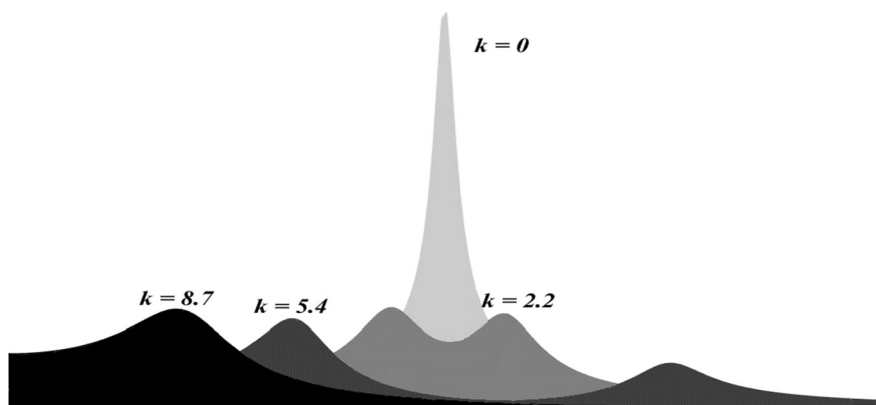




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ  
ΜΕΣΩ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ**



ΠΑΝΤΑΖΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΣΑΠΟΥΝΤΖΑΚΗΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ

ΑΘΗΝΑ

ΙΟΥΛΙΟΣ, 2017

ΜΕΛΗ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗΣ

ΙΩΑΝΝΗΣ ΑΝΤΟΝΙΑΔΗΣ , ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ ΣΑΠΟΥΝΤΖΑΚΗΣ , ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΙΩΑΝΝΗΣ ΨΥΧΑΡΗΣ , ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

## Περιεχόμενα

Εισαγωγή.....	1
1. Η Αρνητική Δυσκαμψία .....	3
1.1. Γενικά.....	3
1.2. Ο ταλαντωτής “Quazi-Zero-Stiffness”.....	3
1.3. Διερεύνηση του συστήματος των δύο πλάγιων ελατηρίων .....	4
1.4. Ο μηχανισμός μηδενικής δυσκαμψίας “QZS” .....	6
1.5. Βελτιστοποίηση του μηχανισμού μηδενικής δυσκαμψίας “QZS” .....	9
1.6. Ο μηχανισμός αρνητικής δυσκαμψίας του “KDamper” .....	13
1.7. Διερεύνηση του μηχανισμού αρνητικής δυσκαμψίας του “KDamper” .....	14
2. Υφιστάμενα συστήματα σεισμικής μόνωσης .....	17
2.1. Γενικά.....	17
2.2. Σεισμική Μόνωση μέσω εφεδράνων.....	17
2.3. Γραμμική ανάλυση της συμπεριφοράς του συστήματος μόνωσης.....	19
2.4. Εισαγωγή της απόσβεσης μέσω των μονωτήρων .....	21
2.5. Σεισμική Μόνωση μέσω Tuned Mass Damper (TMD) .....	23
3. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης KDamper.....	31
3.1. Γενικά.....	31
3.2. Η διάταξη του KDamper .....	31
3.3. Η προσέγγιση της διάταξης του KDamper .....	33
3.4. Οι βασικές ιδιότητες του KDamper .....	34
3.5. Συντελεστές της Transfer Function του συστήματος KDamper.....	37
4. Υπολογιστικές μέθοδοι βελτιστοποίησης και ανάλυσης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....	39
4.1. Γενικά.....	39
4.2. Δυναμική αριθμητική ανάλυση κατά τη μέθοδο Newmark.....	39
4.3. Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Harmony Search .....	41
4.4. Ιδιαίτερες περιπτώσεις προβλημάτων βελτιστοποίησης .....	45
5. Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στη γεφυροποιία .....	47
5.1. Η υπό μόνωση κατασκευή .....	47
5.2. Εφαρμογή ελαστικών και ελαστοπλαστικών εφεδράνων στη γέφυρα .....	48
5.3. Εφαρμογή του συστήματος TMD .....	49
5.4. Εφαρμογή του συστήματος KDamper .....	52
6. Δυναμική ανάλυση των μοντέλων της κατασκευής .....	59
6.1. Τα είδη των αναλύσεων .....	59

6.2.	Αρχικοί Υπολογισμοί.....	59
6.3.	Ανάλυση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης μέσω του φάσματος του Ευρωκώδικα 68	
6.4.	Απόκριση των συστημάτων σε σεισμική φόρτιση.....	69
6.5.	Απόκριση των συστημάτων μόνωσης σε δυναμική φόρτιση.....	72
6.6.	Η επιρροή της μη γραμμικότητας στη δυναμική συμπεριφορά του KDamper.....	75
6.7.	Η επιρροή του ευκάμπτου μεσοβάθρου στη συμπεριφορά του συστήματος KDamper	76
7.	Βελτιστοποίηση του συστήματος KDamper για σεισμική μόνωση γέφυρας.....	77
7.1.	Λογική βελτιστοποίησης του συστήματος.....	77
7.2.	Μοντέλο βελτιστοποίησης του συστήματος KDamper .....	77
7.3.	Συνάρτηση και παράμετροι βελτιστοποίησης του μοντέλου της γέφυρας .....	78
7.4.	Αποτελέσματα της βελτιστοποίησης του συστήματος μόνωσης KDamper .....	79
8.	Συμπεράσματα .....	85
9.	Βιβλιογραφία .....	87

## Εισαγωγή

Είναι ευρέως γνωστό πως υπάρχουν περιοχές σε όλη την υφήλιο οι οποίες βρίσκονται υπό την επίδραση έντονων σεισμικών δονήσεων. Τα σεισμικά αυτά φαινόμενα μπορούν να προκαλέσουν σημαντικές βλάβες σε υφιστάμενες κατασκευές ή ακόμα και την αστοχία τους. Το γεγονός αυτό, έχει οδηγήσει την επιστημονική κοινότητα στην ανάπτυξη κανονισμών κατασκευής αλλά και θεωριών ώστε να μειωθούν οι βλάβες και να εξαλειφθούν οι πιθανότητες απώλειας ανθρωπίνων ζωών. Στα πλαίσια αυτής της ερευνητικής δραστηριότητας, έχει αναπτυχθεί η έννοια της σεισμικής μόνωσης. Σε αντίθεση με το συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό, η σεισμική μόνωση δεν εστιάζει στην ικανότητα της κατασκευής να ανταπεξέλθει στις σεισμικές διεγέρσεις αλλά, στη μείωση της ίδιας της διέγερσης η οποία θα επιβληθεί στην κατασκευή. Το φαινόμενο αυτό, επιτυγχάνεται με την δυναμική αποσύζευξη της ανωδομής από την υπόλοιπη κατασκευή, την μεταβολή της ιδιοσυχνότητας της κατασκευής μακριά από την συχνότητα επιβολής της σεισμικής διέγερσης για αποφυγή συντονισμού αλλά και με τη χρήση μηχανισμών για την απορρόφηση και σκέδαση της σεισμικής ενέργειας. Υπό αυτό το πρίσμα, έχουν επινοηθεί ποικίλα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Σε ότι αφορά στη σεισμική μόνωση των γεφυρών, συνήθη συστήματα που έχουν χρησιμοποιηθεί αποτελούν τα διάφορα είδη εφεδράνων και αποσβεστήρων. Ωστόσο, η σύγχρονη έρευνα της σεισμικής μόνωσης έχει πλέον επικεντρωθεί, στην εισαγωγή πρόσθετων στοιχείων μάζας στις κατασκευές (Tuned Mass Damper) αλλά και μελών αρνητικής δυσκαμψίας (Negative Stiffness Devices and “Quazi Zero Stiffness” Oscillators) για την αποτελεσματικότερη διαχείριση των δυναμικών ιδιοτήτων του εκάστοτε φορέα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται ένα καινούριο σύστημα σεισμικής μόνωσης το οποίο αξιοποιεί τα πλεονεκτήματα των πρόσθετων μαζών σε συνδυασμό με μέλη αρνητικής δυσκαμψίας, το σύστημα KDampner. Πιο συγκεκριμένα, θα μελετηθεί ο τρόπος λειτουργίας και η φιλοσοφία σχεδιασμού του συστήματος. Επιπλέον, πέρα από την θεωρητική μελέτη θα ερευνηθεί η συμπεριφορά του συστήματος μέσα από την εφαρμογή του σε κατασκευές γεφυροποιίας υπό δυναμικές φορτίσεις και τη σύγκριση με υφιστάμενα συστήματα μόνωσης. Επιπλέον, λόγω της πολυπλοκότητας του συστήματος και των πολλαπλών παραμέτρων θα δοθεί έμφαση στη βελτιστοποίηση των χαρακτηριστικών της συσκευής για την επίτευξη της απαιτούμενης δυναμικής συμπεριφοράς.

Αναλυτικότερα, το πρώτο κεφάλαιο, εστιάζει στην θεωρία της αρνητικής δυσκαμψίας και στους μηχανισμούς με τους οποίους αυτή μπορεί να επιτευχθεί. Μέσω της περιγραφής και ανάλυσης ενός βασικού μηχανισμού αρνητικής δυσκαμψίας (Quazi Zero Stiffness Oscillator) επιτυγχάνεται η εύρεση των περιορισμών του μηχανισμού αρνητικής δυσκαμψίας του συστήματος KDampner, των τρόπων υπέρβασης των περιορισμών αυτών αλλά και το πώς αυτοί επιδρούν στην λειτουργία και στους υπολογισμούς της σεισμικής μόνωσης.

Το δεύτερο κεφάλαιο, αφορά τη μελέτη υφιστάμενων συστημάτων σεισμικής μόνωσης γεφυρών. Συγκεκριμένα, περιγράφονται οι διάφοροι τύποι εφεδράνων καθώς και το σύστημα Tuned Mass Damper (TMD). Σχετικά με τα εφέδρανα, γίνεται αναφορά στον τρόπο με τον οποίο μεταβάλλουν την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής και συμβάλλουν στην απορρόφηση ενέργειας της δυναμικής φόρτισης. Στη συνέχεια, η μελέτη εστιάζεται στη σεισμική μόνωση με την εισαγωγή πρόσθετης μάζας στην κατασκευή (Tuned Mass Damper), όπου και αναλύονται οι υπολογισμοί αλλά και οι περιορισμοί που πρέπει να ληφθούν υπόψη έτσι ώστε

να επιτευχθεί η αποτελεσματική σεισμική μόνωση της κατασκευής. Στόχος αυτού του κεφαλαίου είναι η καλύτερη κατανόηση του συστήματος του KDamper συγκριτικά με τα ήδη υπάρχοντα συστήματα σεισμικής μόνωσης.

Στο τρίτο κεφάλαιο, η μελέτη επικεντρώνεται στο προτεινόμενο σύστημα σεισμικής μόνωσης με την ονομασία KDamper. Η ανάλυση του συστήματος αυτού περιλαμβάνει την αρχική διάταξη της συσκευής KDamper, και τους μαθηματικούς υπολογισμούς προκειμένου να εξασφαλιστεί ο βέλτιστος σχεδιασμός και συγχρονισμός του συστήματος. Ενώ ακολουθεί και μία προκαταρκτική ανάλυση με βάση αυτούς.

Το τέταρτο κεφάλαιο, αφορά τις αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης και βελτιστοποίησης των δυναμικών συστημάτων που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται μία σύντομη ανάλυση της μεθόδου αριθμητικής ανάλυσης δυναμικών συστημάτων Newmark καθώς και στους λόγους για τους οποίους αυτή επιλέγεται. Συνεχίζοντας, αναλύεται ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Harmony Search, ο τρόπος με τον οποίο λειτουργεί καθώς και ο ρόλος του στην βελτιστοποίηση του συστήματος μόνωσης KDamper.

Το πέμπτο κεφάλαιο, περιλαμβάνει την προσομοίωση ενός έργου γεφυροποιίας με το σύστημα KDamper, το TMD, με ελαστικά και ελαστοπλαστικά εφέδρανα. Στη περίπτωση του συστήματος του KDamper, εξετάζεται και το μη γραμμικό μοντέλο του συστήματος και γίνεται η διαστασιολόγηση των στοιχείων της αρνητικής δυσκαμψίας για μία ενδεικτική περίπτωση διάταξης. Επιπροσθέτως, για τα συστήματα TMD και KDamper παρουσιάζονται προσομοιώματα με εύκαμπτο και μη μεσόβαθρο.

Στο έκτο κεφάλαιο, γίνεται η κύρια δυναμική ανάλυση του συστήματος KDamper εφαρμοσμένου στη γέφυρα και η σύγκρισή του με τα συστήματα TMD και με τα συστήματα εφεδράνων. Τα προσομοιώματα υποβάλλονται σε ποικίλλες δυναμικές φορτίσεις και παρουσιάζονται αναλυτικά τα συγκριτικά αποτελέσματα που προέκυψαν. Τέλος, εξετάζονται οι διαφορές της απόκρισης της γέφυρας μεταξύ γραμμικής και μη ανάλυσης του συστήματος KDamper καθώς και η περίπτωση εύκαμπτου ή μη μεσόβαθρου.

Το έβδομο κεφάλαιο, αφορά τη βελτιστοποίηση των παραμέτρων του συστήματος KDamper για την εξασφάλιση της απαιτούμενης δυναμικής συμπεριφοράς με τον αλγόριθμο Harmony Search. Η βελτιστοποίηση αυτή, γίνεται μέσω της απόκρισης του συστήματος σε πέντε διαφορετικές σεισμικές δονήσεις και της σύγκρισής αυτής με την αντίστοιχη του μονοβάθμιου συστήματος. Επιπλέον, τίθενται διάφοροι περιορισμοί σε ότι αφορά την απόκριση του εσωτερικού βαθμού ελευθερίας του συστήματος καθώς και της αναπτυσσόμενης επιτάχυνσης του καταστρώματος της γέφυρας.

Τέλος στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την ανάλυση του συστήματος του KDamper.

Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου και επιβλέποντα αυτής της διπλωματικής εργασίας κ. Ευάγγελο Σαπουντζάκη, για την πολύτιμη καθοδήγησή και βοήθεια που προσέφερε κατά τη διάρκεια αυτής της εργασίας αλλά και για την παροχή των κατάλληλων γνωστικών εφοδίων μέσω της διδασκαλίας του στα μαθήματα Στατικής III και Στατικής IV καθώς χωρίς αυτά, οι αναλύσεις αυτής της εργασίας θα ήταν ανέφικτες. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω και την κα. Παναγιώτα Συρίμη για τις συμβουλές της κατά την ανάλυση και συγγραφή της παρούσας εργασίας.

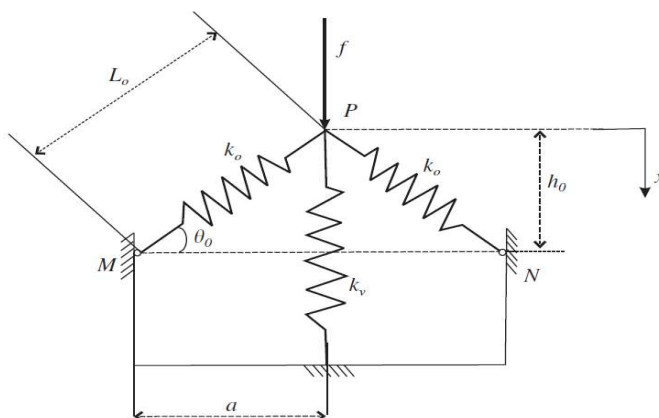
# 1. Η Αρνητική Δυσκαμψία

## 1.1. Γενικά

Ένα στοιχείο αρνητικής δυσκαμψίας, ορίζεται ως το στοιχείο εκείνο το οποίο δεχόμενο μία μετατόπιση προβάλλει μια δύναμη με ίδια φορά και διεύθυνση με τη μετατόπιση αυτή. Στην ουσία, το στοιχείο αυτό δεν αντιτίθεται στην μετατόπιση όπως θα συνέβαινε με ένα κανονικό ελατήριο αλλά αντιθέτως την ενισχύει. Η ιδιότητα αυτή, ενός στοιχείου αρνητικής δυσκαμψίας έχει ως αποτέλεσμα την εισαγωγή αστάθειας ηθελημένης ή αθέλητης και πρόσθετης αδράνειας σε οποιοδήποτε σύστημα περιλαμβάνει τέτοιου είδους στοιχεία. Η έννοια αυτή, διατυπώθηκε αρχικά στις μελέτες του Molyneaux [1] και του Platus [2] και ο στόχος της ήταν να μειώσει δραματικά τη δυσκαμψία και την ιδιοπερίοδο της κατασκευής ή ακόμα και να την μηδενίσει όπως συμβαίνει με τον “Quazi Zero Stiffness” ταλαντωτή, ο οποίος έχει προταθεί από τον Carella et al [3]. Ο μηχανισμός του ταλαντωτή αυτού, περιλαμβάνει μία συστοιχία τριών ελατηρίων υπό συγκεκριμένη διάταξη έτσι ώστε να επιτευχθεί μια αυξημένη στατική δυσκαμψία αλλά ταυτόχρονα, να εξασφαλίζεται μειωμένη δυναμική δυσκαμψία υπό την επίδραση δυναμικών φορτίων. Πρόκειται για μία διάταξη η οποία λόγω της απλής της σχεδίασης, θα μπορούσε (μέσω κατάλληλων τροποποιήσεων) να εφαρμοστεί ως παθητικό σύστημα σεισμικής μονώσεως. Επιπλέον, θα μελετηθεί και ο μηχανισμός αρνητικής δυσκαμψίας του KDamper καθώς και οι παράμετροι που διέπουν την αρνητική δυσκαμψία του. Πέρα από αυτούς τους μηχανισμούς, έχουν προταθεί και άλλοι, οι οποίοι αξιοποιούν τη μεταλυστική συμπεριφορά μεταλλικών μελών ή τις μαγνητικές ιδιότητες ορισμένων υλικών προκειμένου να αξιοποιηθούν τα θετικά χαρακτηριστικά των στοιχείων αρνητικής δυσκαμψίας στις κατασκευές.

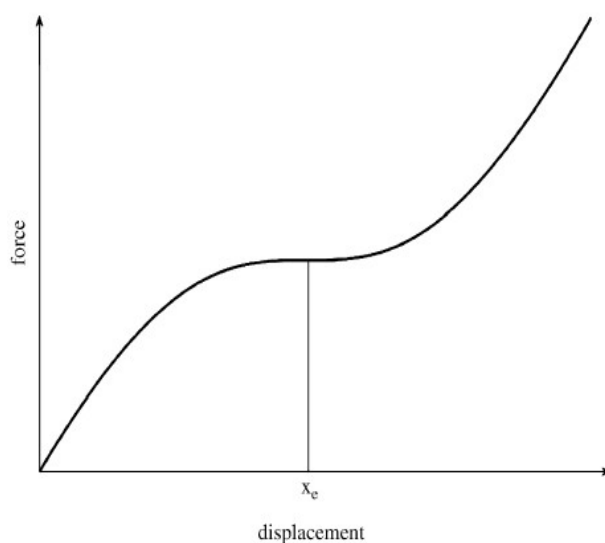
## 1.2. Ο ταλαντωτής “Quazi-Zero-Stiffness”

Ο ταλαντωτής “QZS” μπορεί να επιτευχθεί με το συνδυασμό ενός στοιχείου θετικής δυσκαμψίας με ένα στοιχείο αρνητικής δυσκαμψίας σύμφωνα με την συστοιχία ελατηρίων που φαίνεται στο Σχ.1.1. Με την αύξηση της δύναμης  $f$ , μειώνεται η κλίση των πλάγιων ελατηρίων  $k_o$  έως ότου αυτά βρεθούν στην οριζόντια θέση. Στη θέση αυτή, όλη η δύναμη  $f$  παραλαμβάνεται από το οριζόντιο ελατήριο  $k_v$ . Η θέση αυτή, αποτελεί και τη θέση στατικής ισορροπίας του συστήματος.



Σχ.1.1. Σχηματική αναπαράσταση απλού συστήματος μηδενικής δυσκαμψίας.

Το σύστημα του Σχ.1.1 παρουσιάζει το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης του Σχ.1.2 όπου διακρίνεται και ο ρυθμός μεταβολής της δύναμης. Το σημείο  $x_e$ , αποτελεί τη θέση ισορροπίας στην οποία η δυναμική δυσκαμψία είναι μηδέν μέσω κατάλληλης διάταξης των ελατηρίων και επιλογής της σταθεράς δυσκαμψίας τους. Ωστόσο, όπως φαίνεται στο Σχ.1.2 ένα μειονέκτημα του συστήματος αυτού είναι πως για μεγάλες μετατοπίσεις γύρω από τη θέση ισορροπίας παρουσιάζεται αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος με πιθανή την αλλοίωση της συμπεριφοράς του.



Σχ.1.2. Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης του συστήματος μηδενικής δυσκαμψίας

Στο συγκεκριμένο τμήμα, γίνεται μία διερεύνηση του συστήματος αυτού έτσι ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη μηδενική δυσκαμψία για συγκεκριμένες μετατοπίσεις με μικρή διακύμανση και να περιοριστεί η αύξησή της στις μεγάλες μετατοπίσεις. Επιπλέον, πρέπει να εξεταστούν οι διάφορες παράμετροι που συμμετέχουν στη λειτουργία του συστήματος αυτού όπως, η γωνία των πλάγιων ελατηρίων καθώς και η δυσκαμψία τους έτσι ώστε να έχουμε τα βέλτιστα αποτελέσματα στο ευρύτερο σύστημα της σεισμικής μόνωσης.

### 1.3. Διερεύνηση του συστήματος των δύο πλάγιων ελατηρίων

Για την καλύτερη κατανόηση αυτού του συστήματος αρνητικής δυσκαμψίας αρχικά εξετάζεται η συμπεριφορά των δύο πλάγιων ελατηρίων του συστήματος, αγνοώντας το κατακόρυφο ελατήριο  $k_v$ . Συνεπώς, το σύστημα πλέον αποτελείται από τα δύο ελατήρια δυσκαμψίας  $k_o$  τα οποία συνδέουν τα σημεία M-P και N-P αντίστοιχα όπως φαίνεται στο Σχ.1.1. Το σημείο P στο οποίο ασκείται η δύναμη  $f$ , απέχει οριζόντια απόσταση  $a$  και κατακόρυφη  $h_o$  από τα σημεία M, N. Τα ελατήρια έχουν αρχικό μήκος  $L_o$  και αρχική κλίση  $\theta_o$  με την οριζόντια διεύθυνση. Εφαρμόζοντας την ισορροπία δυνάμεων κατά τον κατακόρυφο άξονα ισχύει ότι,



$$f = 2k_o (L_o - L) \sin \theta \quad (1.1)$$

όπου το  $L$  εκφράζει το τελικό μήκος του ελατηρίου και  $\sin \theta = (h_o - x)/L$  με

$$L_o = \sqrt{(h_o^2 + a^2)} \quad \text{και} \quad L = \sqrt{(h_o - x)^2 + a^2}.$$

Συνεπώς η Εξ. (1.1) μπορεί να γραφεί ως εξής,

$$f = 2k_o (h_o - x) \left( \frac{\sqrt{(h_o^2 + a^2)}}{\sqrt{(h_o - x)^2 + a^2}} - 1 \right). \quad (1.2)$$

Η αδιαστατοποιημένη έκφραση της Εξ.(1.2) είναι,

$$\frac{f}{k_o L_o} = 2 \left( \sqrt{1 - \gamma^2} - \hat{\chi} \right) \left\{ \left[ \hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1 - \gamma^2} \hat{\chi} + 1 \right]^{-0.5} - 1 \right\}, \quad (1.3)$$

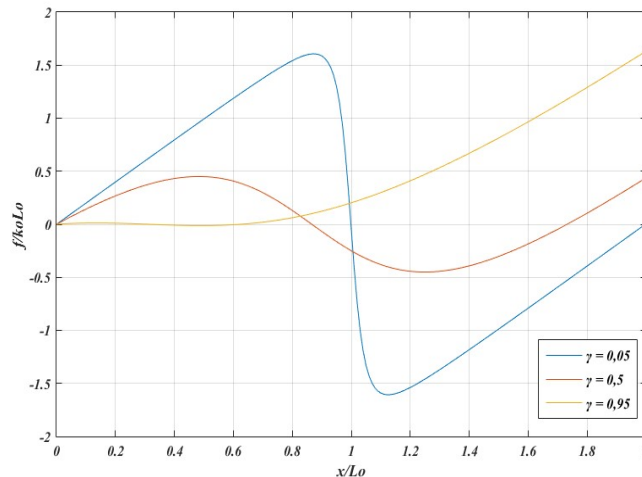
και

$$\hat{\chi}_e = \sqrt{1 - \gamma^2}, \quad (1.4)$$

όπου  $\hat{\chi} = x / L_o$  και

$$\gamma = a / L_o = \cos \theta_o. \quad (1.5)$$

Το  $\gamma$  αποτελεί γεωμετρική παράμετρο του ταλαντωτή. Πιο συγκεκριμένα, για  $\gamma = 0$  τα ελατήρια βρίσκονται στη κατακόρυφη θέση ενώ για  $\gamma = 1$  τα ελατήρια βρίσκονται στην οριζόντια.



