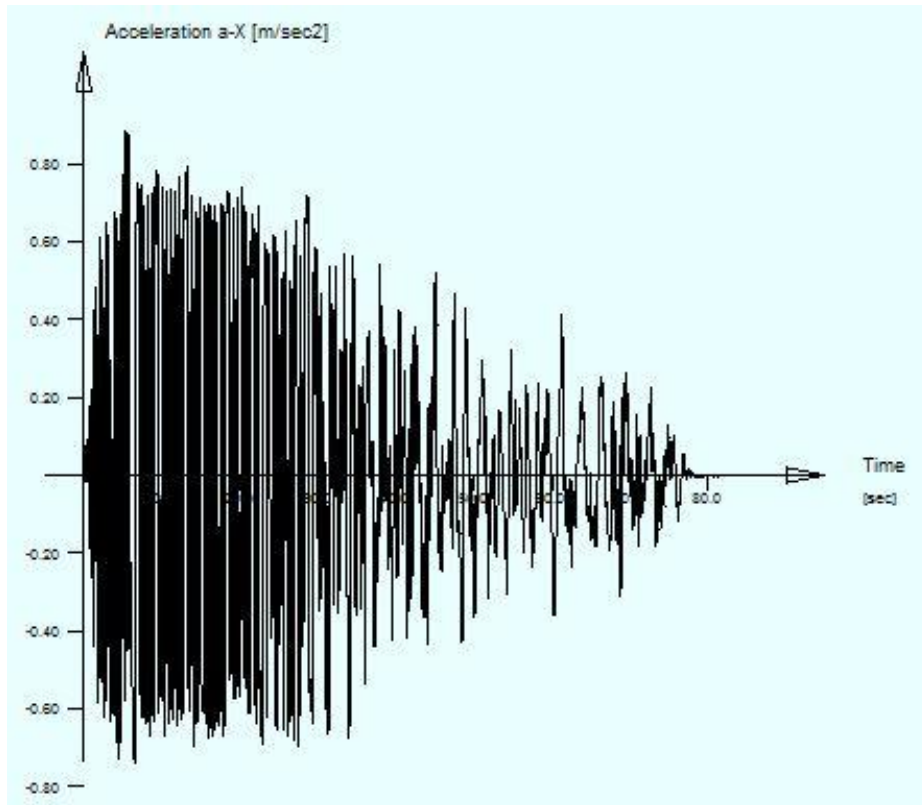


(α)

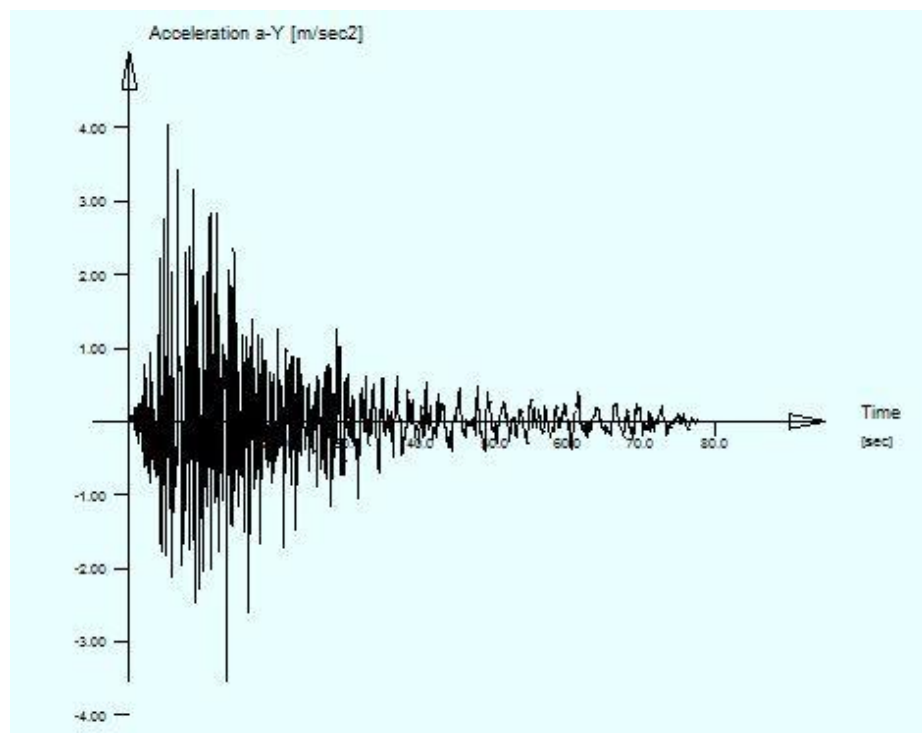


(β)