Σχ.1.3. Διάγραμμα διαστατών μεγεθών Δύναμης-Μετατόπισης του συστήματος των δύο πλάγιων ελατηρίων για τις διάφορες τιμές της παραμέτρου  $\gamma$

Από το Σχ.1.3 παρατηρείται, πως αυτή η διάταξη των ελατηρίων παρουσιάζει αυξανόμενη μη γραμμικότητα με την αύξηση της γεωμετρικής παραμέτρου  $\gamma$ . Πιο συγκεκριμένα, όταν το  $\gamma$  τείνει στη μονάδα η δύναμη του συστήματος αλλάζει απότομα φορά μετά την υπέρβαση μίας μετατόπισης έτσι ώστε να βρεθεί σε μία σταθερή κατάσταση.

Προκειμένου να βρούμε τη μέγιστη δύναμη του συστήματος πριν συμβεί αυτό το φαινόμενο παραγωγίζουμε την έκφραση (1.3) ως προς  $\hat{\chi}$  και εξισώνουμε με το μηδέν,

$$-4\hat{\chi} \left( \frac{1}{\sqrt{\hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma^2}\hat{\chi} + 1}} - 1 \right) - \frac{(\sqrt{1-\gamma^2} - \hat{\chi}^2)(2\hat{\chi} - 2\sqrt{1-\gamma^2})}{(\hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma^2}\hat{\chi} + 1)} = 0, \quad (1.6)$$

κατά συνέπεια έχουμε,

$$\hat{\chi}_{\max} = \sqrt{1-\gamma^2} - \gamma\sqrt{\gamma^{-2/3} - 1}, \quad (1.7)$$

με την αντίστοιχη δύναμη να είναι,

$$\frac{f_{\max}}{k_o L_o} = 2 \left[ 1 - \left( 1 - \sqrt{1-\gamma^2} \right)^{1/3} \right]^{3/2}, \quad (1.8)$$

Παραγωγίζοντας την έκφραση της δύναμης στην Εξ. (1.2) προκύπτει η έκφραση της δυσκαμψίας και διαιρώντας με  $k_o$  έχουμε την αδιάστατη δυσκαμψία του συστήματος,

$$\frac{K}{k_o} = 2 \left[ 1 - \frac{\gamma^2}{\left( \hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma^2}\hat{\chi} + 1 \right)^{3/2}} \right], \quad (1.9)$$

η οποία στη θέση ισορροπίας  $\hat{\chi}_e$  δίνεται από τη σχέση,

$$\frac{K}{k_o} = 2 \left( 1 - \frac{1}{\gamma} \right), \quad (1.10)$$

Παρατηρείται ότι η τιμή της αδιάστατης δυσκαμψίας του συστήματος εμφανίζει ραγδαία αύξηση της αρνητικής δυσκαμψίας καθώς το  $\gamma$  τείνει στο μηδέν. Προκειμένου το σύστημα να παρέχει μια σταθερή αρνητική δυσκαμψία σε ένα απαιτούμενο εύρος μετατοπίσεων, είναι αναγκαία η προσθήκη ενός κατακόρυφου ελατηρίου ώστε να μετριάσει την αστάθεια του συστήματος και να προσφέρει επαρκή στατική δυσκαμψία.

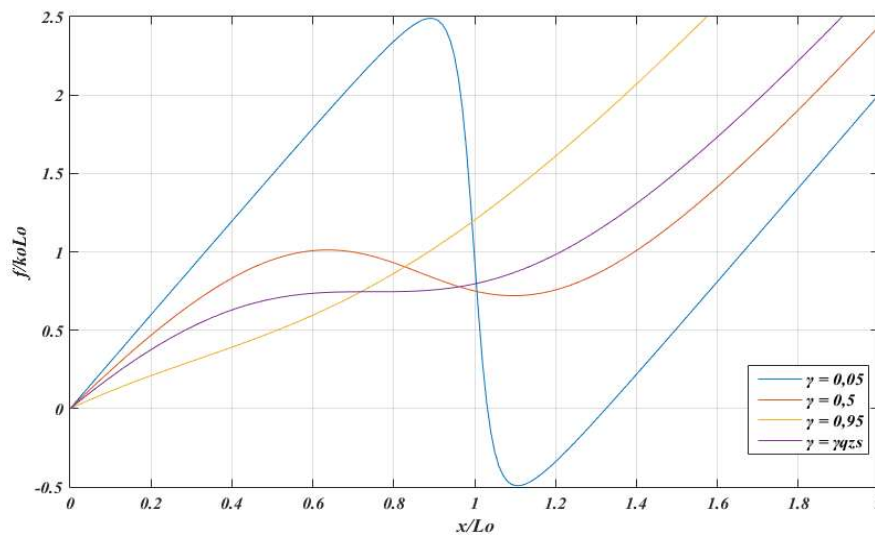
#### 1.4. Ο μηχανισμός μηδενικής δυσκαμψίας “QZS”

Στο σύστημα των δύο κεκλιμένων ελατηρίων, εισάγεται το οριζόντιο ελατήριο  $k_v$ , όπως φαίνεται στο Σχ.1.1. Αδιαστατοποιώντας την δύναμη  $f$  με  $k_v L_o$ , η ζητούμενη αντίστοιχη δύναμη του ελατηρίου  $\hat{f}$  δίδεται από τη σχέση

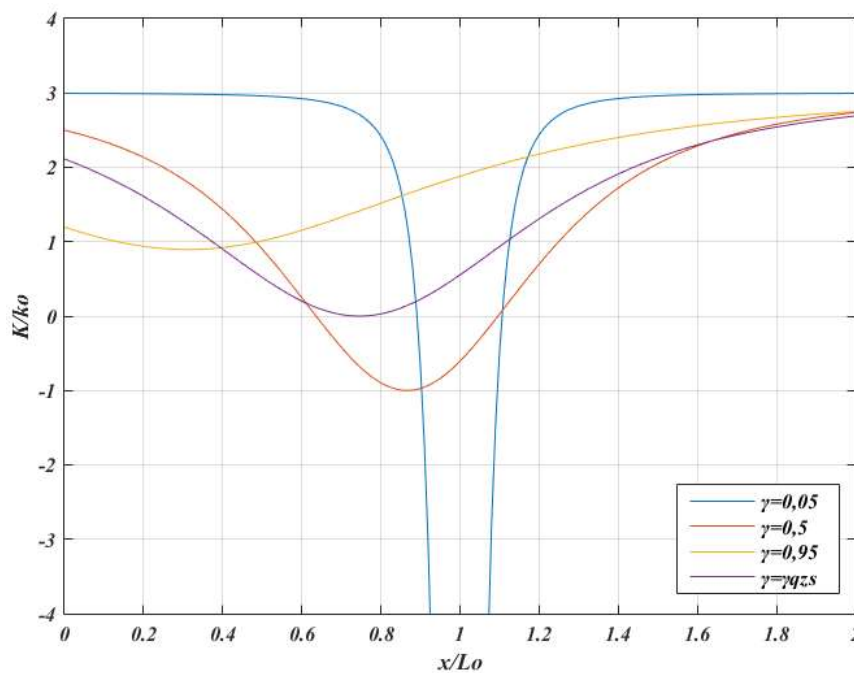
$$\hat{f} = \hat{\chi} + 2a \left( \sqrt{1-\gamma^2} - \hat{\chi} \right) \left\{ \left[ \hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma^2}\hat{\chi} + 1 \right]^{-0.5} - 1 \right\}, \quad (1.11)$$

όπου  $\alpha = k_o / k_v$  είναι ο λόγος των δυσκαμψιών των ελατηρίων. Για μεγάλες τιμές του  $\alpha$  η Εξ. (1.11) τείνει στην Εξ. (1.3). Η αδιαστατοποιημένη δυσκαμψία του συστήματος, μπορεί να διατυπωθεί μετά από παραγωγή της Εξ. (1.11) ως προς τη μετατόπιση δίνοντας,

$$\widehat{K} = 1 + 2a \left[ 1 - \frac{\gamma^2}{\left( \widehat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma^2} \widehat{\chi} + 1 \right)^{3/2}} \right]. \quad (1.12)$$



Σχ.1.4. Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης του συστήματος των τριών ελατηρίων για  $\alpha = 1$  (αδιάστατα μεγέθη)



Σχ.1.5. Η δυσκαμψία του συστήματος μηδενικής δυσκαμψίας για  $\alpha = 1$  η μωβ καμπύλη αντιστοιχεί σε ένα σταθερό σύστημα με μηδενική δυσκαμψία στη θέση στατικής ισορροπίας.

Στο Σχ.1.4 παρουσιάζεται το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (αδιάστατα μεγέθη) για τις διάφορες τιμές του γεωμετρικού συντελεστή  $\gamma$  και για  $\alpha = 1$ . Παρατηρείται ότι για μεγάλες αρχικές γωνίες, (δηλαδή όταν το  $\gamma$  τείνει στο μηδέν) τα κεκλιμένα ελατήρια κυριαρχούν στη συμπεριφορά του ταλαντωτή με αποτέλεσμα την εμφάνιση μιας περιοχής αρνητικής δυσκαμψίας. Για μικρές αρχικές γωνίες κλίσης των ελατηρίων, (δηλαδή όταν το  $\gamma$  τείνει στη μονάδα), το κατακόρυφο ελατήριο ελέγχει τη συμπεριφορά και η συνολική δυσκαμψία του συστήματος είναι θετική και με αμελητέα μη γραμμικότητα. Όπως φαίνεται στο Σχ. 1.4 υπάρχει μία μοναδική γωνία κλίσης η οποία συμβολίζεται με  $\gamma_{QZS}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μία θέση με μηδενική δυσκαμψία. Αυτό συμβαίνει στη θέση ισορροπίας  $\hat{\chi}_e = \sqrt{1-\gamma^2}$ , στην οποία η μέγιστη τιμή αρνητικής δυσκαμψίας που προκύπτει από τα κεκλιμένα ελατήρια είναι ίση με την θετική δυσκαμψία του κατακόρυφου ελατηρίου. Το φαινόμενο αυτό, εμφανίζεται καλύτερα στο Σχ.1.5 όπου παρουσιάζεται το διάγραμμα δυσκαμψίας μετατόπισης (αδιάστατα μεγέθη) για τις ίδιες τιμές παραμέτρων. Συγκεκριμένα, σημειώνεται ότι για  $\gamma = \gamma_{QZS}$  η δυσκαμψία προκύπτει αμελητέα στη περιοχή μικρών μετατοπίσεων.

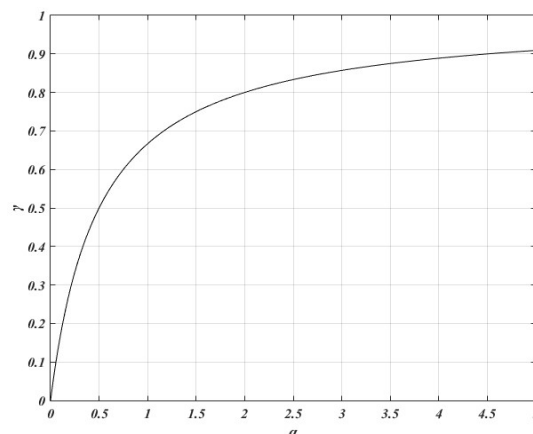
Υπάρχει μία μοναδική σχέση μεταξύ της γεωμετρικής παραμέτρου  $\gamma = a/L_0$  και του λόγου δυσκαμψίας των ελατηρίων, η οποία δίνει τα απαιτούμενη σταθερή δυσκαμψία του συστήματος. Αν η Εξ. (1.12) υπολογιστεί στη θέση ισορροπίας  $\hat{\chi}_e = \sqrt{1-\gamma^2}$  και τεθεί ίση με το μηδέν, τότε η τιμή  $\gamma_{QZS}$  που προκύπτει για μία δεδομένη τιμή του  $a$  είναι

$$\gamma_{QZS} = \frac{2\alpha}{2\alpha + 1}, \quad (1.13\alpha)$$

Ισοδύναμα, η τιμή  $a$  που εξασφαλίζει την απαιτούμενη δυσκαμψία του συστήματος για ένα δεδομένο  $\gamma$  είναι

$$\alpha_{QZS} = \frac{\gamma}{2(1-\gamma)}. \quad (1.13\beta)$$

Συνεπώς ο συμβολισμός QZS θα χρησιμοποιηθεί για τα  $a$  και  $\gamma$  ώστε να δηλωθεί η εξάρτηση μεταξύ των δύο αυτών παραμέτρων σύμφωνα με την Εξ. (1.13) και να επιτευχθεί σταθερή μηδενική δυσκαμψία.



Σχ.1.6. Διάγραμμα όλων των ζευγών τιμών της γεωμετρικής παραμέτρου  $\gamma$  και του λόγου δυσκαμψίας  $\alpha$  που δίνουν μηδενική δυσκαμψία.

Οι συνδυασμοί του λόγου δυσκαμψίας  $a$  και της γεωμετρική παραμέτρου  $\gamma$  που δίνουν σταθερή μηδενική δυσκαμψία παρουσιάζονται στο Σχ.1.6. Για μικρές αρχικές γωνίες ( $\gamma \approx 1$ ), τα κεκλιμένα ελατήρια πρέπει να έχουν μεγαλύτερη δυσκαμψία από το κατακόρυφο. Όταν η αρχική γωνία κλίσης κυμαίνεται σε μεγαλύτερες τιμές για παράδειγμα  $37^\circ - 66^\circ$  ( $0,4 < \gamma < 0,8$ ), τότε το κατακόρυφο και τα κεκλιμένα ελατήρια μπορούν να έχουν παρόμοια δυσκαμψία, με το μειονέκτημα της μεγαλύτερης στατικής παραμόρφωσης των ελατηρίων.

## 1.5. Βελτιστοποίηση του μηχανισμού μηδενικής δυσκαμψίας “QZS”

Παρόλο που οι Εξ. (1.13α,β) συνδέουν τη γεωμετρική παράμετρο με το λόγο των δυσκαμψιών ώστε να δώσουν ένα σύστημα μηδενικής δυσκαμψίας δεν υπάρχει ένας συγκεκριμένος συνδυασμός. Ωστόσο, το εύρος των μετακινήσεων για τις οποίες επιτυγχάνεται η μηδενική δυσκαμψία εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη γεωμετρική παράμετρο του ταλαντωτή.

Με την εφαρμογή της συνθήκης μηδενικής δυσκαμψίας των  $a$  και  $\gamma$  στην Εξ. (1.13), η αδιάστατη έκφραση της δυσκαμψίας της Εξ. (1.12) μπορεί να γραφεί ως συνάρτηση μόνο της γεωμετρικής παραμέτρου ως εξής,

$$\widehat{K}_{QZS} = 1 + \frac{\gamma_{QZS}}{(1 - \gamma_{QZS})} \left[ 1 - \frac{\gamma_{QZS}^2}{\left( \widehat{\chi}^2 - 2\sqrt{1 - \gamma_{QZS}^2} \widehat{\chi} + 1 \right)^{3/2}} \right]. \quad (1.14)$$

Η έκφραση αυτή παρουσιάζεται στο Σχ.1.7 για διάφορες τιμές του  $\gamma_{QZS}$ . Είναι εμφανές πως η δυσκαμψία μηδενίζεται στη θέση ισορροπίας του συστήματος,  $\widehat{\chi}_e = \sqrt{1 - \gamma^2}$  και το εύρος της μετατόπισης για την οποία αυτή εξακολουθεί να είναι μηδέν εξαρτάται από τη τιμή του  $\gamma_{QZS}$ .

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει, το εύρος των μετατοπίσεων γύρω από τη θέση ισορροπίας για το οποίο η δυσκαμψία είναι μικρότερη από τη δεδομένη δυσκαμψία  $\widehat{K}_o$ , (Σημειώνεται ότι για  $\widehat{K}_o = 1$  ισχύει πως η δυσκαμψία του συστήματος ισούται με αυτή του κατακόρυφου ελατηρίου.). Η μετατόπιση για την οποία η δυσκαμψία είναι ίση με αυτή του συστήματος μπορεί να βρεθεί άμα τεθεί  $\widehat{K}_{QZS} = \widehat{K}_o$  στην Εξ. (1.14). Η επίλυση ως προς  $\widehat{\chi}$  οδηγεί στο ακόλουθο αποτέλεσμα

$$\widehat{\chi} \Big|_{\widehat{K}=\widehat{K}_o} = \widehat{\chi}_e \pm \widehat{d}, \quad (1.15)$$

όπου  $\widehat{\chi}_e$  είναι η θέση στατικής ισορροπίας και  $\widehat{d}$  το εύρος κανονικοποιημένο ως προς  $L_o$ , από τη θέση όπου  $\widehat{K}_{QZS} = \widehat{K}_o$ , Η τιμή του  $\widehat{d}$  δίδεται από την Εξ. (1.16).

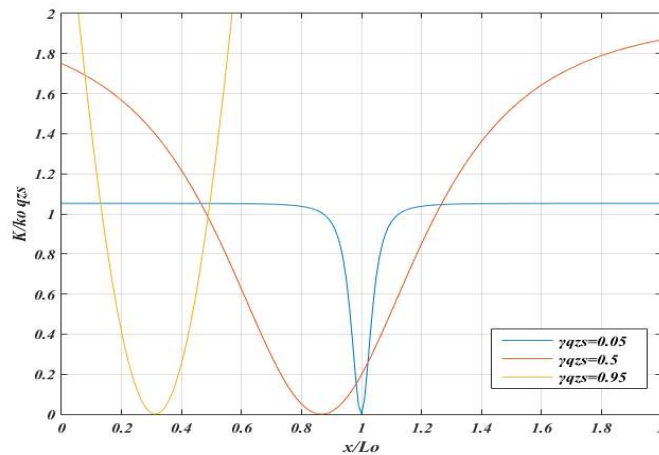
$$\widehat{d} = \gamma_{QZS} \sqrt{\left[ \frac{1}{1 - \widehat{K}_o (1 - \gamma_{QZS})} \right]^{2/3} - 1}. \quad (1.16)$$

Η σχέση αυτή αποτυπώνεται στο Σχ.1.8 ως συνάρτηση του  $\gamma_{QZS}$  και των διάφορων τιμών του  $\widehat{K}_o$ . Είναι εμφανές πως η τιμή για την οποία το  $\gamma_{QZS}$  μεγιστοποιείται, αλλάζει σε σχέση με τη τιμή του  $\widehat{d}$ . Δεν είναι δυνατό να προσδιοριστεί μία σαφής λύση από την Εξ. (1.16), αλλά μπορεί να εκτιμηθεί για  $\widehat{K}_o \ll 1$  και για  $\widehat{K}_o = 1$ . Στη περίπτωση όπου  $\widehat{K}_o \ll 1$  η Εξ. (1.16) μπορεί να προσεγγιστεί από την

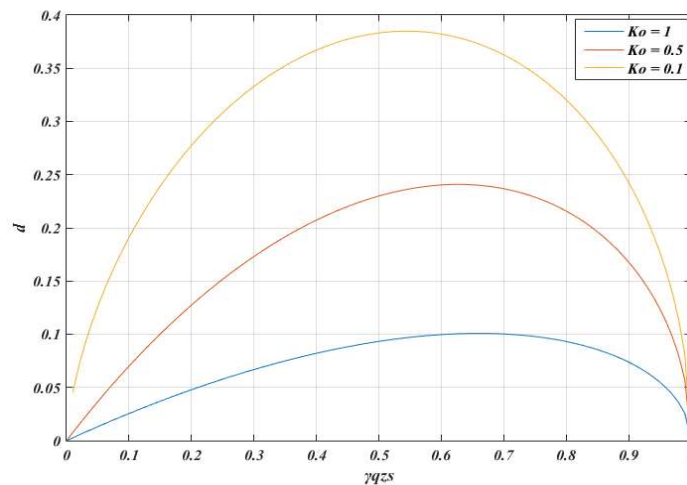
$$\widehat{d} \approx \gamma_{QZS} \sqrt{\frac{2}{3} \widehat{K}_o (1 - \gamma_{QZS})}, \quad (1.17)$$

η οποία αν παραγωγιστεί ως προς το  $\gamma_{QZS}$ , και τεθεί ίση με το μηδέν δίνει τη βέλτιστη τιμή της γεωμετρικής παράμετρου

$$\gamma_{opt} = \frac{2}{3}, \quad \widehat{K}_o \ll 1. \quad (1.18)$$



Σχ.1.7. Διάγραμμα δυσκαμψίας συναρτήσει της θέσης (αδιάστατα μεγέθη) για τις διάφορες τιμές του γεωμετρικού συντελεστή  $\gamma$  για τον οποίο υφίσταται μηδενική δυσκαμψία.



Σχ.1.8. Μετατόπιση γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας συναρτήσει του γεωμετρικού συντελεστή  $\gamma_{QZS}$

Εάν η σχέση αυτή αντικατασταθεί στην Εξ. (1.13β) η βέλτιστη τιμή του λόγου δυσκαμψίας προκύπτει  $\alpha_{opt} = 1$ , το οποίο σημαίνει πως όλα τα ελατήρια έχουν την ίδια δυσκαμψία. Εάν το  $\widehat{K}_o$  ταυτιστεί με την μονάδα στην Εξ. (1.16) και ακολουθηθεί η ίδια διαδικασία, η βέλτιστη τιμή της γεωμετρικής παράμετρου προκύπτει

$$\gamma_{opt} = \frac{2^{3/2}}{3}, \quad \widehat{K}_o = 1. \quad (1.19)$$

Μία προσεγγιστική γενική έκφραση που συσχετίζει  $\gamma$  και  $\widehat{K}_o$  για τις τιμές  $0 < \widehat{K}_o < 1$  μπορεί να προσδιοριστεί θεωρώντας μία σχέση της μορφής

$$\gamma_{opt} \approx \frac{2^{c_1 \widehat{K}_o + c_2}}{3}, \quad (1.20)$$

Οι σταθερές  $c_1$  και  $c_2$  μπορούν να βρεθούν μέσω των Εξ. (1.18) και (1.19) για  $\widehat{K}_o = 1$  και  $\widehat{K}_o = 0$ , αντίστοιχα, ώστε να δώσουν

$$\gamma_{opt} \approx \frac{2^{(\widehat{K}_o/2)+1}}{3}, \quad (1.21)$$

Φαίνεται πως υπάρχει μόνο μία μικρή σχέση μεταξύ της βέλτιστης τιμής της γεωμετρικής παραμέτρου και της δεδομένης μέγιστης δυσκαμψίας του συστήματος για την οποία η κλίση των κεκλιμένων ελατηρίων κυμαίνεται από  $48^\circ$  έως  $57^\circ$ . Η αντίστοιχη βέλτιστη τιμή του λόγου δυσκαμψίας κυμαίνεται από 1 έως 0,6.

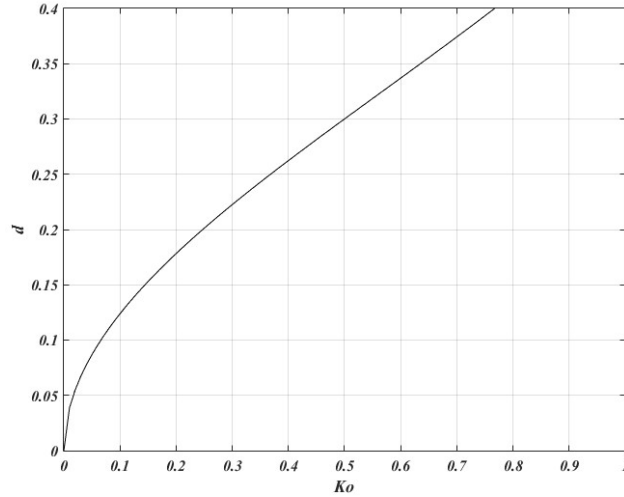
Με την αντικατάσταση της Εξ. (1.21) στην Εξ. (1.16) μπορεί να βρεθεί μία έκφραση η οποία δίνει τη μέγιστη απομάκρυνση από τη θέση στατικής ισορροπίας του συστήματος συναρτήσει της μέγιστης δυσκαμψίας του συστήματος κατά τη διάρκεια της διέγερσης. Η έκφραση αυτή είναι

$$\hat{d} = \left(\frac{2}{3}\right)^{(\widehat{K}_o/2)+1} \sqrt{\frac{1}{\left\{1 - \widehat{K}_o \left[1 - \left(\frac{2}{3}\right)^{(\widehat{K}_o/2)+1}\right]\right\}^{2/3}} - 1}. \quad (1.22)$$

Στο Σχ.1.9 παρουσιάζεται η μέγιστη απομάκρυνση από την στατική θέση ισορροπίας χωρίς το σύστημα να έχει δυσκαμψία μεγαλύτερη από  $\widehat{K}_o$ .

Αν η επιτρεπόμενη αύξηση της δυσκαμψίας εξαιτίας των μετακινήσεων γύρω από τη θέση ισορροπίας είναι μικρή, π.χ.  $\widehat{K}_o \ll 1$ , τότε η Εξ. (1.22) μπορεί να επεκταθεί ώστε να δώσει τη προσεγγιστική σχέση

$$\hat{d} \approx \frac{2}{9} \sqrt{2\widehat{K}_o}, \quad \widehat{K}_o \ll 1. \quad (1.23)$$



Σχ.1.9. Αναλυτική αναπαράσταση του μέγιστου εύρους μετατόπισης γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας για το οποίο η δυσκαμψία είναι μικρότερη από  $\hat{K}_o$  Εξ. (1.22).

Η μέχρι τώρα ανάλυση βασίζεται στη παραδοχή πως οι παράμετροι  $\gamma_{QZS}$  και  $\alpha_{QZS}$  συσχετίζονται μέσω της Εξ. (1.13). Ωστόσο, είναι πιθανό λόγω κατασκευαστικών σφαλμάτων η Εξ. (1.13) να μην ισχύει με ακρίβεια. Το θέμα είναι αν η λειτουργία του ταλαντωτή είναι ευαίσθητη στα σφάλματα του λόγου των δυσκαμψιών. Προκειμένου να ερευνηθεί αυτή η απόκλιση  $\varepsilon$  από το  $\alpha_{QZS}$  έτσι ώστε  $\alpha = \alpha_{QZS}(1 \pm \varepsilon)$ . Αντικαθιστώντας τη σχέση αυτή στην Εξ. (1.12) έχουμε,

$$\hat{K} = \hat{K}_{QZS} \pm 2\varepsilon\alpha_{QZS} \left[ 1 - \frac{\gamma_{QZS}^2}{\left( \hat{\chi}^2 - 2\sqrt{1-\gamma_{QZS}^2} \hat{\chi} + 1 \right)^{3/2}} \right], \quad (1.24)$$

οπού  $\hat{K}_{QZS}$  είναι η δυσκαμψία όταν  $\alpha = \alpha_{QZS}$  και  $\gamma = \gamma_{QZS}$ . Εφόσον οι μετατοπίσεις γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας παρουσιάζουν ενδιαφέρον η δυσκαμψία υπολογίζεται σε αυτή τη θέση, οπού  $\hat{K}_{QZS} = 0$ . Αντικαθιστώντας  $\hat{\chi} = \hat{\chi}_e = \sqrt{1-\gamma^2}$  στην Εξ. (1.24) έχουμε

$$\hat{K} \Big|_{\hat{\chi}=\hat{\chi}_e} = -(\pm\varepsilon). \quad (1.25)$$

Αυτό σημαίνει πως η αδιάστατη δυσκαμψία του συστήματος στη θέση στατικής ισορροπίας είναι ίση αλλά αντίθετη με την κλασματική μεταβολή του λόγου δυσκαμψίας.

Παρόλα τα οφέλη που έχει η διάταξη των ελατηρίων έτσι ώστε να παρέχουν αρνητική δυσκαμψία, υπάρχουν και μειονεκτήματα. Όπως φαίνεται στο Σχ.1.3, τα πλάγια ελατήρια συμπεριφέρονται ως αρνητική δυσκαμψία μόνο μέσα σε ένα εύρος μετατοπίσεων. Πέρα από αυτό το εύρος μετατοπίσεων τα ελατήρια εμφανίζουν θετική δυσκαμψία συμβάλλοντας στη δυσκαμψία του κατακόρυφου ελατηρίου. Αυτό το φαινόμενο φαίνεται στο Σχ.1.5,7. Η μέγιστη θετική δυσκαμψία μπορεί να επιτευχθεί για  $x \gg h_o$  έτσι ώστε  $\hat{\chi} \gg 1$  και η Εξ. (1.14) γίνεται

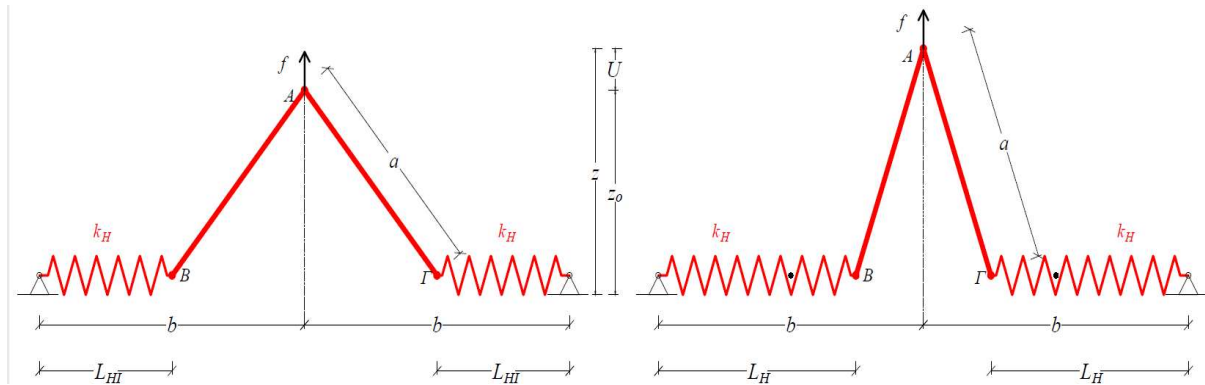


$$\widehat{K}\Big|_{x=h_0} = \frac{1}{1-\gamma_{QZS}}. \quad (1.26)$$

Η βέλτιστη τιμή του  $\gamma_{QZS}$  εμφανίζεται μεταξύ  $2/3$  και  $(2/3)^{3/2}$  ανάλογα με την αυστηρότητα της απαιτούμενης μειωμένης δυσκαμψίας. Συνεπώς το κόστος ενός μηχανισμού μηδενικής δυσκαμψίας είναι πως για μεγάλες μετατοπίσεις η δυσκαμψία του συστήματος μπορεί να αυξηθεί δύο με τρεις φορές περισσότερο από τη δυσκαμψία του κατακόρυφου ελατηρίου. Επιπλέον ένας τέτοιος μηχανισμός μπορεί να προκαλέσει προβλήματα σε μία κατασκευή λόγω της σημαντικήμειώσης της δυσκαμψίας της.

## 1.6. Ο μηχανισμός αρνητικής δυσκαμψίας του “KDamper”

Το σύστημα μηδενικής δυσκαμψίας “QZS” αποτελεί ένα παράδειγμα της ευεργετικής συμβολής της αρνητικής δυσκαμψίας σε έναν ταλαντωτή, ώστε να μειωθεί η δυσκαμψία του και να επιτευχθεί η σεισμική μόνωση. Ωστόσο, το σύστημα αυτό δεν είναι κατάλληλο για την εξασφάλιση σταθερής αρνητικής δυσκαμψίας για ένα εύρος μετατοπίσεων του ταλαντωτή, το οποίο απαιτεί η υπό μελέτη δυναμική μόνωση. Ένας μηχανισμός που μπορεί να ικανοποιήσει αυτές τις απαιτήσεις, παρουσιάζεται στο Σχ.1.10 και έχει εφαρμοστεί στη μελέτη των Sapountzakis et al[4] και Antoniadis et al[5].



Σχ.1.10 Σκαρίφημα του συστήματος αρνητικής δυσκαμψίας που εφαρμόζεται στο KDamper

Σύμφωνα με το Σχ.1.10 η δύναμη  $f$  ασκείται στο σημείο A. Το σημείο A, συνδέεται μέσω στερεών μελών μήκους  $a$  με τα σημεία B και Γ αντίστοιχα. Τα οριζόντια ελατήρια δυσκαμψίας  $k_H$  και αρχικού μήκους  $l_{HH}$ , συνδέουν τα σημεία αυτά με τις εκατέρωθεν στηρίξεις, οι οποίες απέχουν απόσταση  $b$  από το κέντρο του συστήματος. Το σημείο A στην αρχική του θέση, απέχει απόσταση  $z_0$  από την αρχή των αξόνων και με τη μεταβολή της θέσης του κατά  $U$ , τα ελατήρια αποκτούν μήκος  $l_H$ .

Προκειμένου, να εκτιμήσουμε τη δυσκαμψία του συστήματος αυτού, αρχικά, υπολογίζουμε τη δυναμική ενέργεια του συστήματος ως προς τη θέση ισορροπίας σύμφωνα με την Εξ. (1.27)

$$U = 2\frac{1}{2}k_H(l_H - l_{HH})^2, \quad (1.27)$$

όπου,  $l_H = b - (a^2 - z^2)^{0.5}$  και  $l_{HI} = (c_I a) + b$ . Παραγωγίζοντας την Εξ. (1.27) ως προς το  $z$  έχουμε τη δύναμη του συστήματος συναρτήσει της απόστασης  $z$  όπως φαίνεται στην Εξ. (1.28)

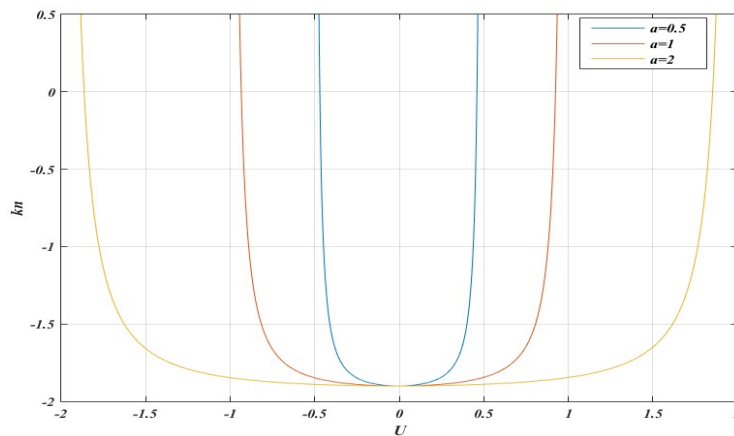
$$f_N(z) = -2k_H z \left( 1 + \frac{c_I a}{(a^2 - z^2)^{0.5}} \right). \quad (1.28)$$

Με τη παραγωγή της Εξ. (1.28) πάλι κατά  $z$  και θέτοντας  $z = U + z_o$  έχουμε ως αποτέλεσμα την αδιάστατη δυσκαμψία του συστήματος ως προς  $k_H$  και συναρτήσει της μετατόπισης  $U$ ,

$$k_N = \frac{K_N}{k_H} = -2 \left[ 1 + \frac{c_I a}{(a^2 - (U + z_o)^2)^{0.5}} + \frac{(U + z_o)^2 c_I a}{(a^2 - (U + z_o)^2)^{1.5}} \right]. \quad (1.29)$$

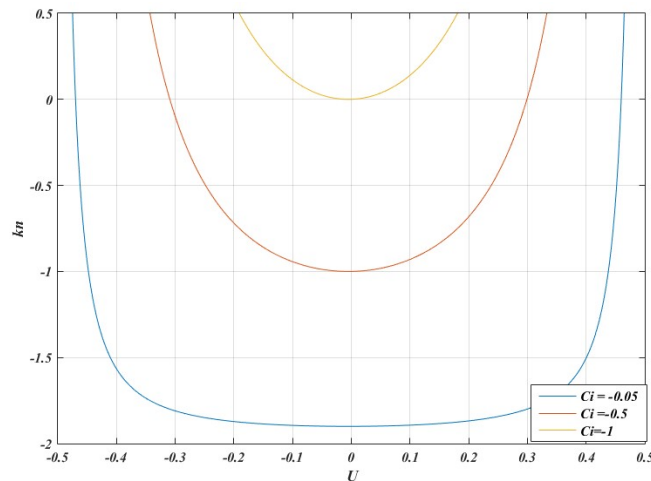
### 1.7. Διερεύνηση του μηχανισμού αρνητικής δυσκαμψίας του “KDamper”

Παρατηρούμε, πως η τιμή του  $k_N$  εξαρτάται από τη παράμετρο  $c_I$ , από το μήκος των κεκλιμένων μελών  $a$  και από την αρχική θέση ισορροπίας του συστήματος  $z_o$ .



Σχ.1.11 Διάγραμμα αδιάστατης δυσκαμψίας ως προς τη μετατόπιση για διάφορες τιμές του συντελεστή  $a$  για  $c_I = -0.05$  και  $z_o = 0.005$

Πιο συγκεκριμένα, όπως φαίνεται στο Σχ.1.11 η αύξηση του μήκους των μελών  $a$  συνεπάγεται την αύξηση του εύρους των μετατοπίσεων για το οποίο εξασφαλίζεται η αρνητική δυσκαμψία. Επιπλέον παρατηρούμε, πως σε κάθε σύστημα, καθώς η μετατόπιση  $U$  προσεγγίζει τη τιμή του  $a$  η δυσκαμψία τείνει στο άπειρο. Το φαινόμενο αυτό, οφείλεται στο γεγονός ότι, εφόσον επιβληθεί η μέγιστη μετατόπιση στο σύστημα τότε τα κεκλιμένα μέλη γίνονται κατακόρυφα σύμφωνα με το Σχ.1.10 και τα ελατήρια δεν ασκούν δύναμη σε αυτή τη διεύθυνση. Συνεπώς, σε αυτή τη θέση, κυριαρχεί η αξονική δυσκαμψία των ιδίων των μελών και η συνολική δυσκαμψία του συστήματος αυξάνεται ραγδαία.



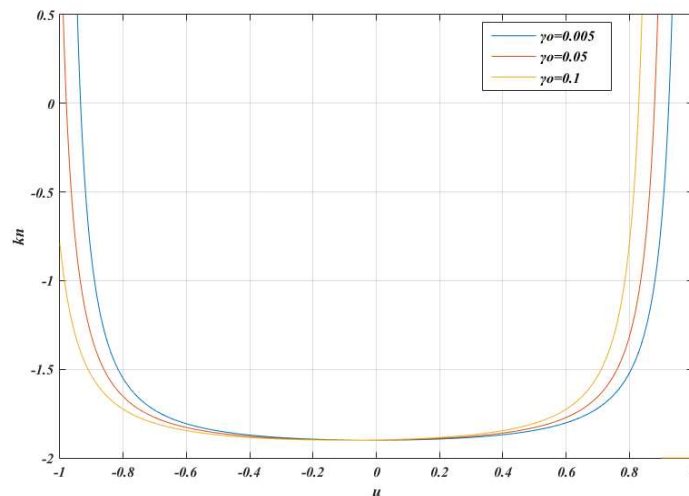
Σχ.1.12 Διάγραμμα αδιάστατης δυσκαμψίας  $k_n$  ως προς τη μετατόπιση  $U$  για διάφορες τιμές του συντελεστή  $c_I$  με  $\alpha = 0.5$  και  $z_o = 0.005$

Η παράμετρος  $c_I$  εκφράζει το φυσικό μήκος του ελατηρίου ως προς την απόσταση  $b$  και για  $l_{HI} = b$  τότε  $c_I = 0$  ενώ για  $l_{HI} = 0$ ,  $c_I = b/a$ . Από το Σχ.1.12 παρατηρείται, πως καθώς το  $c_I$  τείνει στο μηδέν από τα αρνητικά, όχι μόνο αυξάνεται η αρνητική δυσκαμψία αλλά αυξάνεται και το εύρος για το οποίο αυτή εξασφαλίζεται.

Θέτοντας  $z = \gamma\alpha$ ,  $z_o = \gamma_o\alpha$  και  $U = u\alpha$  στην Εξ.(1.29) προκύπτει η έκφραση

$$k_N = \frac{K_N}{k_H} = -2 \left[ 1 + \frac{c_I}{(1 - (u + \gamma_o)^2)^{0.5}} + \frac{(u + \gamma_o)^2 c_I}{(1 - (u + \gamma_o)^2)^{1.5}} \right], \quad (1.30)$$

η οποία παρουσιάζεται στο Σχ.1.13 ως προς την αδιάστατη μετατόπιση  $u$  για τις διάφορες αρχικές αποστάσεις (αδιάστατα μεγέθη). Στη περίπτωση αυτή, βλέπουμε πως καθώς η αρχική θέση αυξάνεται, μετακινείται αντίστοιχα και το εύρος των μετατοπίσεων.



Σχ.1.13 Διάγραμμα δυσκαμψίας ως προς τη μετατόπιση για διάφορες τιμές του συντελεστή  $\gamma_o$  για  $c_I = -0.05$  (αδιάστατα μεγέθη).



## **2. Υφιστάμενα συστήματα σεισμικής μόνωσης**

### **2.1. Γενικά**

Τις τελευταίες δεκαετίες, προκειμένου να μειωθούν δραστικά οι συνέπειες των σεισμικών δονήσεων στα έργα των μηχανικών, η έρευνα έχει στραφεί στην ανάπτυξη αξιόπιστων συστημάτων σεισμικής μόνωσης στις βάσεις των κατασκευών. Η εφαρμογή τέτοιων συστημάτων παρατηρείται σε περιπτώσεις κατασκευών όπου υπάρχουν αυξημένες απαιτήσεις λειτουργικότητας σε ότι αφορά τις ρηγματώσεις και τις βλάβες στην κατασκευή, δηλαδή κατασκευές αυξημένης σπουδαιότητας όπως γέφυρες, σημαντικά μνημεία και σε άλλες υποδομές. Οι βασικοί στόχοι της σεισμικής μόνωσης είναι δύο: α) η μεταβολή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής ώστε να περνά στο φθιττό κλάδο επιταχύνσεων (σύμφωνα με τα φάσματα του ευροκόδικα) και αυτό συνήθως επιτυγχάνεται μέσω της αύξησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και β) η μείωση του μεγέθους της σεισμικής διέγερσης που δέχεται η κατασκευή, η οποία εξασφαλίζεται με τη χρήση μελών που παρουσιάζουν υστερητική συμπεριφορά, με αποσβεστήρες αλλά και με τη προσθήκη πρόσθετων μαζών με στόχο την παραλαβή της σεισμικής ενέργειας από αυτές. Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που θα αναλυθούν στο παρόν κεφάλαιο είναι η σεισμική μόνωση μέσω διαφόρων τύπων εφεδράνων αλλά και μέσω του συστήματος TMD (Tuned Mass Damper).

### **2.2. Σεισμική Μόνωση μέσω εφεδράνων**

Τα εφέδρανα αποτελούν την πιο κλασσική λύση για την επίτευξη της σεισμικής μόνωσης και έχουν ένα μεγάλο πλήθος εφαρμογών. Στην εποχή μας έχουν αναπτυχθεί ποικίλα είδη εφεδράνων, όπως τα ελαστικά, τα ελαστοπλαστικά και τα εφέδρανα τριβής. Ωστόσο, οι ιδιότητες τους και ο τρόπος λειτουργίας τους παραμένει σταθερός. Τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης, εισάγουν στην κατασκευή μειωμένη δυσκαμψία στις οριζόντιες μετατοπίσεις προκειμένου να αυξήσουν την ιδιοπερίοδο, ενώ διατηρούν σταθερή την κατακόρυφη ώστε να μην δημιουργηθούν προβλήματα στη στατική ισορροπία της κατασκευής. Τα ελαστικά εφέδρανα προκειμένου να ικανοποιήσουν αυτές τις απαιτήσεις, κατασκευάζονται από ελαστομερή υλικά όπως το καουτσούκ ή το νεοπρένιο και από χαλύβδινες πλάκες μεταξύ αυτών. Η γεωμετρία τους, συνήθως χαρακτηρίζεται από μικρό ύψος σχετικά με το πλάτος τους προκειμένου να παρουσιάζουν μεγάλη κατακόρυφη δυσκαμψία. Σε περιπτώσεις που υπάρχουν απαιτήσεις υψηλής απόσβεσης, τότε συνήθως εφαρμόζονται ελαστοπλαστικά εφέδρανα με πύρινα μόλυβδου στο κέντρο τους προκειμένου να εισάγουν υστερητική απόσβεση στο σύστημα μέσω της πλαστικοποίησης του πυρήνα αυτού. Σε ότι αφορά τα εφέδρανα τριβής, αυτά συνήθως λειτουργούν ως ένα εκκρεμές με μία κοίλη πλάκα να στηρίζεται πάνω σε μία αρθρωτή επιφάνεια. Καθώς η κατασκευή μετατοπίζεται, η βαρύτητα την ωθεί στο κέντρο της κοίλης επιφάνειας με αποτέλεσμα η κατασκευή να ολισθαίνει χωρίς ωστόσο να μετατρέπεται σε μηχανισμό.

Σύμφωνα με τη μελέτη του Καδρά [6], υπάρχει ένα πλήθος παραγόντων που πρέπει να ληφθεί υπόψιν για τη σωστή εφαρμογή των μονωτήρων σε μία γέφυρα. Αρχικά, κατά τη διάρκεια της δυναμικής φόρτισης η συμπεριφορά των υλικών της κατασκευής παρουσιάζει σημαντική διακύμανση τόσο στη δυσκαμψία όσο και στην αντοχή ανά κύκλο φόρτισης.

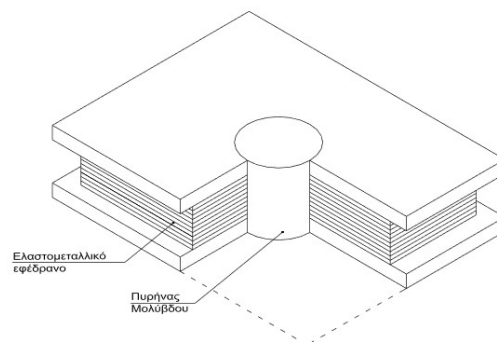
Επιπλέον, σε κατασκευές με μεγάλη διάρκεια ζωής πρέπει να υπολογιστεί η επιρροή της γήρανσης στα συστήματα μόνωσης. Ο όρος αυτός αναφέρεται στη μεταβολή των

μηχανικών ιδιοτήτων των συστημάτων αυτών με τη πάροδο του χρόνου. Συγκεκριμένα, τα ελαστικά στοιχεία του μονωτήρα με το πέρασμα του χρόνου εμφανίζουν αύξηση της δυσκαμψίας τους αλλά και ψαθυρότητα με τα πιο εύκαμπτα συστήματα να είναι πιο επιρρεπή σε αυτό το φαινόμενο. Ωστόσο, η γήρανση οφείλεται και στα φορτία κυκλοφορίας που ασκούνται στη γέφυρα και εισάγουν κόπωση στον μονωτήρα.

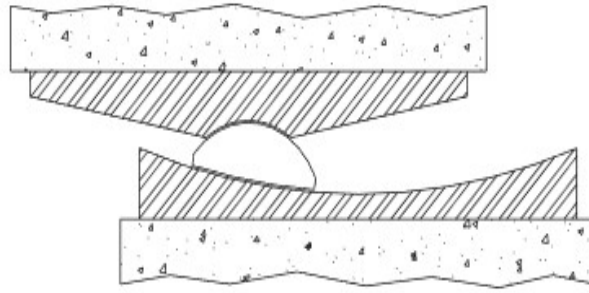
Η θερμοκρασία παίζει επίσης σημαντικό ρόλο στην αποτελεσματικότητα του μονωτήρα. Κατά τη δυναμική φόρτιση, τα συστήματα υψηλής απόσβεσης απορροφούν τη δυναμική ενέργεια και την εκλύουν ως θερμότητα. Στους μονωτήρες τριβής αυτό μπορεί να έχει σαν αποτέλεσμα την αστοχία των υλικών κατασκευής. Σε συστήματα υστερητικής απόσβεσης, η αύξηση της θερμοκρασίας οδηγεί στη μείωση της δυσκαμψίας και του ορίου διαρροής με συνέπεια τη μείωση της απόσβεσης. Παρόλα αυτά, και η χαμηλή θερμοκρασία περιβάλλοντος επηρεάζει τα ελαστικά στοιχεία των μονωτήρων αυξάνοντας τη δυσκαμψία τους και τη ψαθυρότητα τους.

Το ιστορικό φόρτισης των μονωτήρων αποτελεί βασικό παράγοντα στη μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής. Λόγω των διαδοχικών κύκλων φόρτισης του μονωτήρα, παρατηρείται σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας του εξαιτίας του φαινομένου της στρέβλωσης το φαινόμενο αυτό είναι ακόμα πιο εμφανές στους μονωτήρες υστερητικής απόσβεσης όπου ακόμα και μετά τη παύση της δυναμικής φόρτισης της γέφυρας οι μονωτήρες εμφανίζουν μόνιμες παραμορφώσεις και μειωμένες μηχανικές ιδιότητες. Για το λόγο αυτό στη διαστασιολόγηση των συστημάτων αυτών δεν λαμβάνεται υπόψη η αρχική δυσκαμψία του μονωτήρα αλλά υπολογίζεται με βάση την αναπτυσσόμενη δύναμη και την αντίστοιχη μετακίνηση.

Σε κάθε περίπτωση, προκειμένου να εξασφαλιστεί η αποτελεσματική και αξιόπιστη λειτουργία του μονωτήρα κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, απαιτούνται έλεγχοι των συστημάτων αυτών ανά τακτά χρονικά διαστήματα. Σε περιπτώσεις μονωτήρων οι οποίοι έχουν ήδη υποβληθεί σε δυναμικές φορτίσεις η επισκευή τους είναι αναγκαία ή ακόμα και η αντικατάστασή τους.



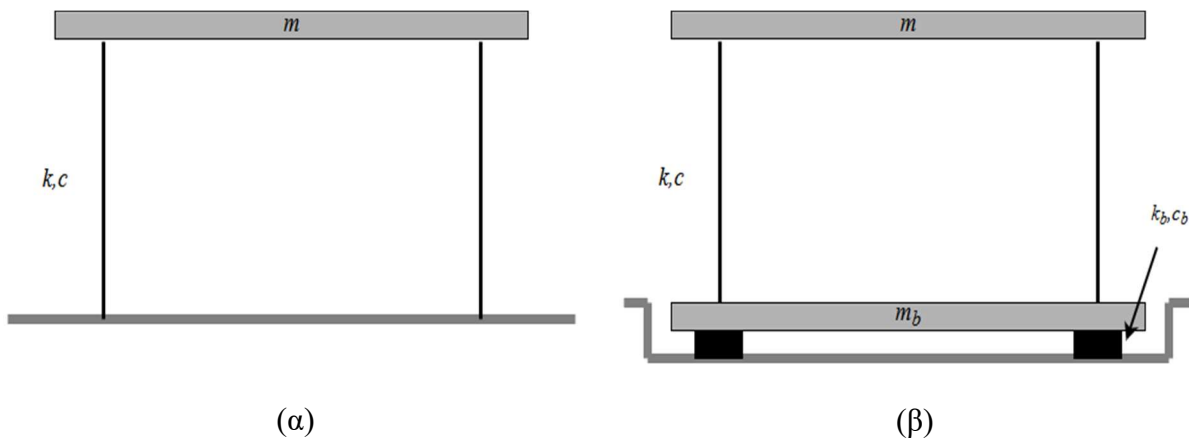
Σχ.2.1 Σκαρίφημα ελαστοπλαστικού εφέδρανου



Σχ.2.2 Σκαρίφημα εφεδράνου τριβής

### 2.3. Γραμμική ανάλυση της συμπεριφοράς του συστήματος μόνωσης

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία του [7] η εφαρμογή μονωτήρων σε μία κατασκευή μπορεί να εισάγει επιπλέον βαθμούς ελευθερίας στο σύστημα λόγω της πλάκας βάσεως και συνεπώς η διερεύνηση του καινούριου συστήματος απαιτεί τη χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης. Για τη καλύτερη εποπτεία της επιρροής των μονωτήρων θα μελετηθεί μία απλή μονοβάθμια κατασκευή μάζας  $m$ , δυσκαμψίας  $k$  και απόσβεσης  $c$  και η οποία θα μονωθεί μέσω μίας πλάκας βάσεως μάζας  $m_b$  και με μονωτήρες  $k_b, c_b$  όπως φαίνεται στο Σχ.2.3α,β.