Σχήμα 6.21: Μετακινήσεις φορέα στο μεσόβαθρο κατά x (α) και y (β) για EQ<sub>3</sub>

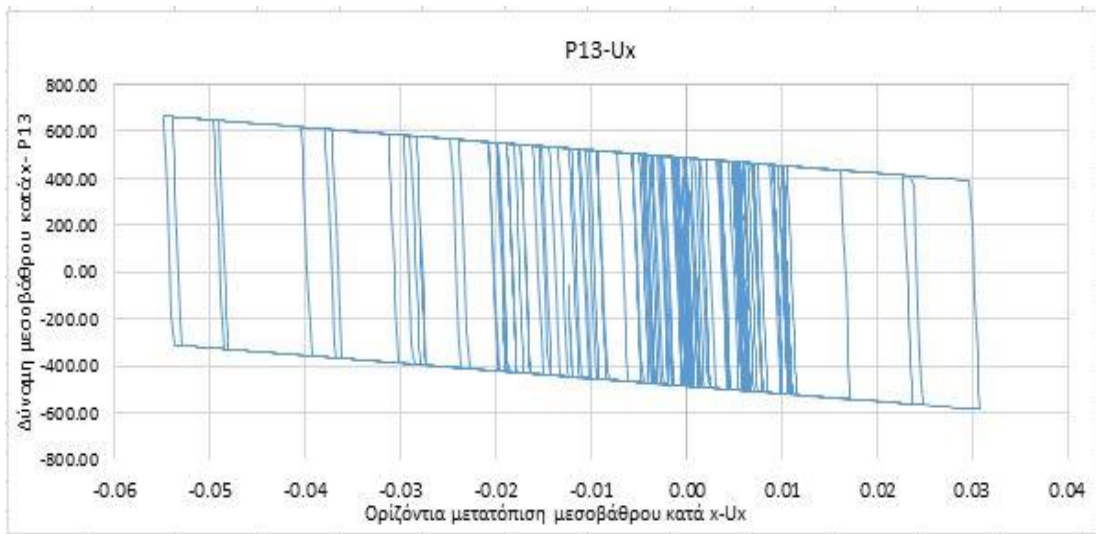


(α)

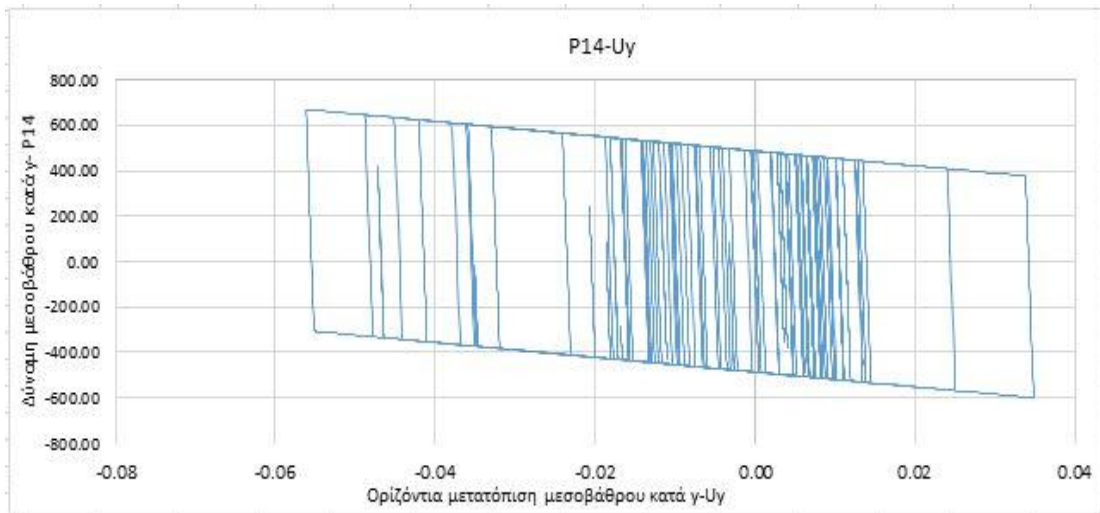


(β)

Σχήμα 6.22: Επιταχύνσεις φορέα στο μεσόβαθρο κατά x (α) και y (β) για EQ<sub>3</sub>