Σχ.2.3 Σύστημα με σταθερή βάση (α) και με μονωμένη βάση (β)

Η ιδιοπερίοδος και ο συντελεστής απόσβεσης της αρχικής κατασκευής έχουν ως εξής,

$$\omega_f = \sqrt{\frac{k}{m}}, T_f = \frac{2\pi}{\omega_f}, \xi_f = \frac{c}{2m\omega_f} \quad (2.1)$$

Με την εφαρμογή των μονωτήρων το σύστημα γίνεται διβάθμιο και μέσω της δυναμικής ισορροπίας των δυνάμεων προκύπτει η μητρική σχέση,

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ c & c+c_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k+k_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m_b \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.2)$$

όπου  $u$  και  $u_b$  είναι οι σχετικές μετατοπίσεις της ανωδομής και της πλάκας βάσης αντίστοιχα και  $\ddot{u}_g(t)$  είναι η επιτάχυνση του εδάφους.

Θέτοντας  $m_b = am$ ,  $c_b = \beta c$  και  $k_b = \gamma k$  τότε η Εξ.(2.2) γράφεται ως εξής,

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + 2\xi_f \omega_f \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1+\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \omega_f^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1+\gamma \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ \alpha \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.3)$$

με τη θεώρηση πως η απόσβεση είναι μηδενική η ορίζουσα του συστήματος είναι,

$$\begin{vmatrix} 1-\lambda & -1 \\ -1 & (1+\gamma)-\alpha\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (2.4)$$

και η χαρακτηριστική εξίσωση είναι

$$f(\lambda) = \alpha\lambda^2 - (1+\alpha+\gamma)\lambda + \gamma = 0, \quad (2.5)$$

με  $\lambda = \frac{\omega^2}{\omega_f^2}$

οι ιδιοτιμές της Εξ.(2.5) προκύπτουν ως εξής,

$$\lambda_{1,2} = \frac{1+\alpha+\gamma}{2\alpha} \pm \frac{\sqrt{(1+\alpha+\gamma)^2 - 4\alpha\gamma}}{2\alpha} \quad (2.6)$$

και τα ιδιοδιανύσματα είναι,

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1-\lambda_1 & 1-\lambda_2 \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Όπως έχει αναφερθεί, η δυσκαμψία του μονωτήρα είναι αρκετά μικρότερη της ανωδομής και αν θεωρηθεί πως η πλάκα έδρασης έχει ίση μάζα με την ανωδομή τότε μπορεί να εκτιμηθεί πως,

$$\alpha = 1 \text{ και } \gamma = 0,1 \quad (2.8\alpha)$$

συνεπώς,

$$\lambda_1 = 0.0487, \lambda_2 = 2.0514 \quad (2.8\beta)$$

$$\omega_1 = 0.22\omega_F, \omega_2 = 1.432\omega_F \quad (2.8\gamma)$$

$$T_1 = 4.529T_F, T_2 = 0.698T_F \text{ με } \Phi_1 = \begin{bmatrix} 1 & -0,951 \\ 0,951 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.8\delta)$$

Ωστόσο, αν θεωρήσουμε πως η μόνωση εφαρμόζεται στη κατασκευή με μία μικρότερη πλάκα βάσης τότε έχουμε,

$$\alpha = 0,1 \text{ και } \gamma = 0,1 \quad (2.9\alpha)$$

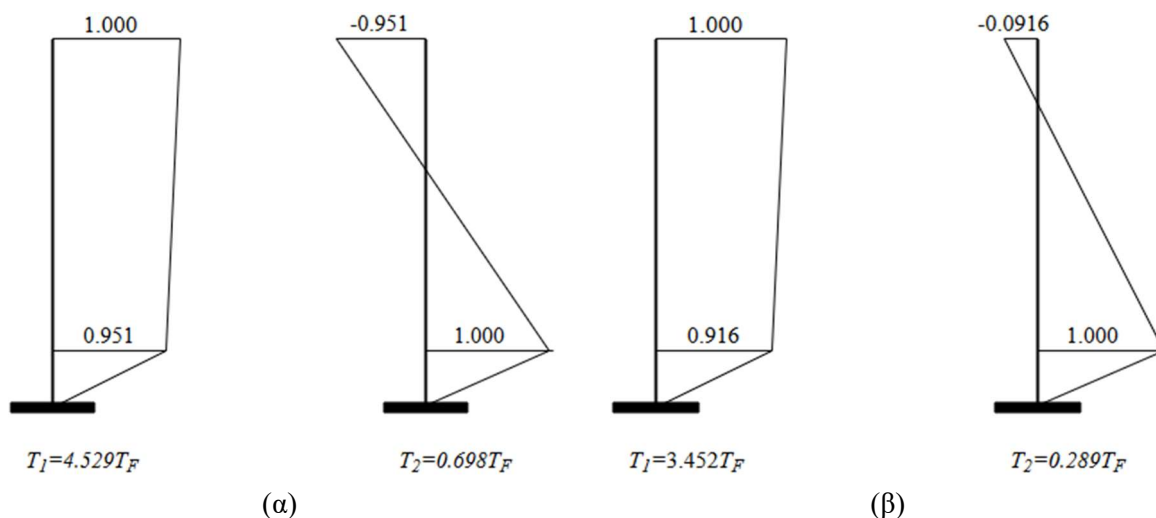


με

$$\lambda_1 = 0.084, \lambda_2 = 11.916 \quad (2.9\beta)$$

$$\omega_1 = 0.289 \omega_F, \omega_2 = 3.452 \omega_F \quad (2.9\gamma)$$

$$T_1 = 3.452 T_F, T_2 = 0.289 T_F \text{ με } \Phi_2 = \begin{bmatrix} 1 & -0,0916 \\ 0,916 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.9\delta)$$



Σχ.2.4 Ιδιομορφές ταλάντωσης της Εξ.(2.8) (α) και της Εξ.(2.9) (β)

Στη πρώτη ιδιομορφή, παρατηρούμε πως η κατασκευή συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα με τη μόνωση να υφίσταται όλη τη μετακίνηση και η ιδιοπερίοδος έχει αυξηθεί σημαντικά, για αυτό το λόγο καλείται και ιδιομορφή της μόνωσης. Η δεύτερη ιδιομορφή, παρουσιάζει μικρότερη ιδιοπερίοδο από την αρχική και ονομάζεται ιδιομορφή της κατασκευής.

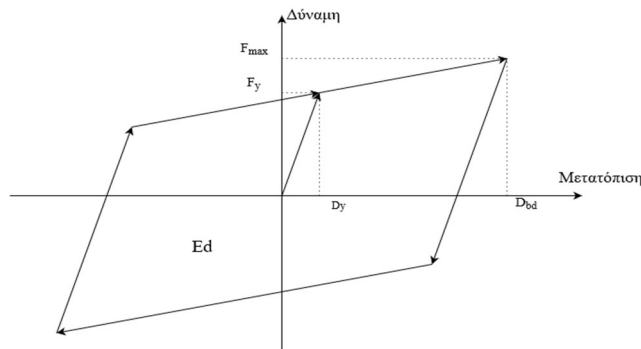
Όπως προκύπτει από τις Εξ.(2.8,2.9), μέσω της μόνωσης των κατασκευών όντως αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής το οποίο επιτρέπει την αποφυγή των μέγιστων επιταχύνσεων στα φάσματα του ευρωκώδικα.

## 2.4. Εισαγωγή της απόσβεσης μέσω των μονωτήρων

Μέχρι τώρα, έχει αναλυθεί ο τρόπος με τον οποίο οι μονωτήρες μεταβάλλουν τη ιδιοπερίοδο μίας κατασκευής. Ωστόσο, η σεισμική μόνωση μπορεί να συμβάλει και στην αύξηση της απόσβεσης μίας κατασκευής μέσω της ταυτόχρονης εισαγωγής κατάλληλων συστημάτων απόσβεσης που διαφέρουν ανάλογα με το είδος της μόνωσης που εφαρμόζεται. Συγκεκριμένα, η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας προκύπτει μέσω των επαναλαμβανόμενων κύκλων φόρτισης που δέχεται ο μονωτήρας και μπορεί να εκτιμηθεί από το εμβαδό που διαγράφεται στο διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης.

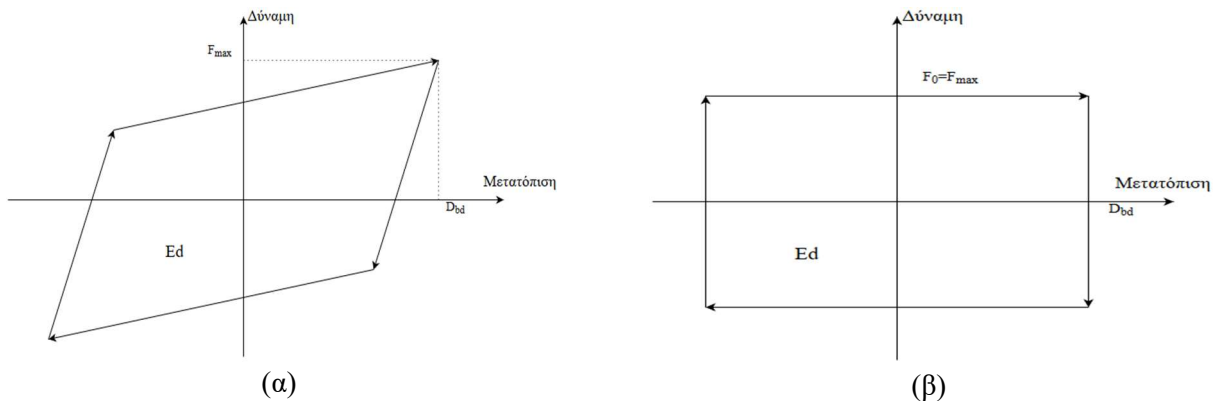
Στην περίπτωση των ελαστοπλαστικών εφεδράνων, η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται μέσω της πλαστικοποίησης του μονωτήρα. Καθώς το σύστημα υφίσταται τους

διαδοχικούς κύκλους φόρτισης-αποφόρτισης δέχεται μεγάλες μετατοπίσεις για μηδενική δύναμη με αποτέλεσμα να παρουσιάζει το διάγραμμα του Σχ.2.5.



Σχ.2.5 Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης ελαστοπλαστικού εφεδράνου

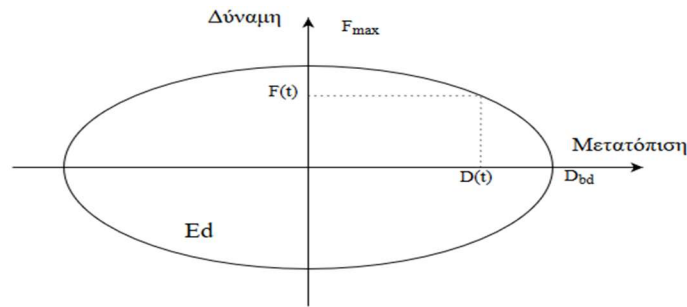
Στους μονωτήρες τριβής, ο μηχανισμός της απόσβεσης βασίζεται στην απορρόφηση της ενέργειας μέσω της τριβής των πλακών και το αντίστοιχο διάγραμμα προκύπτει ως εξής, στα Σχ.2.6α,β



Σχ.2.6 Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης εφεδράνου τριβής (α) κοίλης επιφάνειας (β) επίπεδης επιφάνειας

Τέλος αξίζει να αναφερθεί και η συμπεριφορά των μονωτήρων ιξώδους απόσβεσης οι οποίοι συμβάλουν μόνο στη μείωση των δυναμικών φαινομένων στη γέφυρα χωρίς να επηρεάζουν σημαντικά την ιδιοπερίοδό της. Η απόσβεση σε αυτήν την περίπτωση εξασφαλίζεται με τη χρήση εμβόλων μέσα σε ένα ιξώδες υγρό και η δύναμη απόσβεσης που παράγεται εξαρτάται από τη ταχύτητα που δέχεται ο αποσβεστήρας σύμφωνα με την Εξ.(2.10). Το διάγραμμα δύναμης απόσβεσης -μετατόπισης παρουσιάζεται στο διάγραμμα του Σχ.2.7.

$$F = C\dot{u}^a \quad (2.10)$$



Σχ.2.7 Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης ιξώδους αποσβεστήρα

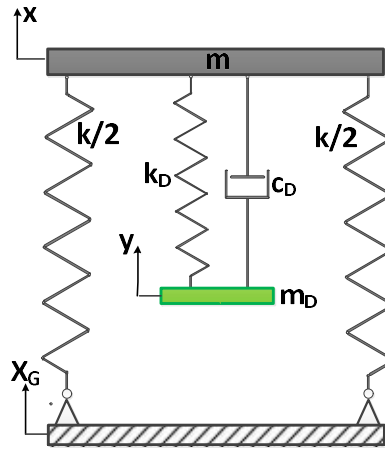
## 2.5. Σεισμική Μόνωση μέσω Tuned Mass Damper (TMD)

Η θεωρία της τεχνολογίας των Tuned Mass Damper έχει ερευνηθεί ιδιαίτερα τις τελευταίες δεκαετίες. Αρχικά, το σύστημα αυτό επινοήθηκε από τον Den Hartog [8] και εφαρμόστηκε από τον Frahm [9]. Η ιδέα αυτή έχει εφαρμοστεί σε μία πληθώρα κατασκευών όπως σε ουρανοξύστες [10-12] με την πιο διαδεδομένη περίπτωση να είναι ο ουρανοξύστης Ταιρεί 101 Tower στη Ταιβάν[13] (Σχ.2.8). Επιπλέον, πρόσφατες έρευνες [14] έχουν εστιάσει και στην εφαρμογή των TMD και σε συστήματα γεφυρών. Η φιλοσοφία του συστήματος αυτού βασίζεται στην εισαγωγή μίας πρόσθετης μάζας στην υφιστάμενη κατασκευή με σκοπό την εστίαση της σεισμικής ενέργειας στη μάζα αυτή και τη σύνδεσή της με αποσβεστήρες για την απορρόφηση της. Η αποτελεσματικότητα του μονωτήρα στηρίζεται στον ακριβή συντονισμό της πρόσθετης μάζας με την κατασκευή έτσι ώστε η οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής και της πρόσθετης μάζας να δώσουν την βέλτιστη απόκριση.



Σχ.2.8 Εικόνα του συστήματος TMD στην κορυφή του ουρανοξύστη Ταιρεί 101 Tower

Σύμφωνα με τον Den Hartog, για να επιτευχθεί ένα τέτοιο σύστημα πρέπει να ακολουθηθεί η παρακάτω μεθοδολογία. Αρχικά μελετάται το σύστημα του Σχ.2.9 όπου  $m$  και  $k$  είναι η μάζα και η δυσκαμψία του αρχικού ταλαντωτή και  $m_D$ ,  $k_D$  τα αντίστοιχα πρόσθετα μεγέθη. Με  $c_D$ , συμβολίζεται η σταθερά του πρόσθετου τεχνητού αποσβεστήρα.



Σχ.2.9

Σχ.2.9 Διάταξη του συστήματος Tuned Mass Damper(TMD)

Θεωρώντας μία δυναμική φόρτιση της κατασκευής  $P(t) = P_0 \exp(j\omega t)$  προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας,

$$m\ddot{u}_s + ku_s + k_D(u_s - u_D) + c_D(\dot{u}_s - \dot{u}_D) = P_0 \exp(j\omega t) \quad (2.11.\alpha)$$

$$m_D\ddot{u}_D + k_D(u_D - u_s) + c_D(\dot{u}_D - \dot{u}_s) = 0 \quad (2.11.\beta)$$

και η εκτιμώμενη απόκριση συστήματος θα έχει τη μιγαδική μορφή,

$$u_s(t) = \tilde{U}_s \exp(j\omega t), u_D(t) = \tilde{U}_D \exp(j\omega t) \quad (2.12)$$

συνδυάζοντας τις Εξ.(2.11),(2.12) και διαιρώντας με  $\exp(j\omega t)$  προκύπτει ,

$$-m\omega^2 \tilde{U}_s + k\tilde{U}_s + k_D(\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) + j\omega c_D(\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) = P_0 \quad (2.13.\alpha)$$

$$-m_D\omega^2 \tilde{U}_D + k_D(\tilde{U}_D - \tilde{U}_s) + j\omega c_D(\tilde{U}_D - \tilde{U}_s) = 0 \quad (2.13.\beta)$$

και διαχωρίζοντας τους όρους  $\tilde{U}_s, \tilde{U}_D$  έχουμε,

$$[-m\omega^2 + k + k_D + j\omega c_D] \tilde{U}_s - [k_D + j\omega c_D] \tilde{U}_D = P_0 \quad (2.14.\alpha)$$

$$-[k_D + j\omega c_D] \tilde{U}_s + [-m_D\omega^2 + k + j\omega c_D] \tilde{U}_D = 0 \quad (2.14.\beta)$$

λύνοντας τις Εξ.(2.14) ως προς  $\tilde{U}_s$  βρίσκουμε,

$$\tilde{U}_s = P_0 \frac{[k_D + j\omega c_D] + j\omega c_D}{\{(-m\omega^2 + k)(-m_D\omega^2 + k_D) - m\omega^2 k_D\} + j\omega c_D \{-m\omega^2 + k - m_D\omega^2\}} \quad (2.15)$$

Η έκφραση της Εξ.(2.15) μπορεί να γραφτεί με τη μιγαδική μορφή  $\tilde{U}_s = P_0(A + jB)$ , αναπαριστώντας ένα διάνυσμα με το  $j$  να δηλώνει τη διαφορά φάσης κατά 90 μοίρες, του οποίου το μέτρο είναι,  $P_0\sqrt{A^2 + B^2}$ . Ωστόσο, η απόκριση  $\tilde{U}_s$  είναι της μορφής ,  

$$\tilde{U}_s = P_0 \frac{A + jB}{C + jD}$$
 και μετασχηματίζεται σε  $\frac{\tilde{U}_s}{P_0} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}}$ .

Συνεπώς εφαρμόζοντας τον μετασχηματισμό αυτό στην Εξ.(2.15) προκύπτει,

$$\frac{\tilde{U}_s}{P_0} = \sqrt{\frac{(k_D + j\omega c_D)^2 + (\omega c_D)^2}{\left\{(-m\omega^2 + k)(-m_D\omega^2 + k_D) - m\omega^2 k_D\right\}^2 + \left\{\omega c_D(-m\omega^2 + k - m_D\omega^2)\right\}^2}} \quad (2.16)$$

θέτοντας,

$$\tilde{U}_{ST} = P_0 / K, \quad (2.17.α)$$

$$\omega_\alpha^2 = k_D / m_D, \quad (2.17.β)$$

$$\Omega_n^2 = k / m, \quad (2.17.γ)$$

$$\rho = \omega_\alpha / \Omega_n, \quad (2.17.δ)$$

$$q = \omega / \Omega_n, \quad (2.17.ε)$$

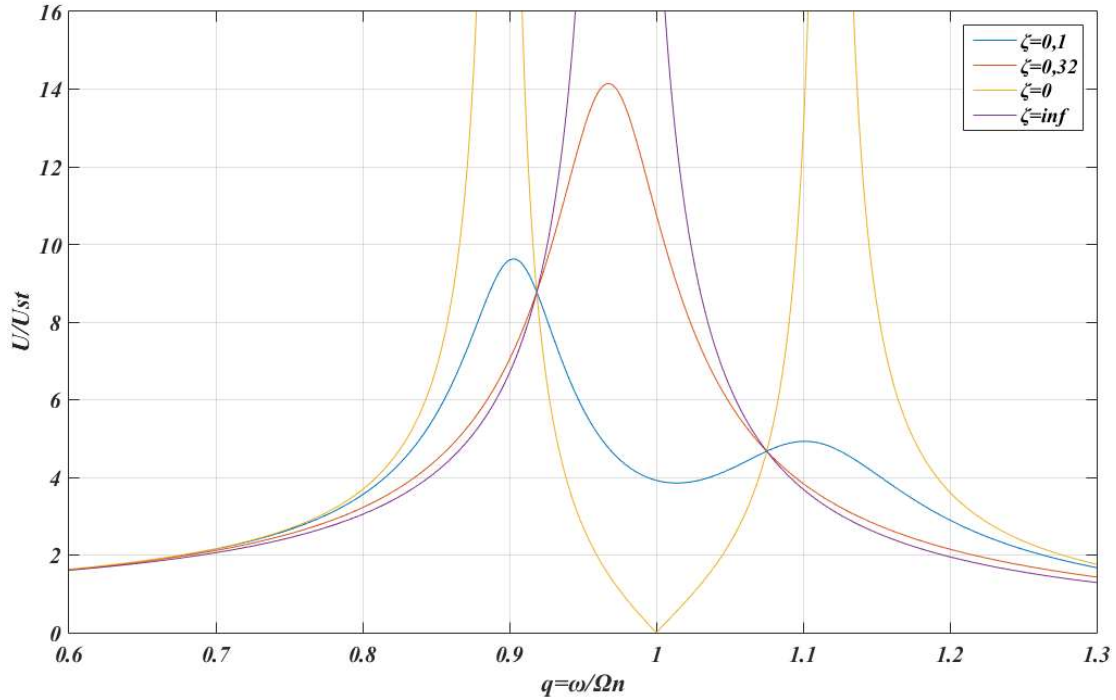
$$\zeta = c_D / 2m\Omega_n, \quad (2.17.ζ)$$

$$\mu = m_D / m, \quad (2.17.η)$$

η Εξ.(2.16) γίνεται,

$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{ST}} = \sqrt{\frac{(2\zeta q\rho)^2 + (q^2 - \rho^2)^2}{(2\zeta q\rho)^2 (q^2 - 1 + \mu q^2)^2 + [\mu\rho^2 q^2 - (q^2 - 1)(q^2 - \rho^2)]^2}} \quad (2.18)$$

Παρατηρείται, πως ο λόγος της απόκρισης της κύριας μάζας εξαρτάται από τέσσερις παραμέτρους  $\mu, \rho, q, \zeta$  και στο Σχ.2.10 παρουσιάζεται το διάγραμμα του λόγου απόκρισης συναρτήσει του  $q$  για  $\mu = 1/20$  και  $\rho = 1$ . Ενδιαφέρον παρουσιάζει, η συμπεριφορά του λόγου απόκρισης για  $\zeta=0$  και  $\zeta=\infty$  όπου και στις δύο περιπτώσεις οι αιχμές του τείνουν στο άπειρο. Το φαινόμενο αυτό έχει φυσική σημασία, αφού για  $\zeta=0$  δεν υφίσταται απόσβεση στο σύστημα και οι δύο μάζες ταλαντώνονται ελεύθερα χωρίς σκεδάζεται ενέργεια, ενώ για  $\zeta = \infty$  ο αποσβεστήρας αναπτύσσει μεγάλη δύναμη με τη παραμικρή σχετική ταχύτητα μεταξύ των δύο μαζών με αποτέλεσμα να τις αναγκάζει να κινούνται μαζί ως ένα σώμα και να μην υφίσταται απόσβεση στο σύστημα. Συνεπώς, πρέπει να βρεθεί η κατάλληλη τιμή απόσβεσης που να επιτρέπει τη μέγιστη διάχυση της ενέργειας μεταξύ των δύο μαζών.



Σχ.2.10 Διάγραμμα Λόγου απόκρισης-Σχετικής συχνότητας για  $\mu=0,05$  και  $\rho=1$

Επιπλέον παρατηρείται, πως ο λόγος απόκρισης παρουσιάζει δύο σημεία  $P$  και  $Q$  από τα οποία διέρχονται όλα τα διαγράμματα και μέσω κατάλληλης επιλογής της παραμέτρου  $\rho$  μπορούμε να μετακινήσουμε αυτά τα σημεία (το ένα πάνω και το άλλο κάτω) ώστε να έχουν το ίδιο ύψος και με τον συντελεστή απόσβεσης  $\zeta$  να μετακινήσουμε τη καμπύλη έτσι ώστε να εφάπτεται οριζόντια σε ένα τουλάχιστον από αυτά για να επιτευχθεί η ελάχιστη δυνατή απόκριση του συστήματος.