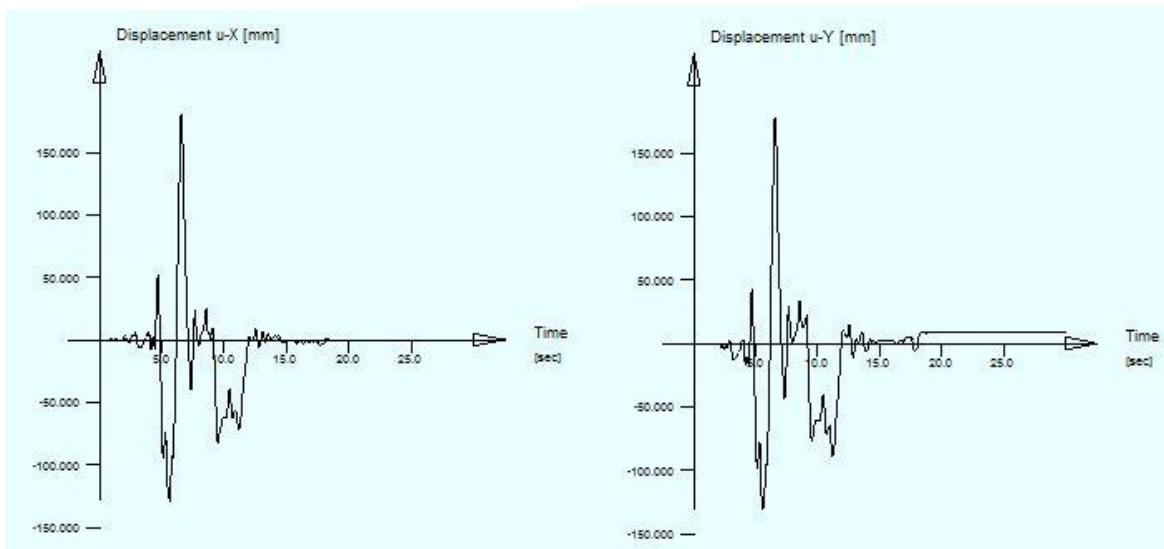
(α)



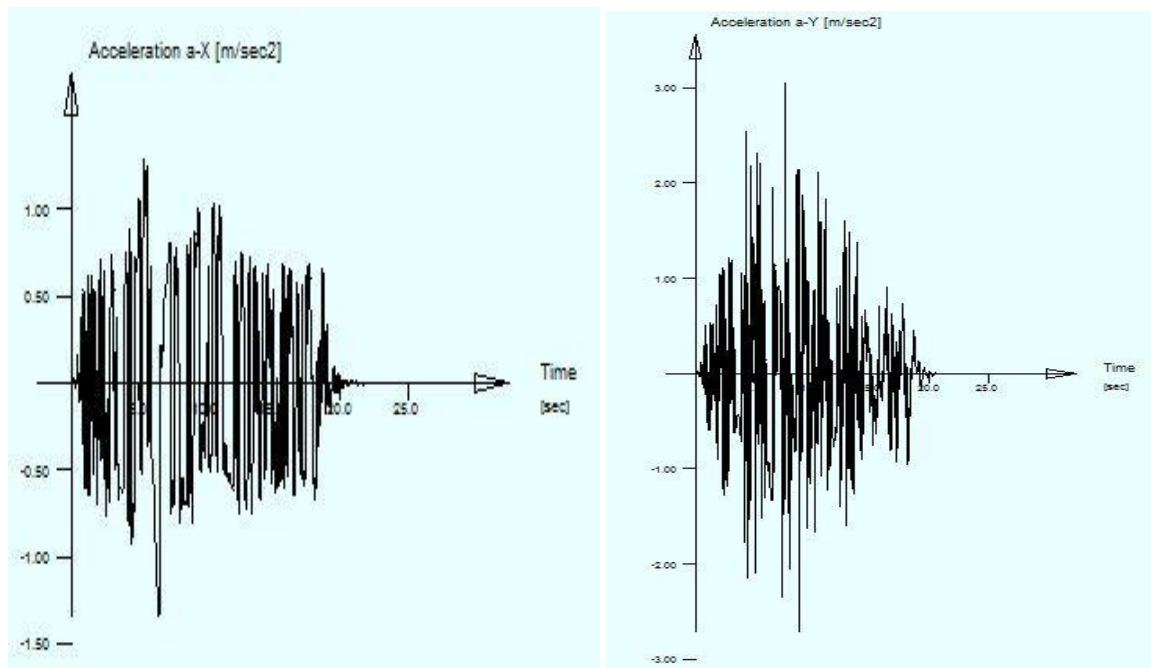
(β)

Σχήμα 6.23: Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου μεσοβάρθρου για τις διευθύνσεις x (α) και y(β) αντίστοιχα για EQ<sub>3</sub>