Με βάση αυτούς τους στόχους η Εξ.(2.18) παίρνει τη παρακάτω μορφή,

$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{st}} = \sqrt{\frac{A\zeta^2 + B}{C\zeta^2 + D}} \quad (2.19)$$

αν θέσουμε  $A/C = B/D$  τότε ο λόγος απόκρισης γίνεται ανεξάρτητος του  $\zeta$  και έχουμε,

$$\left( \frac{1}{q^2 - 1 + \mu q^2} \right)^2 = \left( \frac{q^2 - \rho^2}{\mu \rho^2 q^2 - (q^2 - 1)(q^2 - \rho^2)} \right)^2, \quad (2.20.a)$$

$$\frac{1}{q^2 - 1 + \mu q^2} = \pm \frac{q^2 - \rho^2}{\mu \rho^2 q^2 - (q^2 - 1)(q^2 - \rho^2)}, \quad (2.20.b)$$

λαμβάνοντας το αρνητικό πρόσημο προκύπτει  $q^2 = 0$  ενώ με το θετικό πρόσημο η έκφραση γίνεται,

$$q^4 - 2q^2 \frac{1 + \rho^2 + \mu \rho^2}{2 + \mu} + \frac{2\rho^2}{2 + \mu} = 0. \quad (2.21)$$

Από αυτό το πολυώνυμο τετάρτου βαθμού, προκύπτουν οι δύο ρίζες  $q_L^2$  και  $q_R^2$  που είναι οι τετμημένες των προαναφερθέντων σημείων  $P$  και  $Q$  και εξαρτώνται από τις παραμέτρους  $\mu$  και  $\rho$ . Με δεδομένο, ότι για οποιαδήποτε τιμή του  $\zeta$  τα σημεία αυτά παραμένουν σταθερά επιλέγεται τέτοιο  $\zeta$ , ώστε να απλοποιήσει την έκφραση του λόγου απόκρισης και η διαδικασία εξίσωσης του ύψους των δύο σημείων να γίνει πιο εύκολη. Αυτό συμβαίνει για  $\zeta = \infty$  και η Εξ.(2.18) γίνεται,

$$\frac{\tilde{U}_S}{\tilde{U}_{ST}} = \frac{1}{1 - q^2(1 + \mu)} \quad (2.22)$$

αντικαθιστώντας τα  $q_L, q_R$  στη παραπάνω εξίσωση προκύπτει ,

$$\frac{1}{1 - q_L^2(1 + \mu)} = \frac{1}{1 - q_R^2(1 + \mu)}. \quad (2.23)$$

Ωστόσο, η σχέση αυτή δε συμφωνεί με τη μορφή του λόγου απόκρισης αφού για  $q$  μεγαλύτερο του  $1/\sqrt{1 + \mu}$  ο λόγος γίνεται αρνητικός. Εφόσον τα σημεία  $P$  και  $Q$  βρίσκονται εκατέρωθεν της τιμής αυτής, μπορούμε να αλλάξουμε το πρόσημο του ενός μέλους με αποτέλεσμα,

$$q_L^2 + q_R^2 = \frac{2}{1 + \mu}, \quad (2.24)$$

σε συνδυασμό με το άθροισμα των λύσεων της Εξ.(2.21)

$$q_L^2 + q_R^2 = \frac{2(1 + \rho^2 + \mu\rho^2)}{2 + \mu}, \quad (2.25)$$

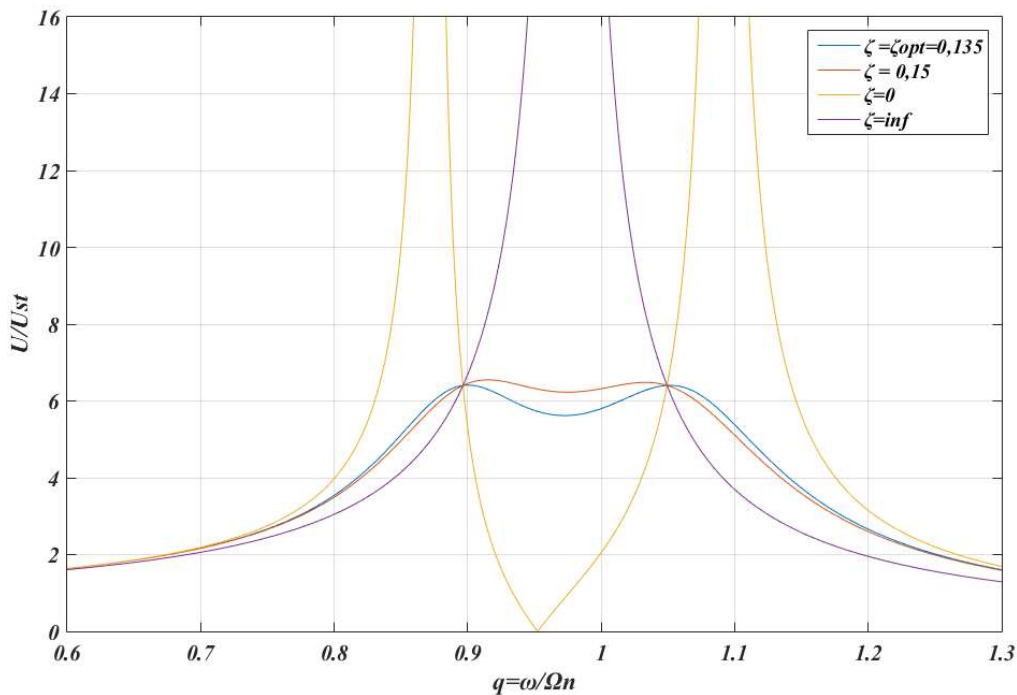
προκύπτει,

$$\rho = \frac{1}{1 + \mu}. \quad (2.26)$$

Με βάση αυτή την απλή έκφραση, εξασφαλίζεται ο βέλτιστος συγχρονισμός του συστήματος. Για την προσθήκη μίας πολύ μικρής μάζας στο σύστημα, ( $\mu=0$ ) το  $\rho$  τείνει στη μονάδα και η συχνότητα του μονωτήρα ταυτίζεται με αυτή της κατασκευής. Όσο αυξάνεται η μάζα του μονωτήρα η συχνότητα του μονωτήρα πρέπει να μειώνεται σχετικά με τη κατασκευή. Εφαρμόζοντας την έκφραση της Εξ.(2.26) στην Εξ.(2.22) προκύπτει η καινούρια έκφραση του λόγου απόκρισης του συστήματος στα σημεία  $P, Q$ ,

$$\frac{\tilde{U}_S}{\tilde{U}_{ST}} = \sqrt{1 + \frac{2}{\mu}} \quad (2.27)$$

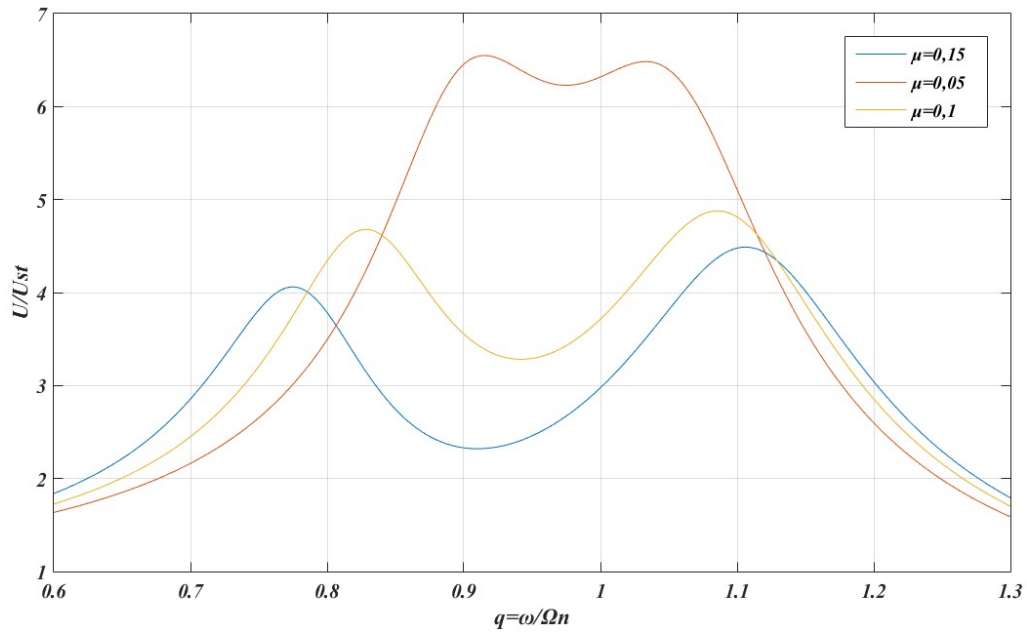
Στο Σχ.2.11 παρουσιάζονται τα διαγράμματα του λόγου απόκρισης για τις διάφορες τιμές του  $\zeta$ . Παρατηρείται, ότι όντως τα σημεία  $P$  και  $Q$  βρίσκονται στην ίδια στάθμη και για  $\zeta = \zeta_{opt}$  η καμπύλη εφάπτεται οριζόντια και στα δύο σημεία με συνέπεια ο αρχικός στόχος να έχει επιτευχθεί.



Σχ.2.11 Διάγραμμα βέλτιστου Λόγου απόκρισης-Σχετικής συχνότητας για  $\mu = 0,05$

Επιπροσθέτως, σύμφωνα με το Σχ.2.12 παρατηρείται μία μείωση των μεγίστων του λόγου απόκρισης της κατασκευής με την αύξηση του συντελεστή πρόσθετης μάζας  $\mu$ . Το φυσικό συμπέρασμα της παρατήρησης αυτής είναι πως όσο μεγαλύτερη είναι η πρόσθετη μάζα του συστήματος τόσο καλύτερα θα είναι τα αποτελέσματα της μόνωσης της κατασκευής. Αυτός ο παράγοντας έχει σημαντικό αντίκτυπο καθώς η προσθήκη μίας μεγάλης μάζας στη κατασκευή είναι δυσμενής για τη στατική της λειτουργία και συνεπάγεται και την αντίστοιχη μεταβολή της δυσκαμψίας για τον συντονισμό με την κατασκευή. Εν τέλει, οι παράγοντες αποτελεσματικότητας του συστήματος αυτού αφορούν το μέγεθος της πρόσθετης μάζας, τον ακριβή συντονισμό της με τη κατασκευή και τη εύρεση της βέλτιστης απόσβεσης. Ανάλογα με την κατασκευή που μελετάται σε κάθε περίπτωση, οι παράγοντες αυτοί μπορεί να είναι περιοριστικοί ή μη. Στη περίπτωση της γεφυροποιίας όμως, όπου τα μεσόβαθρα πρέπει να επιβαρυνθούν όσο το δυνατό λιγότερο οι παράγοντες αυτοί μπορεί να μην ικανοποιούν την απαιτούμενη σεισμική μόνωση. Επιπλέον, οι περιβαλλοντικές συνθήκες που επικρατούν μπορούν εύκολα να επηρεάσουν τις ιδιότητες των μελών του συστήματος TMD οδηγώντας στην απορρύθμισή του, σε αντίθεση με το σύστημα KDamper.





Σχ.2.12 Διάγραμμα βέλτιστου Λόγου απόκρισης-Σχετικής συχνότητας για  $\zeta=0,15$

Ο τρόπος λειτουργίας του συστήματος Tuned Mass Damper έχει αναλυθεί, καθώς και οι βέλτιστες παράμετροι του. Ωστόσο, η μεθοδολογία που έχει ακολουθηθεί για τον συντονισμό του συστήματος παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον και για τη βελτιστοποίηση και άλλων συστημάτων που αξιοποιούν πρόσθετες μάζες όπως του KDamper το οποίο θα αναλυθεί στο επόμενο κεφάλαιο.

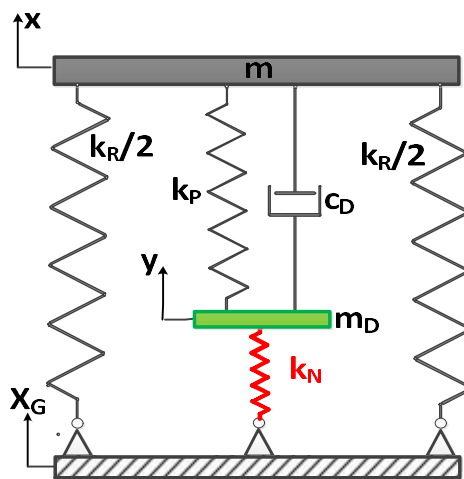


### 3. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης KDamper

#### 3.1. Γενικά

Μέχρι αυτό το σημείο, έχουν μελετηθεί οι έννοιες της αρνητικής δυσκαμψίας και της σεισμικής μόνωσης μέσω εφεδράνων και Tuned Mass Dampers. Ωστόσο, στις μελέτες των Sapountzakis et al.[4] και Antoniadis et al.[5], προτείνεται ένα νέο σύστημα παθητικής μόνωσης και απόσβεσης το οποίο συνδυάζει τα θετικά χαρακτηριστικά των παραπάνω συστημάτων, το σύστημα KDamper. Το σύστημα αυτό, βασίζεται στην κατάλληλη τοποθέτηση και διάταξη των στοιχείων δυσκαμψίας, εκ των οποίων και ένα στοιχείο αρνητικής δυσκαμψίας. Το κύριο πλεονέκτημα του KDamper σε σχέση με άλλα συστήματα είναι, πως η εφαρμογή του στην κατασκευή δε συνεπάγεται τη μείωση της δυσκαμψίας της, συνεπώς, είναι στατικά και δυναμικά σταθερή. Αν και το σύστημα αυτό είναι ικανό να παρουσιάσει στατική δυσκαμψία όμοια με αυτή ενός κλασσικού ταλαντωτή, διαφέρει από αυτόν, αλλά και από γνωστούς ταλαντωτές αρνητικής δυσκαμψίας, όπως ο ταλαντωτής “QZS” αφού, κατανέμοντας κατάλληλα τα εκάστοτε στοιχεία δυσκαμψίας μεγιστοποιεί την απόσβεση. Η παρουσία μίας πρόσθετης μάζας στο σύστημα, συμβάλλει επίσης στη μείωση της επίδρασης των δυναμικών φορτίων, καθώς ο μηχανισμός αυτός σκεδάζει τη δυναμική ενέργεια της κατασκευής μετά την εστίαση της στη πρόσθετη μάζα. Επιπλέον, πρέπει να τονιστεί ότι η προτεινόμενη συσκευή δεν αντιμετωπίζει τα ίδια προβλήματα ευαισθησίας όπως οι Tuned Mass Dampers σε ό,τι αφορά το συντονισμό, αφού η ιδιοσυχνότητα του συστήματος ελέγχεται κυρίως από τη συμπεριφορά του στοιχείου αρνητικής δυσκαμψίας.

#### 3.2. Η διάταξη του KDamper



Σχ.3.1 Σκαρίφημα του συστήματος δυναμικής μόνωσης KDamper

Στο Σχ.3.1 παρουσιάζεται η βασική διάταξη του KDamper. Όπως και στον ταλαντωτή μηδενικής δυσκαμψίας εισάγεται ένα στοιχείο αρνητικής δυσκαμψίας  $k_N$ . Ωστόσο, σε αντίθεση με τον ταλαντωτή “QZS” η συνολική δυναμική δυσκαμψία του συστήματος

διατηρείται σταθερή χωρίς να προκαλείται αστάθεια στο σύστημα και να υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της κατασκευής.

$$k_R + \frac{k_P k_N}{k_P + k_N} = k \quad (3.1)$$

Σύμφωνα με το Σχ.3.1, προκύπτουν οι ακόλουθες εξισώσεις κίνησης για το KDamper.

$$m\ddot{u}_S + c_D(\dot{u}_S - \dot{u}_D) + k_R u_S + k_P(u_S - u_D) = -m a_G \quad (3.2.α)$$

$$m_D \ddot{u}_D - c_D(\dot{u}_S - \dot{u}_D) - k_P(u_S - u_D) + k_N u_D = -m_D a_G, \quad (3.2.β)$$

ή ισοδύναμα

$$m\ddot{u}_S + k_R u_S + m_D \ddot{u}_D + k_N u_D = -(m + m_D) a_G \quad (3.3.α)$$

$$m_D \ddot{u}_D - c_D(\dot{u}_S - \dot{u}_D) - k_P(u_S - u_D) + k_N u_D = -m_D a_G. \quad (3.3.β)$$

Υποθέτοντας μία αρμονική φόρτιση της μορφής

$$a_G(t) = A_G \exp(j\omega t) \quad (3.4)$$

και μία απόκριση της μορφής

$$u_S(t) = \tilde{U}_S \exp(j\omega t) \quad (3.5.α)$$

$$u_D(t) = \tilde{U}_D \exp(j\omega t) \quad (3.5.β)$$

οι εξισώσεις κίνησης του KDamper γίνονται,

$$-\omega^2 m \tilde{U}_S + j\omega c_D(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_R \tilde{U}_S + k_P(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) = -m A_G \quad (3.6.α)$$

$$-\omega^2 m_D \tilde{U}_D - j\omega c_D(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) - k_P(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_N \tilde{U}_D = -m_D A_G \quad (3.6.β)$$

ή ισοδύναμα

$$-\omega^2 m \tilde{U}_S + k_R \tilde{U}_S - \omega^2 m \tilde{U}_D + k_N \tilde{U}_D = -(m + m_D) A_G \quad (3.7.α)$$

$$-\omega^2 m_D \tilde{U}_D - j\omega c_D(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) - k_P(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_N \tilde{U}_D = -m_D A_G \quad (3.7.β)$$

Με μία εξέταση της Εξ.(3.7.β) φαίνεται πως το μέγεθος  $F_{MD}$  της αδρανειακής δύναμης της πρόσθετης μάζας και το μέγεθος  $F_N$  της δύναμης αρνητικής δυσκαμψίας,

$$F_{MD} = -\omega^2 m_D \tilde{U}_D \quad (3.8.α)$$

$$F_N = k_N \tilde{U}_D \leq 0 \quad (3.8.β)$$

έχουν την ίδια φάση εξαιτίας της αρνητικής τιμής του  $k_N$ . Συνεπώς, με το KDamper επιτυγχάνεται αύξηση της αδράνειας του πρόσθετου βαθμού ελευθερίας χωρίς όμως αύξηση της πρόσθετης μάζας λόγω της συμβολής του στοιχείου αρνητικής δυσκαμψίας στην ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων. Πρέπει να σημειωθεί, πως η τιμή της δύναμης  $F_{MD}$  εξαρτάται από τη

συχνότητα επιβολής της φόρτισης ενώ η τιμή  $F_N$  παραμένει σταθερή και ανάλογη της αρνητικής δυσκαμψίας ανεξάρτητα της συχνότητας, γεγονός ιδιαίτερης σημασίας για δυναμική μόνωση χαμηλών συχνοτήτων.

### 3.3. Η προσέγγιση της διάταξης του KDamper

Η πορεία εύρεσης της βέλτιστης σχεδίασης του συστήματος του KDamper ακολουθεί τη μέθοδο του [8]. Αρχικά, η Transfer Function του KDamper προκύπτει από τις Εξ.(3.6.α,β).

$$\tilde{T}_{US} = \frac{\tilde{U}_S}{A_G} = -\frac{-\omega^2 m m_D + j\omega c_D (m + m_D) + k_P (m + m_D) + k_N m}{(-\omega^2 m + j\omega c_D + k_R + k_P)(-\omega^2 m_D + j\omega c_D + k_P + k_N) - (j\omega c_D + k_P)^2} \quad (3.9.α)$$

$$\tilde{T}_{UD} = \frac{\tilde{U}_D}{A_G} = \frac{(j\omega c_D + k_P)\tilde{T}_{US} - m_D}{(-\omega^2 m_D + j\omega c_D + k_P + k_N)} \quad (3.9.β)$$

Η Εξ.(3.9.α) γίνεται,

$$\tilde{T}_{US} = \frac{\tilde{U}_S}{A_G} = -\frac{1}{\omega_0^2} \frac{A + (j2\zeta_D)B}{C + (j2\zeta_D)D} \quad (3.10)$$

και συνεπώς

$$T_{US} = \frac{|\tilde{U}_S|}{A_G} = \frac{U_S}{A_G} = \frac{1}{\omega_0^2} \sqrt{\frac{A^2 + (2\zeta_D)^2 B^2}{C^2 + (2\zeta_D)^2 D^2}}, \quad (3.11)$$

όπου

$$A = \rho^2 [1 + (1 + \kappa)\mu] - q^2 \quad (3.12.α)$$

$$B = \rho q (1 + \mu) \quad (3.12.β)$$

$$C = q^4 - q^2 [1 + \rho^2 + (1 + \kappa)^2 \mu \rho^2] + \rho^2 \quad (3.12.γ)$$

$$D = \rho q [(1 + \kappa^2 \mu \rho^2) - q^2 (1 + \mu)] \quad (3.12.δ)$$

με

$$\kappa = -k_N / (k_P + k_N) \quad (3.13.α)$$

$$\mu = m_D / m \quad (3.13.β)$$

$$\rho = \omega_D / \omega_0 \quad (3.13.γ)$$

$$q = \omega / \omega_0 \quad (3.13.δ)$$

$$\omega_0 = \sqrt{k / m} \quad (3.13.ε)$$

$$\omega_D = \sqrt{k_D / m_D} \quad (3.13.ζ)$$

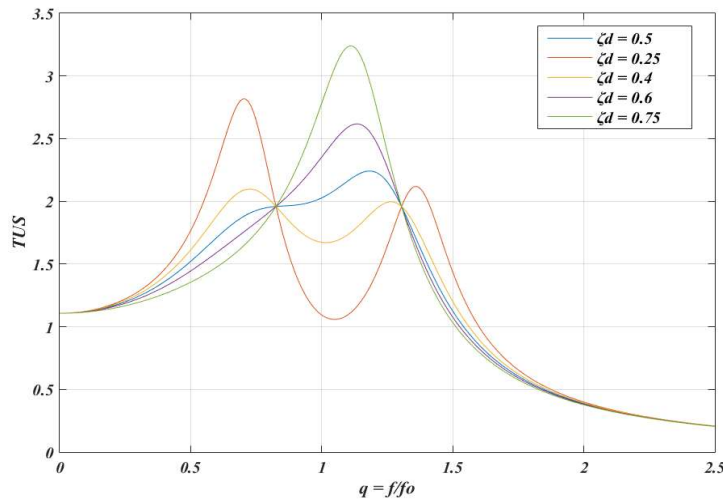
$$\zeta_D = c_D / 2\sqrt{k_D m_D} . \quad (3.13.\eta)$$

Η ανάλογη Transfer Function του TMD προκύπτει από την Εξ.(3.11) θέτοντας  $\kappa=0$ . Στη συνέχεια, ακολουθώντας την μέθοδο του προηγούμενου κεφαλαίου η παράμετρος  $\rho$  του συστήματος KDamper προκύπτει σύμφωνα με την Εξ.(3.14) τις οποίας οι συντελεστές παρατίθενται στο τέλος αυτού του κεφαλαίου.

$$\rho(\kappa, \mu) = \sqrt{-C_\rho / B_\rho} . \quad (3.14)$$

Με την αντικατάσταση της Εξ.(3.14) και των Εξ.(3.12) στην Εξ.(3.11) προκύπτει η τελική μορφή της Transfer Function του συστήματος KDamper.

Σε ότι αφορά την επιλογή του  $\zeta_D$ , μπορούν να εφαρμοστούν ποικίλες μέθοδοι. Ωστόσο, μία αρχική προσέγγιση είναι να υπολογιστεί δοκιμαστικά έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθεί η μέγιστη τιμή της Transfer Function  $T_{US}(q, \zeta_D)$ . Στο Σχ.3.2 παρουσιάζεται η μεταβολή της συνάρτησης αυτής λόγω των διάφορων τιμών του  $\zeta_D$  σε ένα τυπικό σύστημα KDamper.



Σχ.3.2 Διαγράμματα της Transfer Function  $T_{US}$  ως προς τη σχετική συχνότητα  $q$  για τις διάφορες τιμές του  $\zeta_D$  για  $\mu = 0,05$ ,  $\kappa = 2,3$

Εντέλει, οι τιμές των στοιχείων του KDamper έχουν ως εξής,

$$k_N / k = \kappa_N = -\kappa\mu\rho^2 \quad (3.15.\alpha)$$

$$k_P / k = \kappa_P = (1 + \kappa)\mu\rho^2 \quad (3.15.\beta)$$

$$k_R / k = \kappa_S = 1 + \kappa(1 + \kappa)\mu\rho^2 \quad (3.15.\gamma)$$

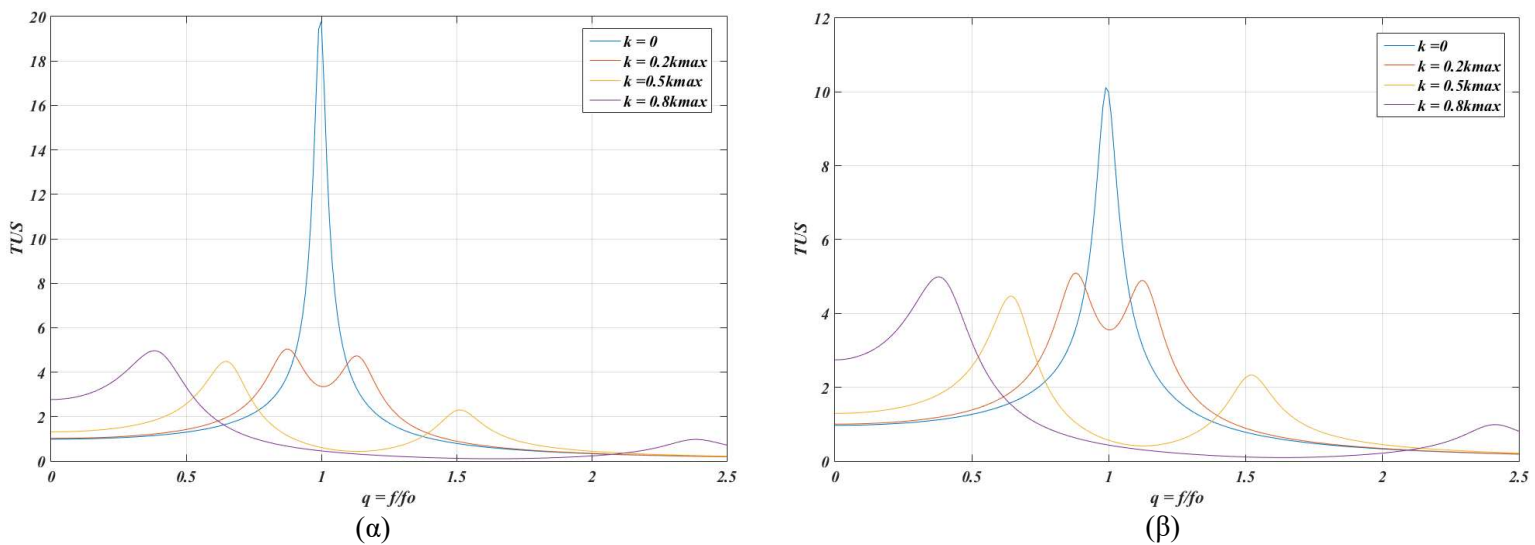
$$m_D = \mu m \quad (3.15.\delta)$$

$$c_D = 2\zeta_D \sqrt{(k_P + k_N)m_D} \quad (3.15.\epsilon)$$

### 3.4. Οι βασικές ιδιότητες του KDamper

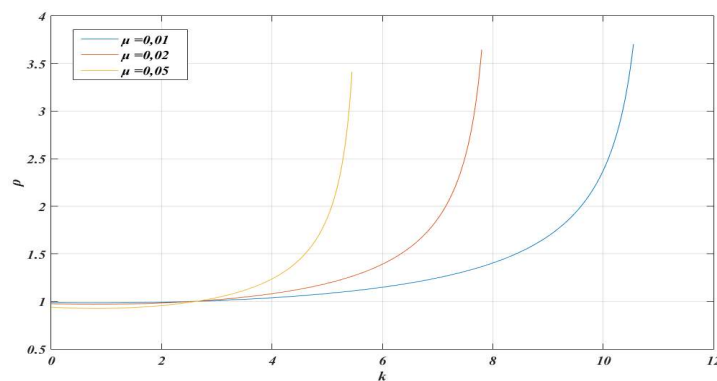
Μία κύρια ιδιότητα του συστήματος KDamper, είναι πως με την εφαρμογή της αρνητικής δυσκαμψίας στο σύστημα μειώνεται το μέγεθος της Transfer Function, συγκριτικά με το σύστημα Tuned Mass Damper όπως παρατηρείται στο Σχ.3.3. Επιπλέον, η αύξηση της

τιμής του συντελεστή  $\kappa$ , έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του μέγιστου τμήματος της συνάρτησης  $T_{US}$ , το οποίο γίνεται πιο επίπεδο. Κατά συνέπεια, το KDamper χαρακτηρίζεται από μικρότερη ευαισθησία στον αποσυντονισμό σε σχέση με τον TMD.

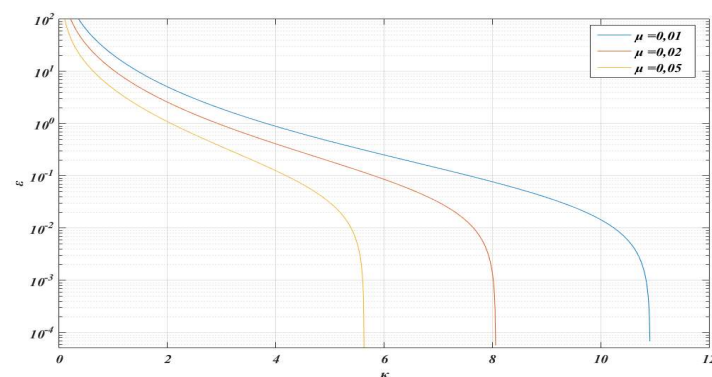


Σχ.3.3 Μεταβολή της Transfer Function  $T_{US}$  ως προς τις τιμές του  $\kappa$  για (α)  $m = 0.01$ ,  $\kappa_{max} = 10.91$  και (β)  $m = 0.02$ ,  $\kappa_{max} = 8.06$  ( $\zeta_D = 0,15$ ).

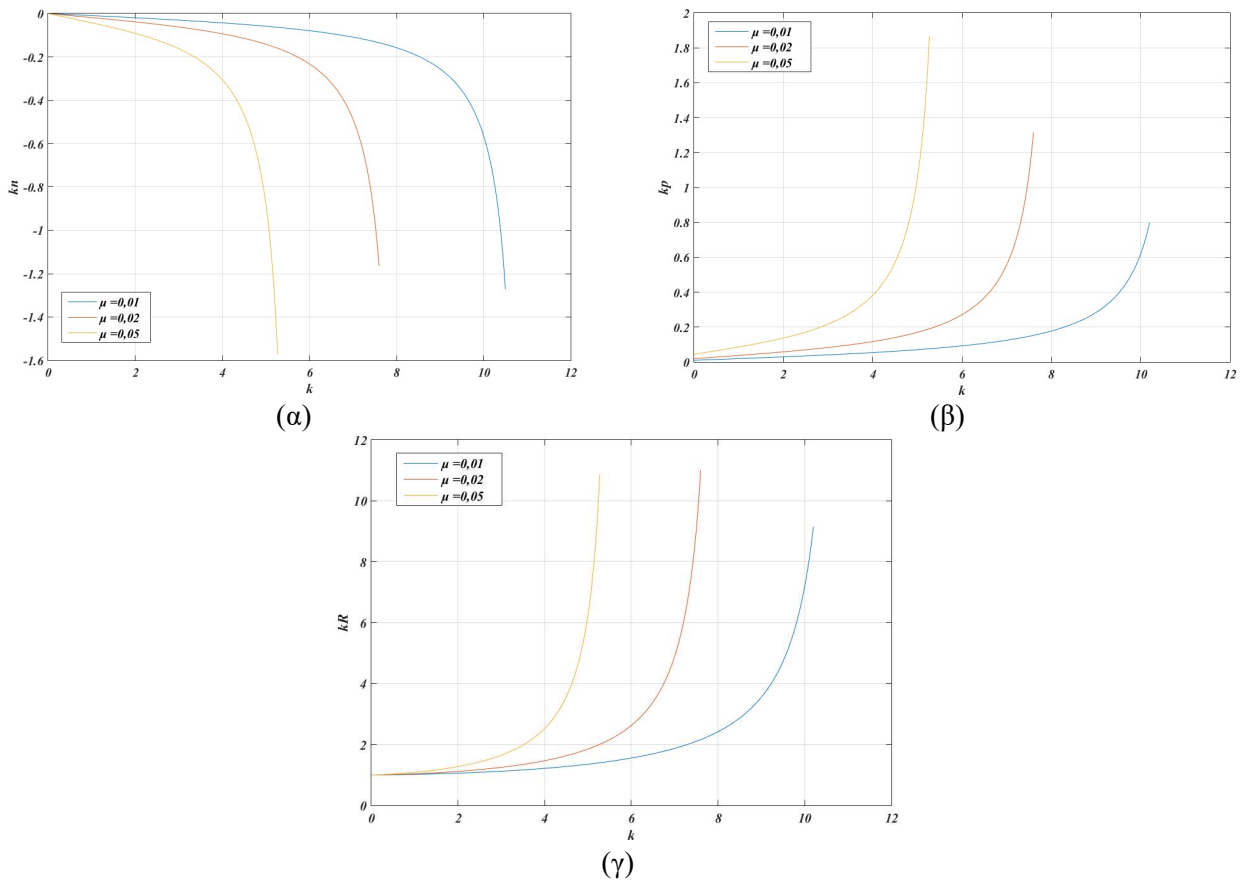
Η αύξηση της τιμής του  $\kappa$  περιορίζεται από την τιμή  $\kappa_{max}$ . Σύμφωνα με το Σχ.3.4 καθώς το  $\kappa$  τείνει στο  $\kappa_{max}$  ο λόγος συχνοτήτων  $\rho$  τείνει στο άπειρο.



Σχ.3.4 Διάγραμμα της παραμέτρου  $\rho = \omega_D/\omega_0$  συναρτήσει του  $\kappa$  για διάφορες τιμές του  $\mu$ .



Σχ.3.5 Διάγραμμα του σφάλματος  $\epsilon$  συναρτήσει του  $\kappa$  για διάφορες τιμές του  $\mu$ .



Σχ.3.6 Οι συντελεστές  $k_N$  (α),  $k_p$  (β),  $k_R$  (γ) συναρτήσει του  $k$

Ωστόσο, η αύξηση του συντελεστή  $\kappa$  έχει ποικίλες συνέπειες στο σύστημα του KDamper. Αρχικά, η αύξηση του  $\kappa$  έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των τιμών  $k_N$ ,  $k_p$  και κυρίως του  $k_R$ . Επιπλέον, η αύξηση της δυσκαμψίας και ιδιαίτερα του  $k_N$  μπορεί να θέσει σε κίνδυνο τη στατική ισορροπία της κατασκευής. Παρόλο που θεωρητικά, η επιλογή της τιμής του  $k_N$  γίνεται με βάση την Εξ.(3.13) ώστε να διασφαλιστεί η στατική ισορροπία, μπορούν να υπάρξουν διακυμάνσεις στην τιμή αυτή καθώς πρέπει να ληφθούν υπόψη και άλλοι παράγοντες όπως θερμοκρασιακές μεταβολές, κατασκευαστικές ανακρίβειες ή ατέλειες και η μη γραμμική συμπεριφορά των μελών καθώς σχεδόν όλα τα συστήματα αρνητικής δυσκαμψίας προκύπτουν από ασταθή μη-γραμμικά συστήματα. Συνεπώς, μία αύξηση της τιμής του  $k_N$  κατά ένα παράγοντα  $\varepsilon$  μπορεί να οδηγήσει σε μία νέα τιμή  $k_{NL}$  όπου η κατασκευή γίνεται ασταθής,

$$k_S + \frac{k_P k_{NL}}{k_P + k_{NL}} = 0 \Leftrightarrow k_{NL} = -\frac{k_S k_P}{k_S + k_P} = (1 + \varepsilon)k_N \quad (3.16)$$

Η αντικατάσταση των Εξ.(3.15.α,β) στην Εξ.(3.16) οδηγεί στην παρακάτω εκτίμηση για την παράμετρο  $\varepsilon$  που στο εξής θα αναφέρεται ως περιθώριο στατικής σταθερότητας,

$$\varepsilon = \frac{1}{\kappa[(1 + (1 + \kappa)^2 \mu \rho^2)]}. \quad (3.17)$$



Το Σχ.3.5 παρουσιάζει τη διακύμανση του  $\varepsilon$  σε σχέση με τα  $\kappa$  και  $\mu$ . Όπως παρατηρείται από την Εξ.(3.17) και το Σχ.3.5, η αύξηση της αρνητικής δυσκαμψίας του συστήματος περιορίζεται από την τιμή του  $\kappa_{max}$  της κατασκευής για την οποία το  $\varepsilon$  τείνει στο μηδέν.

### 3.5. Συντελεστές της Transfer Function του συστήματος KDamper

Παρακάτω παρατίθενται οι συντελεστές και η μεθοδολογία υπολογισμού της παραμέτρου  $\rho$  η οποία χρησιμοποιείται στις Εξ.(3.14) αλλά και της Transfer Function για την τελική διάταξη της συσκευής KDamper.

$$A = A_2 q^2 + A_0 \quad (\text{A1.}\alpha)$$

$$B = B_0 \rho q \quad (\text{A1.}\beta)$$

$$C = q^4 + C_2 q^2 + C_0 \quad (\text{A1.}\gamma)$$

$$D = (D_2 q^2 + D_0) \rho q \quad (\text{A1.}\delta)$$

$$A_2 = A_{2\rho} \rho^2 + A_{20} \quad (\text{A2.}\alpha)$$

$$A_0 = A_{0\rho} \rho^2 + A_{00} \quad (\text{A2.}\beta)$$

$$B_0 = B_{0\rho} \rho^2 + B_{00} \quad (\text{A2.}\gamma)$$

$$C_2 = C_{2\rho} \rho^2 + C_{20} \quad (\text{A2.}\delta)$$

$$C_0 = C_{0\rho} \rho^2 + C_{00} \quad (\text{A2.}\varepsilon)$$

$$D_2 = D_{2\rho} \rho^2 + D_{20} \quad (\text{A2.}\zeta)$$

$$D_0 = D_{0\rho} \rho^2 + D_{00} \quad (\text{A2.}\eta)$$

Πίνακας συντελεστών των εξισώσεων A2

	$i=\rho$	$i=0$
$A_{2i}$	0	-1
$A_{0i}$	$1+(1+\kappa)\mu$	0
$B_{0i}$	0	$1+\mu$
$C_{2i}$	$-[1+(1+\kappa)^2\mu]$	-1
$C_{0i}$	0	1
$D_{2i}$	0	$-(1+\mu)$
$D_{0i}$	$\kappa^2\mu$	1

$$A_\rho = (A_{0\rho}D_{2\rho} + A_{2\rho}D_{0\rho} + B_{0\rho}C_{2\rho})D_{20} - 2(A_{2\rho}D_{20} + A_{20}D_{2\rho} + B_{0\rho})D_{0\rho} \quad (\text{A3.}\alpha)$$

$$B_{\rho A} = [(A_{0\rho}D_{20} + D_{2\rho}A_{00}) + (A_{2\rho}D_{00} + D_{0\rho}A_{20}) + (B_{0\rho}C_{20} + C_{2\rho}B_{00})]D_{20} \quad (\text{A3.}\beta)$$

$$B_{\rho B} = -2(A_{2\rho}D_{20} + A_{20}D_{2\rho} + B_{0\rho})D_{00} - 2(A_{20}D_{20} + B_{00})D_{0\rho} \quad (\text{A3.}\gamma)$$

$$B_\rho = B_{\rho A} + B_{\rho B} \quad (\text{A3.}\delta)$$

$$C_\rho = (A_{00}D_{20} + A_{20}D_{00} + B_{00}C_{20})D_{20} - 2(A_{20}D_{20} + B_{00})D_{00} \quad (\text{A3.}\varepsilon)$$

## 4. Υπολογιστικές μέθοδοι βελτιστοποίησης και ανάλυσης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης.

### 4.1. Γενικά

Στα προηγούμενα κεφάλαια, έγινε η παρουσίαση των διάφορων συστημάτων σεισμικής μόνωσης των κατασκευών. Αν και έχουν γίνει μελέτες σε ό,τι αφορά τη μαθηματική ανάλυση και βελτιστοποίηση τέτοιων συστημάτων, όπως στη μελέτη του Bratosin [15], αυτές περιορίζονται σε συστήματα λίγων βαθμών ελευθερίας και σε συγκεκριμένες περιπτώσεις δεν είναι δυνατό να προσδιοριστούν οι βέλτιστες τιμές του συστήματος. Η μαθηματική ανάλυση μίας κατασκευής η οποία περιλαμβάνει πολλαπλές συσκευές σεισμικής μόνωσης που παρουσιάζουν μη γραμμικότητα είναι ιδιαίτερα δύσκολη έως και ανέφικτη. Για το σκοπό αυτό, στην παρούσα εργασία θα αξιοποιηθούν υπολογιστικές μέθοδοι για τη βελτιστοποίηση των παραπάνω συστημάτων δυναμικής μόνωσης με βάση τα χαρακτηριστικά της κατασκευής αλλά και το είδος των δυναμικών φορτίσεων που υφίσταται. Επιπλέον, θα χρησιμοποιηθούν υπολογιστικές μέθοδοι και για τον προσδιορισμό της απόκρισης αυτών των κατασκευών, γεγονός που επιτρέπει την ανάλυση βάσει ρεαλιστικών δυναμικών φορτίων και σεισμικών διεγέρσεων. Πιο συγκεκριμένα, στο παρόν κεφάλαιο θα μελετηθεί ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης “Harmony Search” και ο αλγόριθμος δυναμικής ανάλυσης Newmark.

### 4.2. Δυναμική αριθμητική ανάλυση κατά τη μέθοδο Newmark

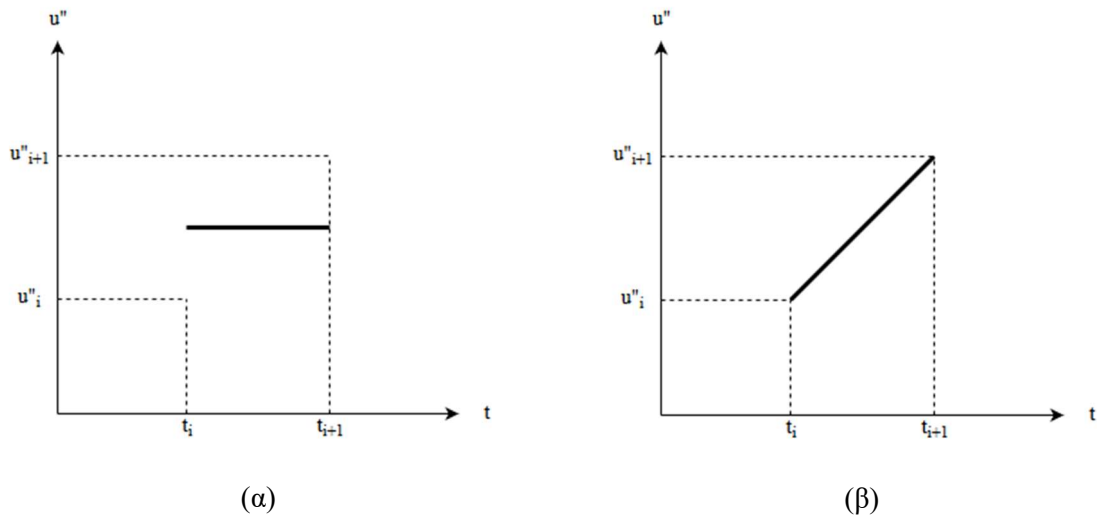
Υπάρχει ένα πλήθος αριθμητικών μεθόδων για την επίλυση δυναμικών συστημάτων με τις πιο διαδεδομένες να είναι, η μέθοδος κεντρικής διαφοράς (ΜΚΔ) και οι μέθοδοι μέσης ή γραμμικής επιτάχυνσης γνωστές ως μέθοδοι Newmark. Ωστόσο, η δυναμική ανάλυση των κατασκευών οι οποίες περιλαμβάνουν το σύστημα KDampner απαιτεί μία μέθοδο η οποία να υπολογίζει τη μεταβολή της δυσκαμψίας των μελών της κατασκευής εξαιτίας των στοιχείων της αρνητικής δυσκαμψίας. Η μέθοδος που μπορεί να εφαρμοστεί και σε μη γραμμικά συστήματα είναι η Newmark και συνεπώς κρίνεται κατάλληλη για τις αναλύσεις της παρούσας μελέτης. Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε από τον N.M. Newmark το 1959 και περιλαμβάνει μία αλληλουχία χρονικών βημάτων με βάση τις παρακάτω εξισώσεις,

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma\Delta t) \ddot{u}_{i+1}, \quad (4.1)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1}, \quad (4.2)$$

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}. \quad (4.3)$$

Παρατηρείται, πως οι εξισώσεις αυτές περιλαμβάνουν τις παραμέτρους  $\beta$  και  $\gamma$  όπου η συνήθης τιμή του  $\gamma$  είναι  $1/2$  και το  $\beta$  κυμαίνεται μεταξύ του  $1/6$  και του  $1/4$ . Για  $\beta=1/6$  η μέθοδος υπολογίζει την ανταπόκριση του συστήματος βάσει της μέσης επιτάχυνσης μεταξύ των εκάστοτε χρονικών βημάτων ενώ, για  $\beta = 1/4$  η δυναμική ανάλυση γίνεται βάσει της γραμμικής επιτάχυνσης όπως φαίνεται στο Σχ.4.1α,β.



Σχ.4.1 Απεικόνιση της εκτίμησης της επιτάχυνσης βάσει: (α) της Μεθόδου Μέσης Επιτάχυνσης και (β) της Μεθόδου Γραμμικής Επιτάχυνσης

Οι Εξ(4.1,2) σε συνδυασμό με την Εξίσωση δυναμικής ισορροπίας(4.3), οδηγούν στις τιμές μετακίνησης, ταχύτητας και επιτάχυνσης του συστήματος βάσει των ανάλογων τιμών του προηγούμενου βήματος. Συνεπώς, απαιτούνται πολλαπλές επαναλήψεις για την εύρεση της απόκρισης της κατασκευής υπό δυναμική φόρτιση. Με βάση τις παραπάνω εξισώσεις, ο αλγόριθμος των μεθόδων Newmark έχει ως εξής,

Αρχικοί υπολογισμοί,

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_i - ku_i}{m} \quad (4.4)$$

Ορισμός του  $\Delta t$ ,

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m \quad (4.5)$$

$$a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c, \quad b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c \quad (4.6)$$

Δομή επανάληψης,

$$\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (4.7)$$

$$\Delta u_i = \frac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (4.8)$$

$$\Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i \quad (4.9)$$

$$\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i \quad (4.10)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (4.11)$$

Παρατηρείται πως στο βήμα (4.5) ορίζεται ένα είδος δυσκαμψίας του ταλαντωτή στο οποίο λαμβάνονται υπόψη η απόσβεση, η μάζα και η πραγματική δυσκαμψία του συστήματος. Στη περίπτωση που το σύστημα είναι μη γραμμικό, τότε το βήμα αυτό αποτελεί μέρος της επαναληπτικής διαδικασίας και η δυσκαμψία  $k$  μπορεί να μεταβάλλεται ανάλογα με τη δυναμική κατάσταση του συστήματος. Για το KDamper η αρνητική δυσκαμψία του ταλαντωτή μεταβάλλεται βάσει της μετακίνησης  $u$ . Πρέπει να σημειωθεί, πως οι παραπάνω υπολογισμοί μπορούν να γίνουν μητρικά επιτρέποντας τη δυναμική ανάλυση πολυβάθμιων συστημάτων. Στην περίπτωση που ακολουθηθεί η μέθοδος της γραμμικής επιτάχυνσης, τότε πρέπει να δοθεί προσοχή στην επιλογή του χρονικού βήματος  $\Delta t$  έτσι ώστε η ανάλυση να είναι ευσταθής. Συγκεκριμένα, πρέπει να ισχύει,

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (4.12)$$

και για τις τιμές παραμέτρων της μεθόδου αυτής ( $\beta = 1/4, \gamma = 1/2$ ) πρέπει,

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.551 \quad (4.13)$$

αν και ο περιορισμός αυτός συνήθως έχει εφαρμογή στην ανάλυση υψίσυχνων φορτίσεων.

### 4.3. Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Harmony Search

Πρόκειται για έναν καινοτόμο μεθευρετικό αλγόριθμο βελτιστοποίησης, εμπνευσμένο από τη διαδικασία αναζήτησης της μουσικής αρμονίας από την οποία προκύπτει και η ονομασία του. Ο αλγόριθμος αυτός προτάθηκε από τον Geem et al. 2001 [16] και χαρακτηρίζεται από την απλότητα και την αποτελεσματικότητά του. Η αναζήτηση του βέλτιστου συνδυασμού γίνεται μέσω της τυχαίας επιλογής των παραμέτρων και ολοκληρώνεται σε μικρότερο αριθμό επαναλήψεων, σε αντίθεση με αλγόριθμους σειριακής αναζήτησης. Επιπλέον, έχει παρουσιάσει μεγάλη ταχύτητα σύγκλισης σε προβλήματα γράφων όπως στη σχεδίαση δικτύων ύδρευσης[17] καθώς και στο γνωστό πρόβλημα του έμπορου που ταξιδεύει (Traveling Salesman Problem)[16]. Σε ότι αφορά τα προβλήματα βελτιστοποίησης έργων πολιτικού μηχανικού, ο αλγόριθμος αυτός έχει εφαρμοστεί σε συστήματα TMD από [18,19]. Ο αλγόριθμος Harmony search, φαίνεται να δίνει αποδεκτές πρακτικά λύσεις σε μικρό χρονικό διάστημα, γεγονός που τον καθιστά κατάλληλο εργαλείο για την βελτιστοποίηση προβλημάτων σχεδιασμού έργων πολιτικού μηχανικού.

Συνοπτικά ο αλγόριθμος αυτός αποτελείται από τέσσερα βασικά βήματα.

- Βήμα 1. Δημιουργία του μητρώου αρμονικής μνήμης (Harmony Memory ,HM). Κάθε γραμμή του μητρώου αποτελεί ένα διάλυμα πιθανής λύσης.
- Βήμα 2. Δημιουργία ενός τυχαίου διανύσματος λύσης βάσει τυχαίας επιλογής στοιχείων από την HM.

- Βήμα 3. Αν το καινούριο διάνυσμα δίνει καλύτερα αποτελέσματα, όσον αφορά στην αντικειμενική συνάρτηση από το χειρότερο διάνυσμα του μητρώου ΗΜ τότε γίνεται η αντικατάστασή τους και το καινούριο διάνυσμα εισάγεται στη μνήμη.
- Βήμα 4. Λήξη του αλγορίθμου αν ικανοποιηθεί η κατάλληλη συνθήκη τερματισμού αλλιώς επιστροφή στο Βήμα 2.