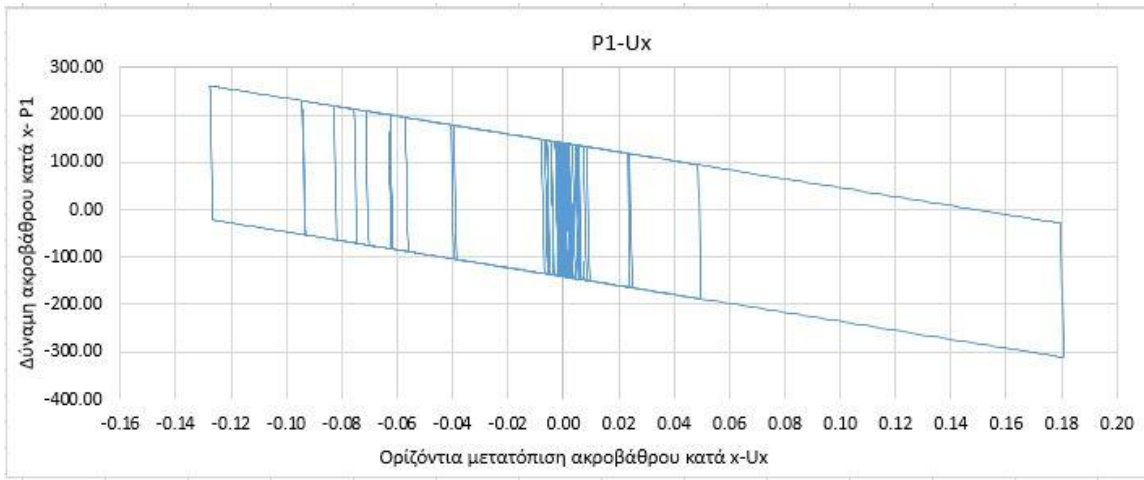
Στα Σχήματα 6.24 έως 6.29 παρατίθενται τα αποτελέσματα του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού EQ<sub>2</sub> για τα αντίστοιχα ακρόβαθρα και μεσόβαθρα.



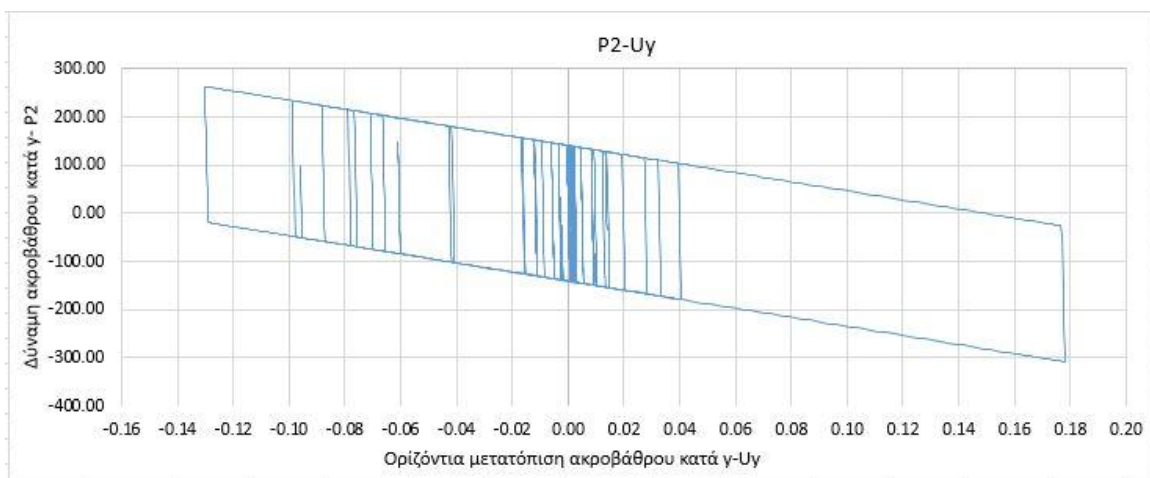
Σχήμα 6.24: Μετακινήσεις φορέα στο ακρόβαθρο κατά x (αριστερά) και y (δεξιά) για EQ<sub>2</sub>



Σχήμα 6.25: Επιταχύνσεις φορέα στο ακρόβαθρο κατά x (αριστερά) και y (δεξιά) για EQ<sub>2</sub>

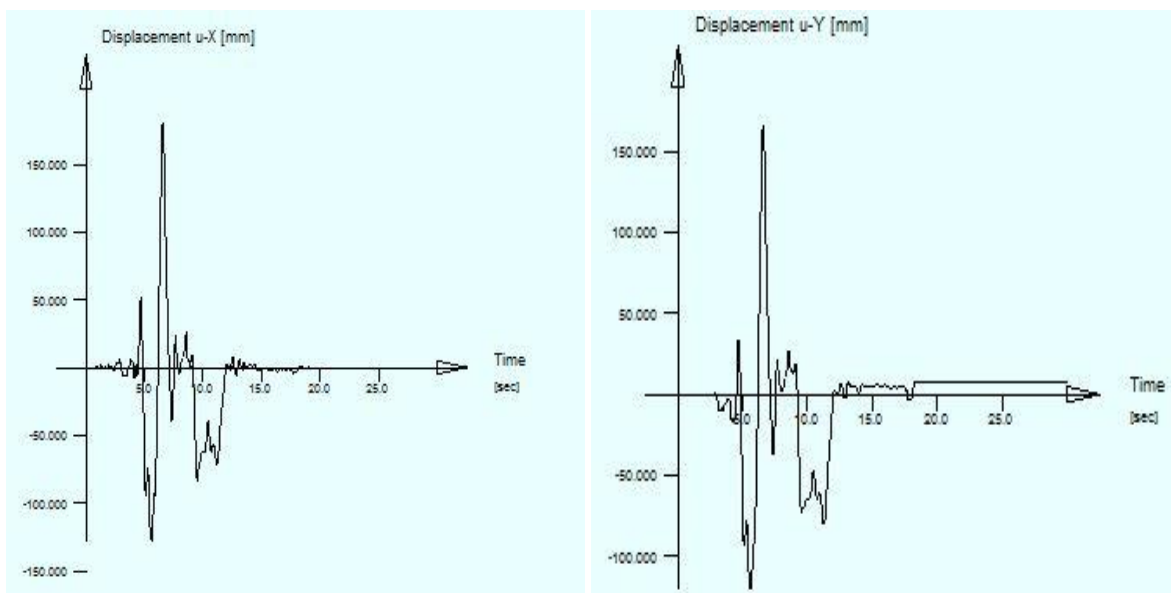


(α)

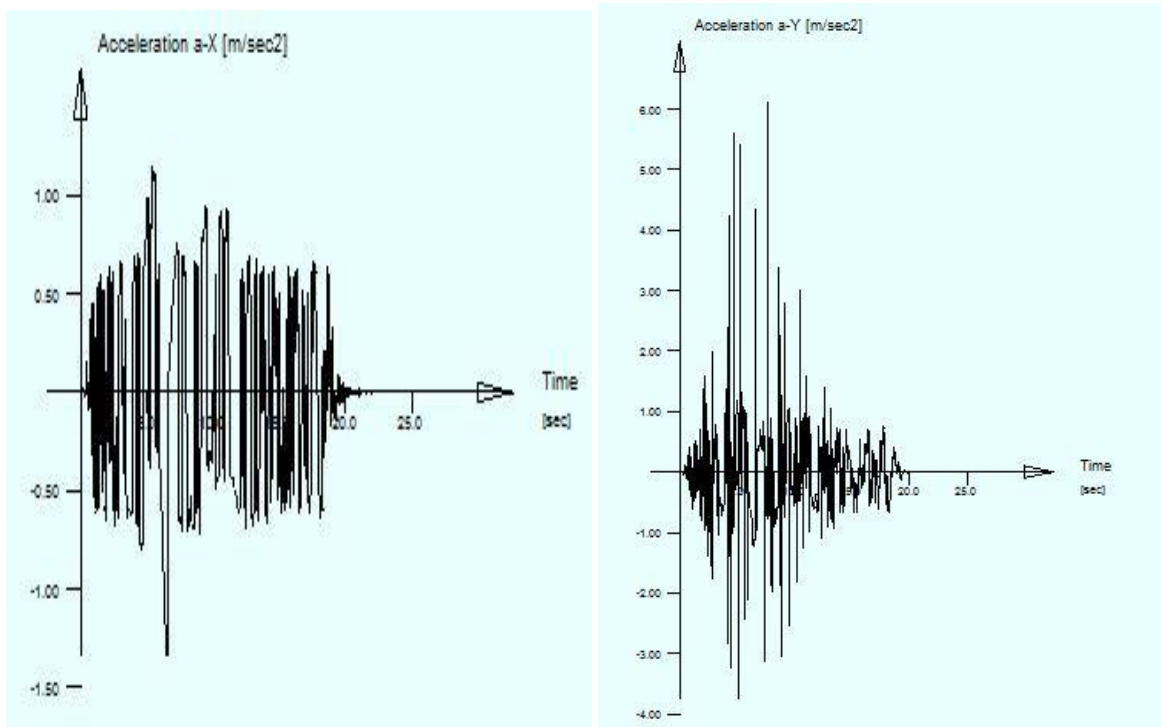


(β)