Για την καλύτερη εποπτεία της λειτουργίας του αλγορίθμου, θα αξιοποιηθεί ένα απλό παράδειγμα βελτιστοποίησης όπως παρουσιάζεται στη μελέτη του [16]. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζεται το πολυώνυμο,

$$\text{Min } f(x) = (x_1 - 2)^2 + (x_2 - 3)^4 + (x_3 - 1)^2 + 3 \quad (4.14)$$

Εύκολα παρατηρούμε ότι για,  $x = \{2, 3, 1\}$  το πολυώνυμο αυτό εμφανίζει το ολικό ελάχιστο του οποίου η εύρεση είναι και ο σκοπός του προβλήματος. Αρχικά ορίζεται το μητρώο αρμονικής μνήμης ΗΜ μέσω της τυχαίας επιλογής τιμών των εκάστοτε μεταβλητών από το επιτρεπόμενο εύρος (Σχ.4.2).

	$x_1$	$x_2$	$x_3$	F
Rank 1	2	2	1	4
Rank 2	1	3	4	13
Rank 3	5	3	3	16

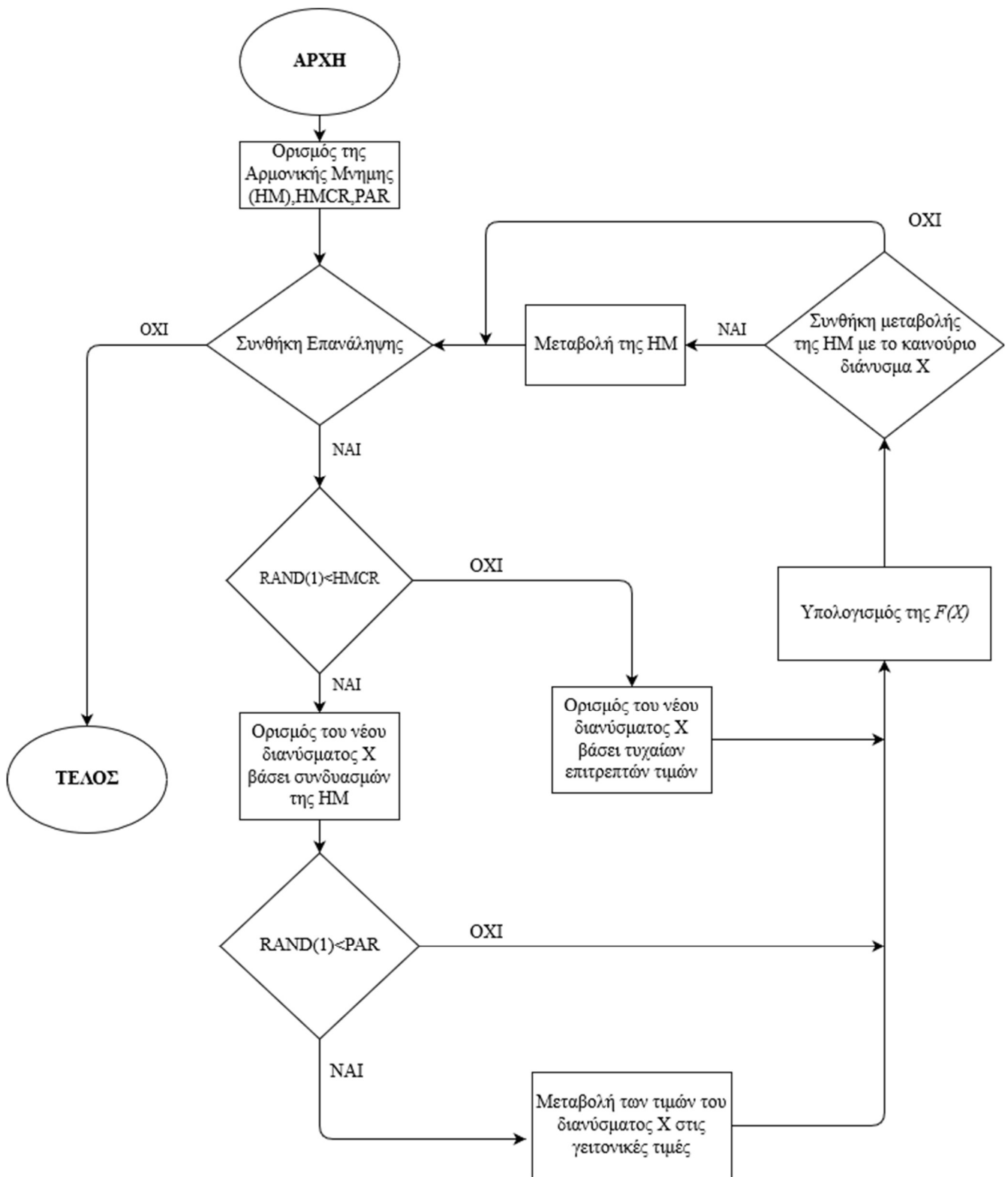
Σχ.4.2 Αρχικό Μητρώο της Αρμονικής Μνήμης (ΗΜ)

Στη συνέχεια, ορίζεται το καινούριο διάνυσμα μεταβλητών του οποίου οι τιμές προκύπτουν από τη τυχαία επιλογή τους από την αρμονική μνήμη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση αυτό το καινούριο διάνυσμα θα μπορούσε να είναι το,  $x = \{1, 2, 3\}$  οπότε η τιμή των  $x_i$  έχει επιλεγεί τυχαία, μεταξύ των τιμών που περιλαμβάνονται στην αρμονική μνήμη. Από το καινούριο διάνυσμα προκύπτει η ανάλογη τιμή του πολυωνύμου η οποία συγκρίνεται με τη χειρότερη τιμή της ΗΜ. Εφόσον, η τιμή της συνάρτησης είναι μικρότερη από τη μέγιστη τιμή που περιλαμβάνεται στην ΗΜ τότε το διάνυσμα αυτό αφαιρείται από τη μνήμη και το καινούριο διάνυσμα παίρνει τη θέση του.

	$X_1$	$X_2$	$X_3$	F
Rank 1	2	2	1	4
Rank 2	1	2	3	9
Rank 3	1	3	4	13

Σχ.4.3 Βελτιστοποιημένο Μητρώο της Αρμονικής Μνήμης (HM)

Ωστόσο, με τη συγκεκριμένη λογική ο αλγόριθμος είναι ιδιαίτερα περιορισμένος και ευάλωτος στην εύρεση τοπικών λύσεων και το αποτέλεσμα εξαρτάται από το μέγεθος της μνήμης και την τυχαιότητα των μεταβλητών που περιλαμβάνει. Για την αποφυγή του φαινομένου αυτού, ορίζεται η παράμετρος Harmony Memory Considering Rate (HMCR). Η παράμετρος αυτή κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0 και 1 και εκφράζει την πιθανότητα υπέρβασης για την οποία, το καινούριο διάνυσμα δεν ορίζεται ως ένας συνδυασμός των διανυσμάτων της HM αλλά οι τιμές του επιλέγονται τυχαία και εντός των εκάστοτε ορίων τους. Για την ακρίβεια, μέσα στη δομή της επανάληψης η παράμετρος HMCR συγκρίνεται με μία τυχαία τιμή από 0 μέχρι 1. Αν η παράμετρος αυτή είναι μικρότερη από τη τυχαία τιμή, τότε ορίζεται ένα καινούριο διάνυσμα ανεξάρτητο της αρμονικής μνήμης. Παραδείγματος χάριν, η τιμή της  $HMCR = 0,9$  συνεπάγεται πως το καινούριο ανεξάρτητο διάνυσμα ορίζεται με πιθανότητα 10%. Για την περεταίρω βελτίωση του αλγορίθμου εισάγεται και η παράμετρος Pitch Adjusting Rate. Η παράμετρος αυτή, αποσκοπεί στη μεταβολή των τιμών των μεταβλητών είτε στις πιο κοντινές τιμές αν πρόκειται για διακριτές τιμές ή κατά ένα εύρος αν πρόκειται για συνεχείς. Αν το εύρος τιμών μίας μεταβλητής είναι  $\{A,B,\Gamma,\Delta,E\}$  και η αρχική τιμή είναι  $\Gamma$  τότε αυτή μπορεί να μεταβληθεί και να γίνει μία από τις γειτονικές της, B ή  $\Delta$ . Για  $PAR = 0.1$  συνεπάγεται ότι ο αλγόριθμος θα επιλέξει να μεταβάλει τη τιμή της μεταβλητής με πιθανότητα 10% και με ίσες πιθανότητες η τιμή αυτή να αυξηθεί ή να μειωθεί. Στο Σχ.4.4 Παρατίθεται ένα διάγραμμα ροής του αλγορίθμου για τη καλύτερη εποπτεία του τρόπου λειτουργίας του.



Σχ.4.4 Διάγραμμα Ροής του αλγόριθμου Harmony Search

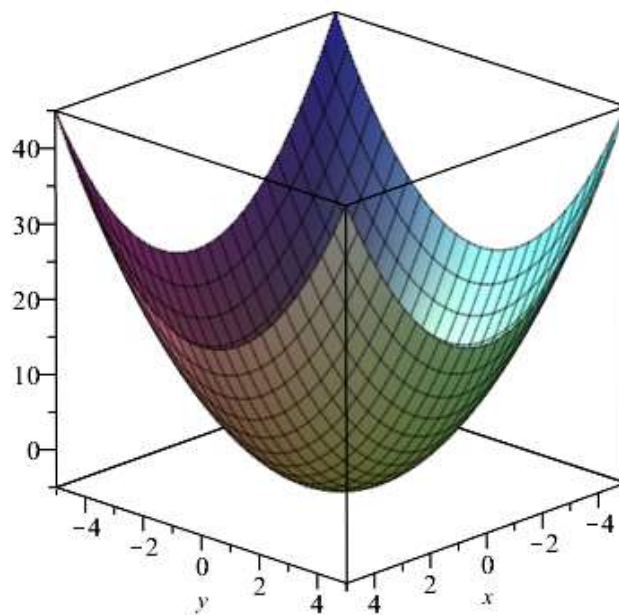


#### 4.4. Ιδιαίτερες περιπτώσεις προβλημάτων βελτιστοποίησης .

Στη προσπάθεια βελτιστοποίησης ενός προβλήματος, πρέπει να δοθεί προσοχή στη διατύπωση της συνθήκης βελτιστοποίησης με βάση την οποία μεταβάλλεται η ΗΜ. Σε ορισμένα προβλήματα βελτιστοποίησης, η επίτευξη τού στόχου μπορεί να ικανοποιηθεί με περισσότερους από ένα συνδυασμούς παραμέτρων. Ένα τέτοιο απλό πρόβλημα είναι το παρακάτω,

$$f(x, y) = x^2 + y^2, \quad f(x, y) \rightarrow 5 \quad (4.15)$$

Σε αυτή τη περίπτωση ο αλγόριθμος δεν θα επιστρέψει ποτέ ένα συγκεκριμένο συνδυασμό παραμέτρων που να ικανοποιούν τη σχέση ( $x=-0.76$   $y=2.1$ ,  $x=-2.21$   $y=0.33$ ). Αυτό δεν σημαίνει ότι η λογική του αλγορίθμου είναι λανθασμένη αλλά, πως η φύση του προβλήματος είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την ύπαρξη μίας οικογένειας λύσεων όπως φαίνεται στο Σχ.4.7. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα το φαινόμενο αυτό είναι εύκολα αντιληπτό, αλλά αν ο αλγόριθμος αυτός εφαρμοστεί σε πιο σύνθετα προβλήματα τότε πρέπει να δοθεί προσοχή στη συνάρτηση βελτιστοποίησης αλλά και στη συνθήκη μεταβολής της ΗΜ έτσι ώστε να προκύψουν οι επιθυμητές λύσεις.



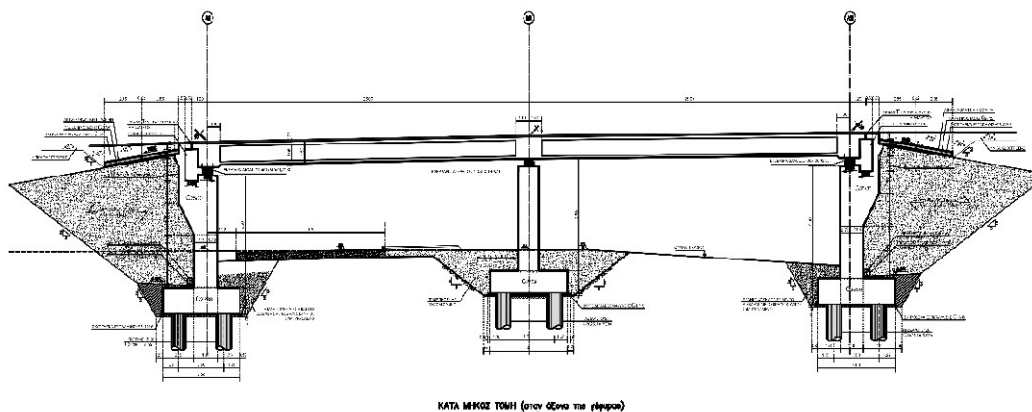
Σχ.4.7. Γραφική Παράσταση της Εξ.(4.15)



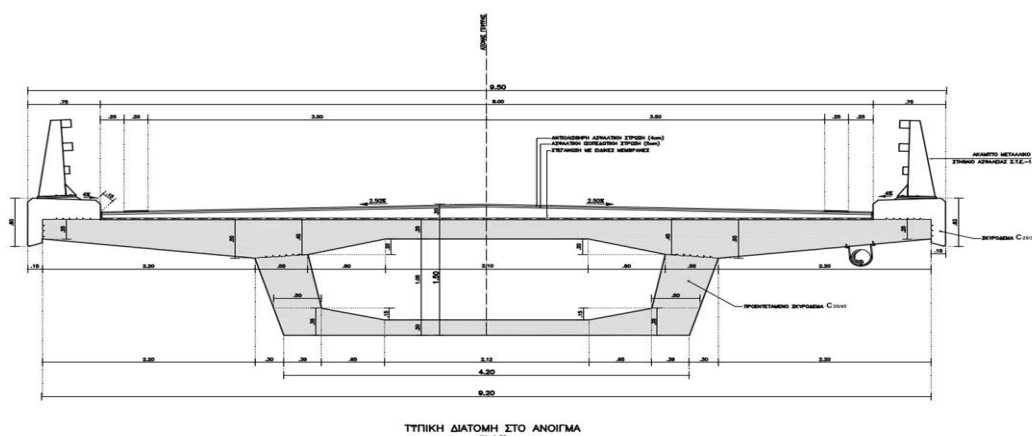
## 5. Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στη γεφυροποιία

### 5.1. Η υπό μόνωση κατασκευή

Μέχρι αυτό το σημείο, στην παρούσα μελέτη έχουν αναλυθεί σε θεωρητικό επίπεδο διάφορα συστήματα σεισμικής μόνωσης με τα κυριότερα να είναι το σύστημα KDamper και TMD. Ωστόσο, η ανάλυση αυτών των συστημάτων έχει περιοριστεί στις αναλυτικές μορφές των λόγων απόκρισης και δεν έχουν υποβληθεί σε ρεαλιστικές φορτίσεις όπως ένας σεισμός ή μία δυναμική φόρτιση λειτουργίας. Προκειμένου να εκτιμηθεί η απόκριση μίας γέφυρας σε τέτοιου είδους φορτίσεις, είναι αναγκαία η ανάλυση με αριθμητικές μεθόδους και συγκεκριμένα με τη Newmark η οποία έχει αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η μέθοδος αυτή που υποστηρίζει και μη γραμμική ανάλυση, έχει ιδιαίτερη σημασία για την ανάλυση του KDamper καθώς θα είναι εφικτή η εποπτεία των διαφορών μεταξύ της γραμμικής και μη ανάλυσης της κατασκευής.



Σχ.5.1. Μηκοτομή της γέφυρας δύο ανοιγμάτων



Σχ.5.2. Διατομή της γέφυρας δύο ανοιγμάτων

Το αντικείμενο μελέτης του κεφαλαίου αυτού είναι μία γέφυρα δύο ανοιγμάτων με ένα μεσόβαθρο και δύο άκαμπτα ακρόβαθρα εκατέρωθεν όπως φαίνεται στο Σχ.5.1. Η γέφυρα

είναι κατασκευασμένη από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 με ανοίγματα μήκους 25m το καθένα και πλάτος καταστρώματος 9.5m. Σε ότι αφορά το μεσόβαθρο, αυτό έχει κυκλική διατομή διαμέτρου 1.6m, ύψος 7.5m και ισοδύναμη δυσκαμψία  $k_{pier} = 73344 \text{ kN/m}$ . Στη μία περίπτωση, το μεσόβαθρο θεωρείται πως υποβάλλεται και αυτό σε δυναμικές φορτίσεις και αποτελεί μέρος του δυναμικού συστήματος ενώ εναλλακτικά θεωρείται άκαμπτο. Για τη πρώτη περίπτωση, στο μοντέλο θα ληφθεί υπόψη μόνο η μίση μάζα του μεσοβάθρου με τη παραδοχή πως η άλλη μισή παραμένει πακτωμένη στο έδαφος και δεν συμμετέχει στη ταλάντωση. Επιπλέον, ο συντελεστής απόσβεσης του σκυροδέματος λαμβάνεται  $\zeta_s = 5\%$ . Τα συστήματα μόνωσης που θα εφαρμοστούν στη κατασκευή είναι τα ελαστικά εφέδρανα, τα ελαστοπλαστικά εφέδρανα, ο μονωτήρας TMD και ο μονωτήρας KDamper. Εν τέλει, τα μόνα σταθερά στοιχεία του μοντέλου είναι η μάζα της γέφυρας  $m_s = 729.3 \text{ tn}$  και η απόσβεσή της  $c_s = 314.34 \text{ kNs/m}$ . Από εκεί και πέρα, τα μητρώα του μοντέλου διαφοροποιούνται ανάλογα με το είδος σεισμικής μόνωσης που εφαρμόζεται.

## 5.2. Εφαρμογή ελαστικών και ελαστοπλαστικών εφεδράνων στη γέφυρα

Για την αρχική μόνωση της γέφυρας επιλέγεται η μόνωση μέσω ελαστικών εφεδράνων. Επιλέγονται πέντε εφέδρανα τύπου ALGABLOC NB 400x500/99/71, εκ των οποίων δύο θα τοποθετηθούν σε κάθε ακρόβαθρο και ένα στο μεσόβαθρο και το καθένα έχει δυσκαμψία  $k_b = 2730 \text{ kN/m}$ . Με τη θεώρηση ότι το μεσόβαθρο είναι εύκαμπτο, η δυσκαμψία της κατασκευής προκύπτει ως εξής,

$$k_s = \frac{k_b \cdot k_{pier}}{k_b + k_{pier}} + 4k_b = 13552.03 \text{ kN/m} \quad (5.1)$$

και η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι,

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{k_s}} = 1.45 \text{ sec} . \quad (5.2)$$

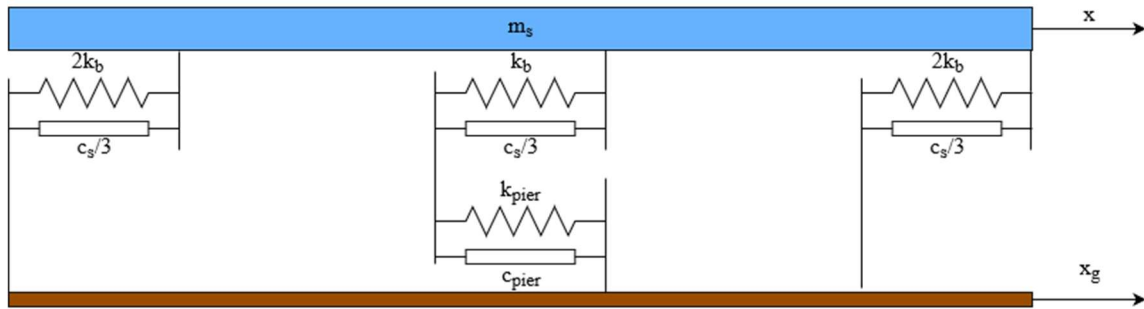
Συνεπώς η προσομοίωση του συστήματος έχει ως εξής,

$$M = m_s = 729.3 \text{ tn} , K = k_s = 13552.03 \text{ kN/m} , C = c_s = 314.3443 \text{ kNs/m} \quad (5.3)$$

Για τη μόνωση της γέφυρας με ελαστοπλαστικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου επιλέγονται εφέδρανα τύπου Algasism LRS 300x90 με τη διάταξή τους να είναι όμοια με αυτή των ελαστικών. Καθένα από αυτά τα εφέδρανα έχει αρχική δυσκαμψία  $k_b = 2840 \text{ kN/m}$  με δύναμη διαρροής  $F_y = 22 \text{ kN}$  και αντίστοιχη δυσκαμψία κράτυνσης  $k_r = 310 \text{ kN/m}$ . Με βάση τις Εξ.(5.1,2) η συνολική αρχική δυσκαμψία και η ιδιοπερίοδος του ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος είναι,

$$k_{bpl} = 14094.1 \text{ kN/m} , T_{spl} = 1.43 \text{ sec} \quad (5.4)$$

από εκεί και πέρα, οι ιδιότητες του συστήματος αυτού αναμένεται να μεταβληθούν λόγω της πλαστικοποίησης του μοντέλου, φαινόμενο το οποίο θα αναλυθεί στο επόμενο κεφάλαιο.



Σχ.5.3. Μοντέλο της γέφυρας με σεισμική μόνωση εφεδράνων και εύκαμπτο μεσόβαθρο

### 5.3. Εφαρμογή του συστήματος TMD

Για την περίπτωση του άκαμπτου μεσοβάθρου, λόγω της παράλληλης λειτουργίας των μηχανισμών μόνωσης του μεσοβάθρου και των ακροβάθρων μπορούν να προσομοιωθούν ως ένα σύστημα και στη συνέχεια να διαχωριστούν κατάλληλα στις αντίστοιχες στηρίξεις. Από αυτή τη θεώρηση προκύπτει ένα προσομοίωμα δύο βαθμών ελευθερίας. Οι παράμετροι του συστήματος αυτού έχουν ως εξής,

$$\mu = 0.05 \text{ και } \zeta_D = 0.72. \quad (5.5\alpha)$$

Με βάση αυτές τις παραμέτρους, την Εξ.(3.14) και θέτοντας  $\kappa = 0$  προκύπτει ότι η βέλτιστη τιμή της παράμετρου  $\rho$  είναι,

$$\rho = 0.94. \quad (5.5\beta)$$

Σύμφωνα με αυτές τις παραμέτρους, προκύπτουν τα στοιχεία του συστήματος βάσει των Εξ.(3.15) και ακολουθώντας τη διάταξη του Σχ.2.9 στην οριζόντια διεύθυνση, προκύπτουν τα μητρώα του Πιν.5.2. με τα παρακάτω χαρακτηριστικά,

$m_D$ (tn)	$k_D$ (kN/m)	$c_D$ (kNs/m)
36.2	603.6	212.8

Πιν.5.1. Στοιχεία συστήματος TMD με άκαμπτο μεσόβαθρο

<i>deck</i>	<i>int</i>	<i>deck</i>	<i>int</i>	<i>deck</i>	<i>int</i>
14253.6	-603.6	723.9	0.0	527.2	-212.8
-603.6	603.6	0.0	36.2	-212.8	212.8
[K] (kN/m)		[M] (tn)		[C] (kNs/m)	

Πιν.5.2 Μητρώα μόνωσης άκαμπτου μεσόβαθρου TMD

Στην περίπτωση του εύκαμπτου μεσοβάθρου, εφόσον ο φορέας της γέφυρας είναι συμμετρικός, μπορεί να θεωρηθεί πως τα είδη της μόνωσης που βρίσκονται στα ακρόβαθρα της γέφυρας συμπεριφέρονται με τον ίδιο τρόπο και συνεπώς μπορούν να προσομοιωθούν ως ένα σύστημα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των βαθμών ελευθερίας του συστήματος

και την απλοποίηση των υπολογισμών. Συνεπώς, θεωρείται πως στη γέφυρα θα τοποθετηθούν δύο συστήματα Tuned Mass Damper ένα στο μεσόβαθρο και δύο όμοια στα ακρόβαθρα .