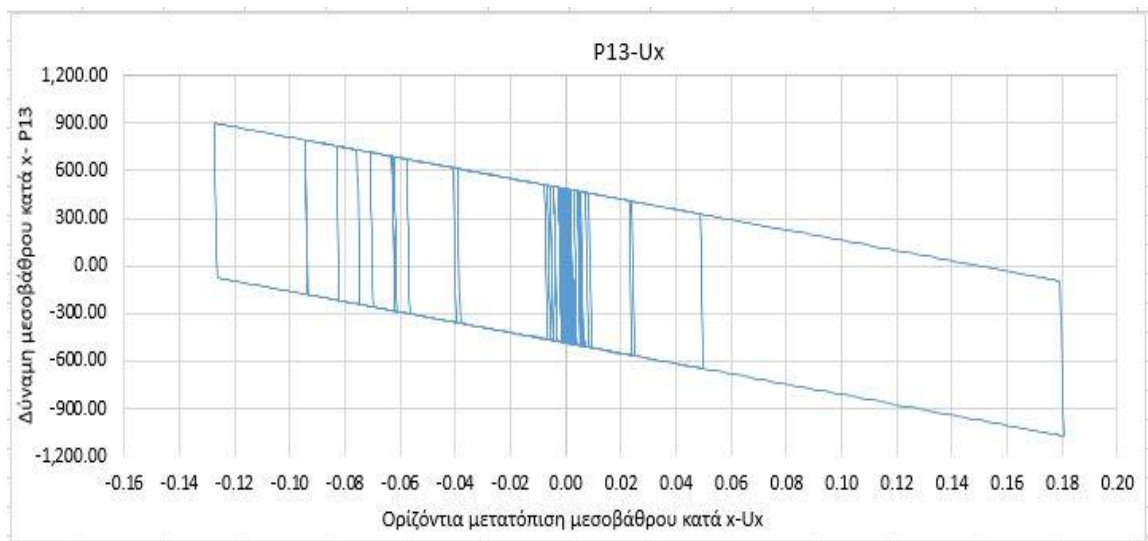
Σχήμα 6.26: Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου ακροβάθρου για τις διευθύνσεις x(α) και y(β) αντίστοιχα για EQ<sub>2</sub>



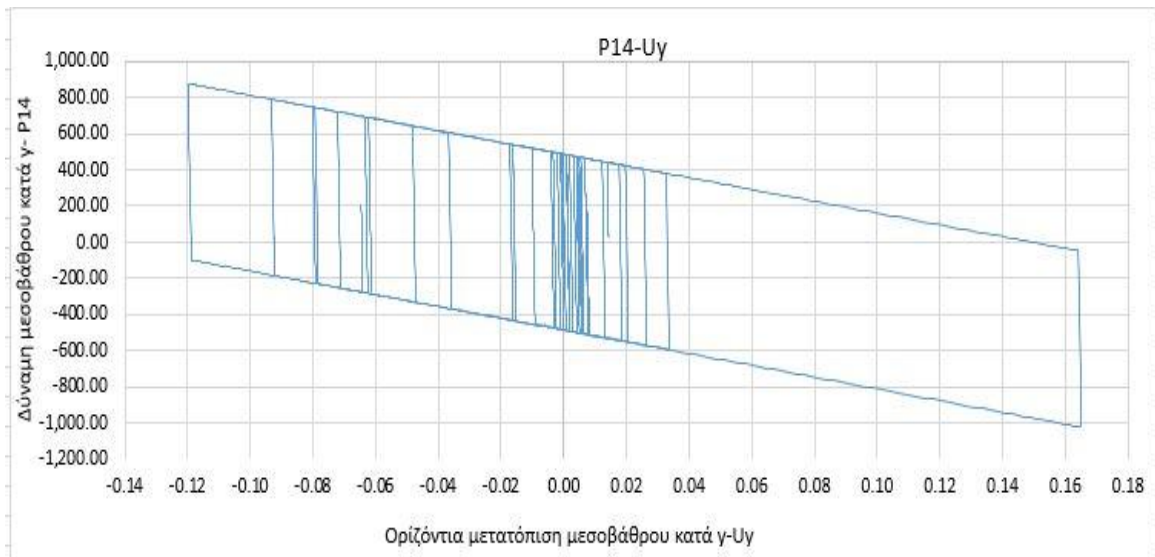
Σχήμα 6.27: Μετακινήσεις φορέα στο μεσόβαθρο κατά x (αριστερά) και y (δεξιά) για EQ<sub>2</sub>



Σχήμα 6.28: Επιταχύνσεις φορέα στο μεσόβαθρο κατά x (πάνω) και y (κάτω) για EQ<sub>2</sub>



(α)



(β)

Σχήμα 6.29: Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου μεσοβάθρου για τις διευθύνσεις x (α) και y (β) αντίστοιχα για EQ<sub>2</sub>

Όπως προαναφέρθηκε στη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας οι τιμές του σχεδιασμού θα λαμβάνονται ίσες με τον μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιμέρους αναλύσεων. Συνεπώς η μετακίνηση σχεδιασμού των ακροβάθρων και των μεσοβάθρων κατά x ισούται με  $d_{cd} = 0.09m$ , των ακροβάθρων κατά y  $d_{cd} = 0.103m$  και των μεσοβάθρων κατά y  $d_{cd} = 0.092m$ , όπως προκύπτουν από τις παρακάτω πράξεις.

Μετακίνηση σχεδιασμού στο εφεδράνο των ακροβάθρων κατά x και y:

$$d_{c,x} = \frac{0.09 + 0.18 + 0.06 + 0.08 + 0.08 + 0.07 + 0.08}{7} = 0.09m$$

$$d_{c,y} = \frac{0.10 + 0.18 + 0.07 + 0.09 + 0.1 + 0.09 + 0.1}{7} = 0.1m$$

$$d_{cd,x} = 1.5 \cdot 0.091 = 0.14m$$

$$d_{cd,y} = 1.5 \cdot 0.103 = 0.15m$$

Μετατόπιση σχεδιασμού στο εφεδράνο των μεσοβάθρων κατά x και y:

$$d_{cd,x} = \frac{0.09 + 0.18 + 0.06 + 0.08 + 0.08 + 0.07 + 0.08}{7} = 0.09m$$

$$d_{cd,y} = \frac{0.09 + 0.17 + 0.06 + 0.08 + 0.08 + 0.07 + 0.09}{7} = 0.09m$$

$$d_{c,x} = 1.5 \cdot 0.09 = 0.135m$$

$$d_{cd,y} = 1.5 \cdot 0.09 = 0.135m$$



## 7 Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός μίας σύμμικτης οδικής γέφυρας τριών ανοιγμάτων και η διερεύνηση της σεισμικής της απόκρισης για τρεις διαφορετικούς τύπους μονωτήρων. Για τη διαστασιολόγηση και την αρχική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης, των υδραυλικών αποσβεστήρων και των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης εφαρμόστηκε η μέθοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Όπως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής στον Πίνακα 7.1, ως αποδοτικότερος τρόπος σεισμικής μόνωσης κρίθηκαν τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης με κριτήρια τη μέγιστη συνολική μετακίνηση, την ενέργεια που αποσβένεται και τη δύναμη που αναπτύσσεται σε κάθε μεσόβαθρο και ακρόβαθρο.

Πίνακας 7.1: Βασικά μεγέθη της σεισμικής απόκρισης διαφορετικών τύπων μονωτήρων με τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή

Τύποι μονωτήρων	T (s)	Μετακίνηση (m)	Δύναμη μεσοβάθρου (kN)	Δύναμη ακροβάθρου (kN)	Απόσβεση	Ενέργεια Απόσβεσης $E_D$ (kNm)
LDEB	2.59	0.273	919.19	804.29	5%	0
LDEB+FD	2.59	0.177	969.82	969.82	18.5%	414.97
FPS	2.09	0.128	460.77	140.46	5%	717.08

Για την περαιτέρω ανάλυση της απόκρισης των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης και την αξιολόγηση της αξιοπιστίας της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή κρίθηκε αναγκαία η προσομοίωσή τους σε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων για την εφαρμογή της μεθόδου μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών. Διαπιστώθηκε μικρή απόκλιση της συνολικής μετακίνησης της σύμμικτης οδικής γέφυρας μεταξύ των δύο μεθόδων. Συγκεκριμένα η μετακίνηση σχεδιασμού μέσω των επτά ζεύγων χρονοϊστοριών υπολογίστηκε στα 0.135m ενώ η αντίστοιχη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος στα 0.128m, έχοντας συνεπώς μια απόκλιση της τάξεως του 5% που κρίνεται παραπάνω από ικανοποιητική. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η μέθοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή μπορεί κάλλιστα να χρησιμοποιηθεί ως μία προσεγγιστική αρχική μέθοδος ανάλυσης εφεδράνων αλλά για την εξαγωγή ασφαλέστερων και περισσότερο αξιόπιστων αποτελεσμάτων είναι απαραίτητη η επιλογή της μεθόδου μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών. Μέσω της δυναμικής ανάλυσης είναι εφικτή η εξαγωγή χρήσιμων διαγραμμάτων για την κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των μονωτήρων όπως τα διαγράμματα των βρόγχων υστέρησης και της απόκρισης του δομικού συστήματος.

Έχοντας εξασφαλίσει τη σωστή προσομοίωση των εφεδράνων μέσω της ανάλυσης της ανωδομής και της σύγκρισης με το μονοβάθμιο ταλαντωτή, μπορούν να δημιουργηθούν

πιο σύνθετα προσομοιώματα του φορέα, τα οποία θα περιλαμβάνουν τα βάρη, συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσής τους, ώστε να εξεταστεί η επιρροή τους εφόσον κάτι τέτοιο κριθεί απαραίτητο, π.χ σε περίπτωση πολύ ψηλών βάθρων.

Αξίζει ακόμα να σημειωθεί πως πολύ μεγάλο ρόλο στην απόκριση της γέφυρας έπαιξε η δύναμη επαναφοράς που προσφέρουν στο σύστημα τα εφέντρα FPS καθώς οι παραμένουσες μετακινήσεις έπειτα από κάποιο ισχυρό σεισμό είναι αμελητέες. Αναλυτικότερα οι μετακινήσεις αυτές φαίνονται στον Πίνακα 7.2 για τον ισχυρότερο σεισμό που αναλύθηκε για ακρόβαθρα και μεσόβαθρα.

Πίνακας 7.2: Παραμένουσες μετακινήσεις ισχυρότερου σεισμού

Παραμένουσες μετακινήσεις	Ακρόβαθρα	Μεσόβαθρα
Κατά τον άξονα x	0	0
Κατά τον άξονα y	15mm	15mm

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Θανόπουλος Π., Σημειώσεις μαθήματος «Σύμμικτες και Σιδηρές Γέφυρες»
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., «Σύμμικτες Γέφυρες: Οδηγός Σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachberichte και τους Ευρωκώδικες», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2006
3. Βάγιας Ι., «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βελλέ Ελένη, «Σχεδιασμός και σύγκριση εναλλακτικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε σύμμικτη γέφυρα», Αθήνα, 2015
5. ΕΛΕΜΚΑ, <http://www.elemka.gr/el-gr/bearings-seismic-isolation/elemka-bearings-seismic-isolation#tab-bearings-seismic-isolation-materials>
6. Παπανίκος Κ., «Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με σεισμική μόνωση», 15<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, 2009
7. Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. «Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση», 2007 [http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC\\_WORK/EKDILOSEIS\\_P/HYPERLINKS/SEISMIKH.pdf](http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/EKDILOSEIS_P/HYPERLINKS/SEISMIKH.pdf)
8. Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. ΠΕΤΕΠ 05-01-05-01: Ελαστομεταλλικά εφέδρανα, Έκδοση 1, 2006
9. Ψυχάρης Ι., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών», Σημειώσεις μαθήματος «Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Αθήνα, 2016
10. Ψυχάρης Ι. «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Αθήνα, 2015
11. Al-Hussaini M. T., Zayas V. A., Constantinou M. C., “Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems”, Technical Report, 1994
12. Douglas T. P., “Fluid Dampers for Applications of Seismic Energy and Seismic Isolation, USA
13. European Standard EN1990:2001 Eurocode 0: Basis of Structural Design, Brussels.
14. European Standard EN1991-2:2002 Eurocode 1: Action on Structures, Part 2: Traffic Loads on Bridges, Brussels.
15. European Standard EN1991-1-5:2003 Eurocode 1: Action on Structures, Part 1.5: Thermal Actions, Brussels.
16. European Standard EN1991-1-1:2001 Eurocode 1: Action on Structures, Part 1.1: General Actions- Densities, self-weight, imposed loads for buildings, Brussels.
17. European Standard EN1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels.
18. European Standard EN1993-1-1:2003 Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels.
19. European Standard EN1994-1-2:2004 Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 2: General Rules and Rules for Bridges, Brussels.
20. European Standard EN1998-2:2005 Eurocode 8: Design Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges, Brussels.
21. European Standard EN1337:2004 Structural Bearings -Part 3: Elastomeric bearings, Brussels.
22. Kelly T. E., “Base Isolation of Structures-Design Guidelines”, Holmes Consulting Group Ltd, Wellington, 2001
23. Koliass B., Fardis M. N., Pecker A., “Designers’ Guide to Eurocode 8: Design of Bridges for Earthquake Resistance”, ICE publishing.

24. Miyamoto H. K., Gilani A. S. J., Wada A., “Viscous Damper Limit States and Collapse Analysis of Steel Frame Buildings with Dampers, 9<sup>th</sup> U.S. National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, 2010
25. Maurer, Technical Information: “Seismic Isolation with Sliding Isolation Devices for Bridge Structures”, 2010
26. Maurer, Catalogue “Elastomeric Bearings”, 2012
27. Naeim F., Kelly J., “Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice”, Chinchester, 1999