Το σύστημα Tuned Mass Damper του μεσοβάθρου, επιλέγεται με βάση τις παρακάτω παραμέτρους,

$$\mu = 0.01, \zeta_D = 0.35, \rho = 0.98. \quad (5.6)$$

Συνεπώς, τα στοιχεία του μονωτήρα του μεσοβάθρου βάσει των Εξ.(3.14) και των αρχικών στοιχείων της κατασκευής έχουν ως εξής,

$m_{D\mu}$ (tn)	$k_{D\mu}$ (kN/m)	$c_{D\mu}$ (kNs/m)
7.24	26.63	9.72

Πιν.5.3. Στοιχεία συστήματος TMD μεσόβαθρου με εύκαμπτο μεσόβαθρο

Για τα ακρόβαθρα, ακολουθείται η ίδια διαδικασία με τις παραμέτρους των ακροβάθρων να είναι,

$$\mu = 0.04, \zeta_D = 0.724, \rho = 0.95 \quad (5.7)$$

και έχουμε,

$m_{D\alpha}$ (tn)	$k_{D\alpha}$ (kN/m)	$c_{D\alpha}$ (kNs/m)
28.95	395.77	155

Πιν.5.4. Στοιχεία συστήματος TMD ακροβάθρων με εύκαμπτο μεσόβαθρο

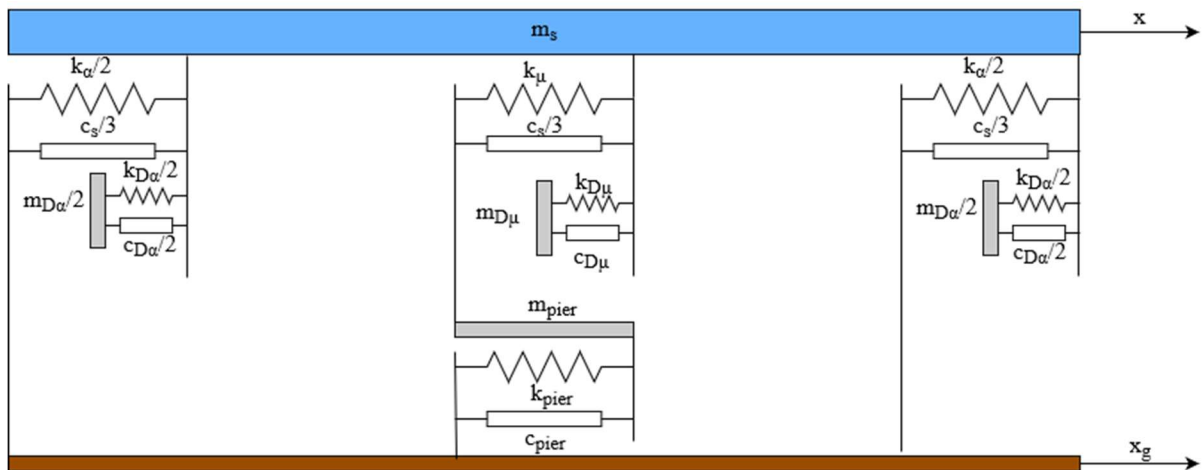
Πρέπει να σημειωθεί πως το σύστημα του TMD διαστασιολογήθηκε με τους τύπους του KDamper, διότι οι τύποι αυτοί λαμβάνουν υπόψη τη δυναμική διέγερση και της πρόσθετης μάζας και όχι μόνο του αρχικού ταλαντωτή. Με βάση αυτά τα στοιχεία των συστημάτων της σεισμικής μόνωσης, έχουμε το μοντέλο του Σχ.5.4. το οποίο έχει τέσσερις βαθμούς ελευθερίας και θεωρώντας μία εδαφική κίνηση του εδάφους  $x_g(t)$  προκύπτουν οι αντίστοιχες εξισώσεις,

$$m_s \ddot{u}_{deck} + (c_s + c_{D\alpha} + c_{D\mu}) \dot{u}_{deck} - c_{D\mu} \dot{u}_{D\mu} - c_{D\alpha} \dot{u}_{D\alpha} - c_s \dot{u}_{pier} + (k_\mu + k_{D\mu} + k_a + k_{D\alpha}) u_{deck} - k_{D\mu} u_{D\mu} - k_{D\alpha} u_{D\alpha} - k_\mu u_{pier} = -m_s \ddot{x}_G \quad (5.8\alpha)$$

$$m_{D\mu} \ddot{u}_{D\mu} - c_{D\mu} \dot{u}_{deck} + c_{D\mu} \dot{u}_{D\mu} - k_{D\mu} u_{deck} + (k_{D\mu}) u_{D\mu} = -m_{D\mu} \ddot{x}_G \quad (5.8\beta)$$

$$m_{D\alpha} \ddot{u}_{D\alpha} - c_{D\alpha} \dot{u}_{deck} + c_{D\alpha} \dot{u}_{D\alpha} - k_{D\alpha} u_{deck} + (k_{D\alpha}) u_{D\alpha} = -m_{D\alpha} \ddot{x}_G \quad (5.8\gamma)$$

$$\frac{1}{2} m_{pier} \ddot{u}_{pier} - c_s \dot{u}_{deck} + c_s \dot{u}_{pier} - k_\mu u_{deck} + (k_\mu + k_{pier}) u_{pier} = -\frac{1}{2} m_{pier} \ddot{x}_G \quad (5.8\delta)$$



Σχ.5.4. Μοντέλο της γέφυρας με σεισμική μόνωση Tuned Mass Damper και εύκαμπτο μεσόβαθρο

Μέσω αυτών των εξισώσεων, κατασκευάζονται τα μητρώα δυσκαμψίας [K], μάζας [M] και απόσβεσης [C] της κατασκευής.

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
14072.4	-26.6	-395.8	-2730.0
-26.6	26.6	0.0	0.0
-395.8	0.0	395.8	0.0
-2730.0	0.0	0.0	76074.0

Πιν.5.5α. Μητρώο [K] (kN/m)

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
729.3	0.0	0.0	0.0
0.0	7.3	0.0	0.0
0.0	0.0	29.0	0.0
0.0	0.0	0.0	18.9

Πιν.5.5β. Μητρώο [M] (tn)

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
479.1	-9.7	-155.0	-314.3
-9.7	9.7	0.0	0.0
-155.0	0.0	155.0	0.0
-314.3	0.0	0.0	324.1

Πιν.5.5γ. Μητρώο [C] (kNs/m)

## 5.4. Εφαρμογή του συστήματος KDamper

Στην περίπτωση της μόνωσης της γέφυρας με KDamper, το σύστημα γίνεται πιο πολύπλοκο καθώς προστίθενται τα μέλη της αρνητικής δυσκαμψίας στο σύστημα. Τα μέλη αυτά δεν αυξάνουν μόνο την πολυπλοκότητα του μοντέλου αλλά το καθιστούν και μη γραμμικό αφού όπως έχει αναφερθεί τα περισσότερα μέλη αρνητικής δυσκαμψίας χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα. Για λόγους καλύτερης εποπτείας του συστήματος, αλλά και για το πιο γρήγορο υπολογισμό της απόκρισης μέσω των αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης, τα μέλη αυτά αρχικά θα θεωρηθούν ως γραμμικά με σταθερή αρνητική δυσκαμψία σε όλο το εύρος μετατοπίσεων. Στη συνέχεια, προκειμένου να διαστασιοποιηθούν τα μέλη αυτά σύμφωνα με την Εξ.(1.29), αλλά και για την ακριβή ανάλυση της απόκρισης του συστήματος, θα πρέπει να κατασκευαστεί και το μη γραμμικό μοντέλο.

Με την παραδοχή του άκαμπτου μεσοβάθρου ακολουθείται η μέθοδος που εφαρμόστηκε και στο αντίστοιχο προσομοίωμα του TMD αλλά πλέον η παράμετρος  $\kappa$  είναι διάφορη του μηδενός. Συνεπώς επιλέγονται οι παράμετροι,

$$\mu = 0.05, \kappa = 3.45 \text{ και } \zeta_D = 0.72 \quad (5.9\alpha)$$

με το συντελεστή  $\rho$  να είναι,

$$\rho = 1.11 \quad (5.9\beta)$$

και προκύπτουν τα αντίστοιχα στοιχεία δυσκαμψίας απόσβεσης και μάζας του συστήματος,

$k_N(Kn/m)$	$k_e(Kn/m)$	$k_R(Kn/m)$	$m_D (tn)$	$c_D (kNs/m)$
-2891.6	3729.7	26517.6	36.2	250.8

Πιν.5.6. Στοιχεία συστήματος KDamper με άκαμπτο μεσόβαθρο

Σύμφωνα με τη διάταξη του KDamper στο Σχ.3.1. προκύπτουν τα παρακάτω μητρώα,

<i>deck</i>	<i>int</i>	<i>deck</i>	<i>int</i>	<i>deck</i>	<i>int</i>
30247.4	3729.7	723.9	0.0	565.2	-250.8
-3729.7	838.1	0.0	36.2	-250.8	250.8
[K] (kN/m)		[M] (tn)		[C] (kNs/m)	

Πιν.5.7. Μητρώα συστήματος KDamper με άκαμπτο μεσόβαθρο

Με την παραδοχή του εύκαμπτου μεσόβαθρου, τίθενται οι παράμετροι  $\mu_\mu$ ,  $\kappa_\mu$  και  $\mu_\alpha$ ,  $\kappa_\alpha$  για το σύστημα του μεσοβάθρου και των ακροβάθρων αντίστοιχα. Με βάση αυτές τις παραμέτρους, υπολογίζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων  $\rho_\mu$ ,  $\rho_\alpha$  σύμφωνα με την Εξ(3.14) καθώς και οι συντελεστές απόσβεσης  $\zeta_\mu$ ,  $\zeta_\alpha$  δοκιμαστικά ή με αριθμητικές μεθόδους. Συνεπώς οι αρχικές παράμετροι των δύο συστημάτων είναι οι εξής,

$$\mu_\mu = 0.01, \kappa_\mu = 4.55, \rho_\mu = 1.061, \zeta_\mu = 0.35, \varepsilon_\mu = 0.163 \quad (5.10\alpha)$$

και

$$\mu_\alpha = 0.04, \kappa_\alpha = 3.95, \rho_\alpha = 1.169, \zeta_\alpha = 0.724, \varepsilon_\alpha = 0.108. \quad (5.10\beta)$$



Σύμφωνα με αυτές τις αρχικές παραμέτρους, προκύπτουν οι συντελεστές και τα τελικά μεγέθη των στοιχείων των συστημάτων KDamper σύμφωνα με τις Εξ.(3.15).

$k_{N\alpha}(Kn/m)$	-2360.0	$k_{N\mu}(Kn/m)$	-140.0
$k_{e\alpha}(Kn/m)$	2957.5	$k_{e\mu}(Kn/m)$	170.7
$k_{R\alpha}(Kn/m)$	22602.0	$k_{R\mu}(Kn/m)$	3506.8
$m_{D\alpha}(tn)$	29.0	$m_{D\mu}(tn)$	7.2
$c_{D\alpha}(Kns/m)$	190.5	$c_{D\mu}(Kns/m)$	10.4

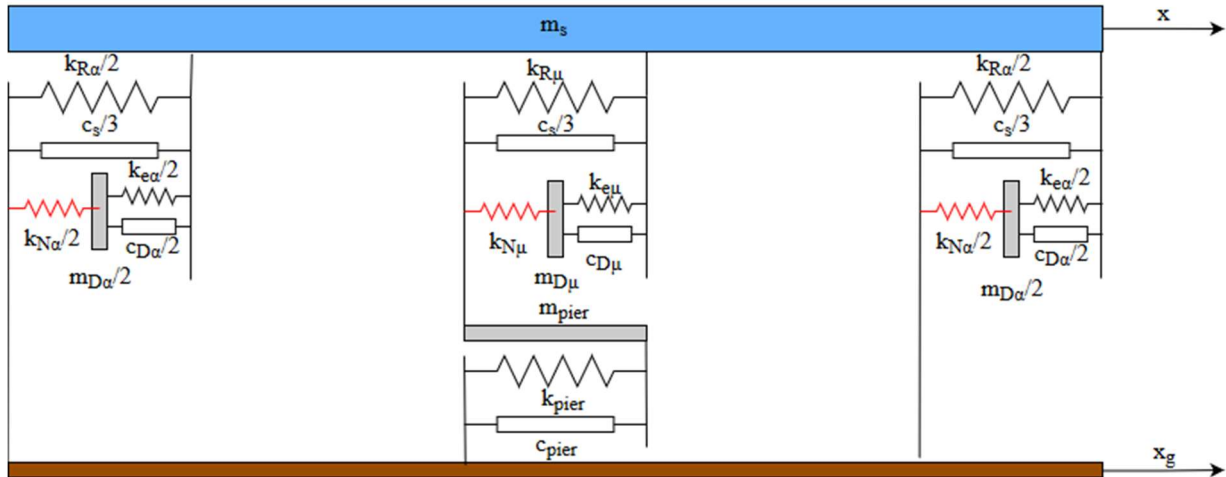
Πιν.5.8. Συνολικά στοιχεία της συσκευής KDamper στο (α) ακρόβαθρο και (β) μεσόβαθρο

Προκειμένου να είναι εφικτή η υλοποίηση των στοιχείων δυσκαμψίας με τις παραπάνω σταθερές ως μηχανολογικού εξοπλισμού αλλά και να είναι πιο εύκολη η χρήση των συσκευών, τοποθετούνται 8 συσκευές KDamper (4 σε κάθε ακρόβαθρο), οι οποίες θα λειτουργούν παράλληλα και θα έχουν ακριβώς τα ίδια χαρακτηριστικά. Τα τελικά στοιχεία της κάθε μίας συσκευής που θα τοποθετηθεί παρουσιάζονται στον Πιν.5.9.

$k_{N\alpha}(Kn/m)$	-295
$k_{e\alpha}(Kn/m)$	369.7
$k_{R\alpha}(Kn/m)$	2825.3
$m_{D\alpha}(tn)$	3.62
$c_{D\alpha}(Kns/m)$	23.4

Πιν.5.9. Στοιχεία της μίας συσκευής KDamper στα ακρόβαθρα

Το μοντέλο της κατασκευής του Σχ.5.5 οδηγεί στις παρακάτω εξισώσεις,



Σχ.5.5. Μοντέλο της γέφυρας με σεισμική μόνωση KDampers και εύκαμπτο μεσόβαθρο

$$m_s \ddot{u}_{deck} + (c_s + c_{D\alpha} + c_{D\mu}) \dot{u}_{deck} - c_{D\mu} \dot{u}_{D\mu} - c_{D\alpha} \dot{u}_{D\alpha} - c_s \dot{u}_{pier} + (k_{R\mu} + k_{e\mu} + k_{R\alpha} + k_{e\alpha}) u_{deck} - k_{e\mu} u_{D\mu} - k_{e\alpha} u_{D\alpha} - k_{R\mu} u_{pier} = -m_s \ddot{x}_G \quad (5.11\alpha)$$

$$m_{D\mu} \ddot{u}_{D\mu} - c_{D\mu} \dot{u}_{deck} + c_{D\mu} \dot{u}_{D\mu} - k_{e\mu} u_{deck} + (k_{e\mu} + k_{N\mu}) u_{D\mu} - k_{N\mu} u_{pier} = -m_{D\mu} \ddot{x}_G \quad (5.11\beta)$$

$$m_{D\alpha} \ddot{u}_{D\alpha} - c_{D\alpha} \dot{u}_{deck} + c_{D\alpha} \dot{u}_{D\alpha} - k_{e\alpha} u_{deck} + (k_{e\alpha} + k_{N\alpha}) u_{D\alpha} = -m_{D\alpha} \ddot{x}_G \quad (5.11\gamma)$$

$$\frac{1}{2} m_{pier} \ddot{u}_{pier} - c_s \dot{u}_{deck} + c_s \dot{u}_{pier} - k_{R\mu} u_{deck} - k_{N\mu} u_{D\mu} + (k_{R\mu} + k_{N\mu} + k_{pier}) u_{pier} = -\frac{1}{2} m_{pier} \ddot{x}_G \quad (5.11\delta)$$

ενώ τα μητρώα της κατασκευής είναι,

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
29237.0	-170.7	-2957.5	-3506.8
-170.7	30.8	0	140.0
-2957.5	0	597.5	0
-3506.8	140.0	0	76710.8

Πιν.5.10α. Μητρώο [K] (kN/m)

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
729.3	0	0	0
0	7.3	0	0
0	0	29.0	0
0	0	0	18.9

Πιν.5.10β. Μητρώο [M] (tn)

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
515.2	-10.4	-190.5	-314.3
-10.4	10.4	0	0
-190.5	0	190.5	0
-314.3	0	0	324.8

Πιν.5.10γ. Μητρώο [C] (kNs/m)

Στη περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης του μοντέλου, τότε οι όροι  $k_{N\mu}$  και  $k_{N\alpha}$  δεν είναι σταθεροί αλλά αποτελούν συναρτήσεις των μετατοπίσεων  $u_{D\mu}-u_{pier}$  και  $u_{Da}$  αντίστοιχα. Για την επίλυση αυτού του προβλήματος το μητρώο δυσκαμψίας θα χωριστεί σε δύο μητρώα. Το ένα μητρώο θα περιλαμβάνει τις τιμές δυσκαμψίας που παραμένουν σταθερές κατά τη διάρκεια της επαναληπτικής διαδικασίας της ανάλυσης [ $K_{σταθερό}$ ] και ένα μητρώο που θα περιλαμβάνει τις τιμές αρνητικής δυσκαμψίας της κατασκευής και θα μεταβάλλεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης ανάλογα με τις εκάστοτε μετατοπίσεις [ $K_{μεταβλητό}$ ]. Για τη κατασκευή αυτού του μητρώου είναι αναγκαίες οι συναρτήσεις δυσκαμψίας των μελών, οι οποίες προκύπτουν με βάση τις παραμέτρους  $c_I$ ,  $a$ ,  $u_o$  και τη δυσκαμψία των ελατηρίων του μηχανισμού  $k_H$ . Αρχικά επιλέγεται και τα δύο συστήματα να έχουν  $u_o = 0.5cm$  έτσι ώστε η απόκριση να είναι όσο πιο συμμετρική γίνεται. Σε ότι αφορά το γεωμετρικό συντελεστή, αυτός παίρνει μία μικρή αρνητική τιμή  $c_I = -0.05$  έτσι ώστε να εξασφαλιστεί το μέγιστο εύρος σταθερής αρνητικής δυσκαμψίας. Από εκεί και πέρα, η παράμετρος  $a$  επιλέγεται ανάλογα με την αναμενόμενη μέγιστη μετατόπιση της πρόσθετης μάζας  $m_D$  και η δυσκαμψία των ελατηρίων με βάση την επιθυμητή τιμή της αρνητικής δυσκαμψίας. Παρακάτω, παρατίθενται οι τιμές των παραμέτρων των μελών της αρνητικής δυσκαμψίας Πιν.5.11.

$k_{Ha}$ (kN/m)	156.82
$l_{Ha}$ (m)	1.297
$a_a$ (m)	0.65
$b_a$ (m)	1.330
$u_{oa}$ (m)	0.005

(α)

$k_{H\mu}$ (kN/m)	74.40
$l_{H\mu}$ (m)	1.360
$a_\mu$ (m)	0.70
$b_\mu$ (m)	1.395
$u_{o\mu}$ (m)	0.005

(β)

Πιν.5.11. Στοιχεία μελών αρνητικής δυσκαμψίας

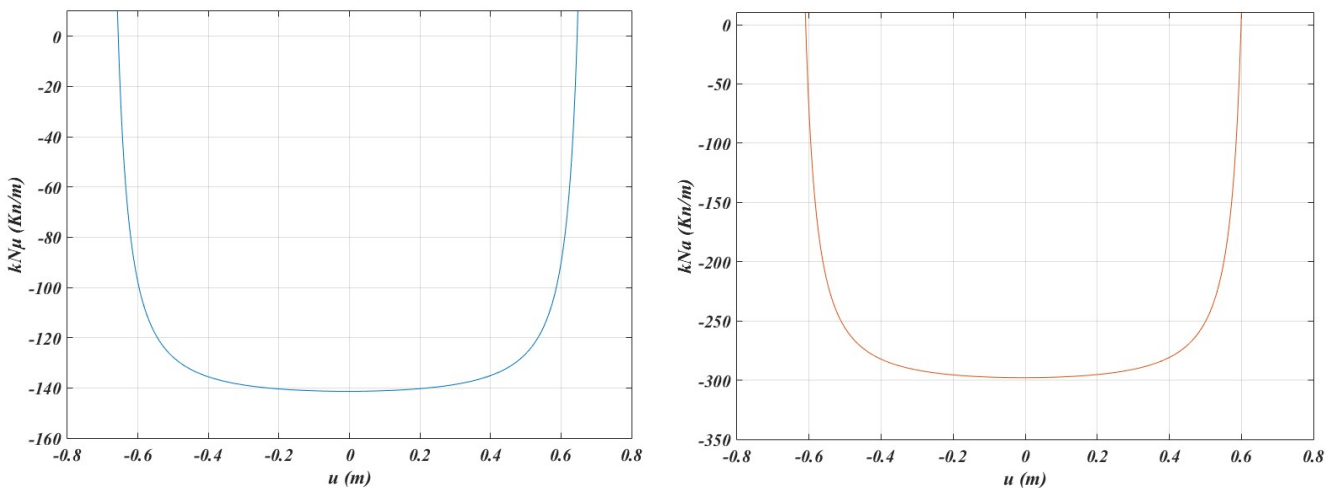
(α) ένα από τα οκτώ μέλη των ακροβάθρων (β) μέλος του μεσοβάθρου

Σύμφωνα με αυτές τις παραμέτρους, οι συναρτήσεις αρνητικής δυσκαμψίας των δύο συστημάτων προκύπτουν από την Εξ.(1.29),

$$k_{N\mu}(u) = -148.8 \left[ 1 - \frac{0.0172}{(0.49 - u^2 - 0.01u)^{1.5}} \right], u = u_{D\mu} - u_{pier} \quad (5.12\alpha)$$

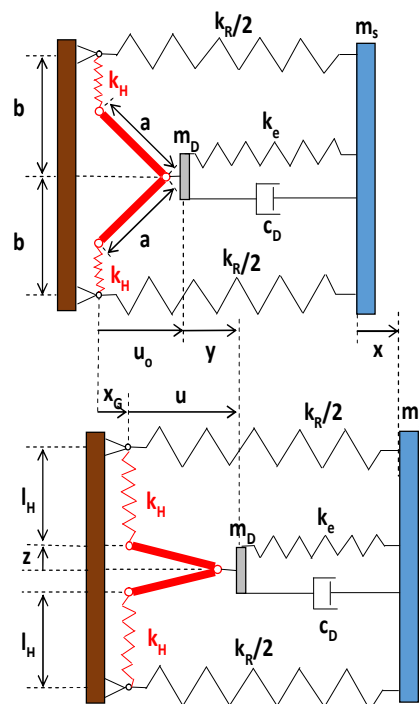
$$k_{N\alpha}(u) = -313.64 \left[ 1 - \frac{0.0137}{(0.42 - u^2 - 0.01u)^{1.5}} \right], u = u_{Da} \quad (5.12\beta)$$

τα αντίστοιχα διαγράμμάτα τους παρουσιάζονται στο Σχ.5.6.



(α) Μέλος μεσοβάθρου  
 (β) Ένα από τα οκτώ μέλη των ακροβάθρων  
 Σχ.5.6. Διαγράμματα Δυσκαμψίας-Μετατόπισης των μελών αρνητικής δυσκαμψίας

και η διάταξη της κάθε συσκευής KDamper παρουσιάζεται στο Σχ.5.7.



Σχ.5.7. Σχηματική αναπαράσταση της συσκευής KDamper

Εντέλει, τα προαναφερθέντα μητρώα δυσκαμψίας, το σταθερό και το μεταβλητό έχουν ως εξής,

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
29235.9	-170.7	-2957.3	-3506.8
-170.7	170.7	0	0
-2957.3	0	2957.3	0
-3506.8	0	0	76850.8

( $\alpha$ )[Κσταθερό (kN/m)]

<i>deck</i>	$\mu$	$\alpha$	<i>pier</i>
0	0	0	0
0	$k_{N\mu}(u_{D\mu}-u_{pier})$	0	$-k_{N\mu}(u_{D\mu}-u_{pier})$
0	0	$k_{N\alpha}(u_{Da})$	0
0	$-k_{N\mu}(u_{D\mu}-u_{pier})$	0	$k_{N\mu}(u_{D\mu}-u_{pier})$

( $\beta$ )[Κμεταβλητό (kN/m)]

Πιν.5.12. Μη γραμμικά μητρώα δυσκαμψίας ( $\alpha$ ) σταθερό ( $\beta$ ) μεταβλητό



## 6. Δυναμική ανάλυση των μοντέλων της κατασκευής

### 6.1. Τα είδη των αναλύσεων

Με τα ολοκληρωμένα πλέον μοντέλα της κατασκευής για τα εκάστοτε συστήματα σεισμικής μόνωσης, είναι δυνατή η δυναμική ανάλυσή τους και η σύγκριση της αποτελεσματικότητάς τους σε ότι αφορά την απορρόφηση των σεισμικών και δυναμικών δονήσεων. Η ανάλυση των συστημάτων αυτών περιλαμβάνει αρχικά την εύρεση των ιδιοπεριόδων της κάθε κατασκευής και στη συνέχεια υπολογίζεται ο ισοδύναμος συντελεστής απόσβεσης  $\zeta$ . Σε ότι αφορά τις φορτίσεις, το κάθε μοντέλο υποβάλλεται σε μία αρμονική φόρτιση με συχνότητα τέτοια ώστε να προκύπτει η μέγιστη απόκριση σύμφωνα με το φάσμα του. Επιπλέον, στη παρούσα ανάλυση θα εξεταστεί η απόκριση της κατασκευής σε σεισμική φόρτιση καθώς και σε μία δυναμική φόρτιση. Σχετικά με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, ιδιαίτερη έμφαση θα δοθεί στις χρονοϊστορίες της μετακίνησης και επιτάχυνσης της κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση και την πέδηση, στις διαφορές που παρατηρούνται μεταξύ των υπό μελέτη συστημάτων μόνωσης αλλά και στο πώς επηρεάζει η μη γραμμικότητα του KDamper τη συνολική απόκριση της κατασκευής. Επιπροσθέτως, θα πρέπει να υπολογιστεί και η ενέργεια που απορροφάται μέσω της απόσβεσης σε κάθε σύστημα κατά τη διάρκεια της αρμονικής φόρτισης.

### 6.2. Αρχικοί Υπολογισμοί

Αρχικά υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι για κάθε σύστημα μόνωσης οι οποίες προκύπτουν μέσω της Εξ.(6.1)

$$[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6.1)$$

και δίνουν τις ιδιοσυχνότητες  $\omega_i$  και κατά συνέπεια τις  $T_i$ ,

$$T_{bearing} = 1.46 \text{ sec}, F_{bearing} = 0.68 \text{ Hz}$$

$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)	$T_3$ (sec)	$T_4$ (sec)
3.28	1.77	1.39	0.10

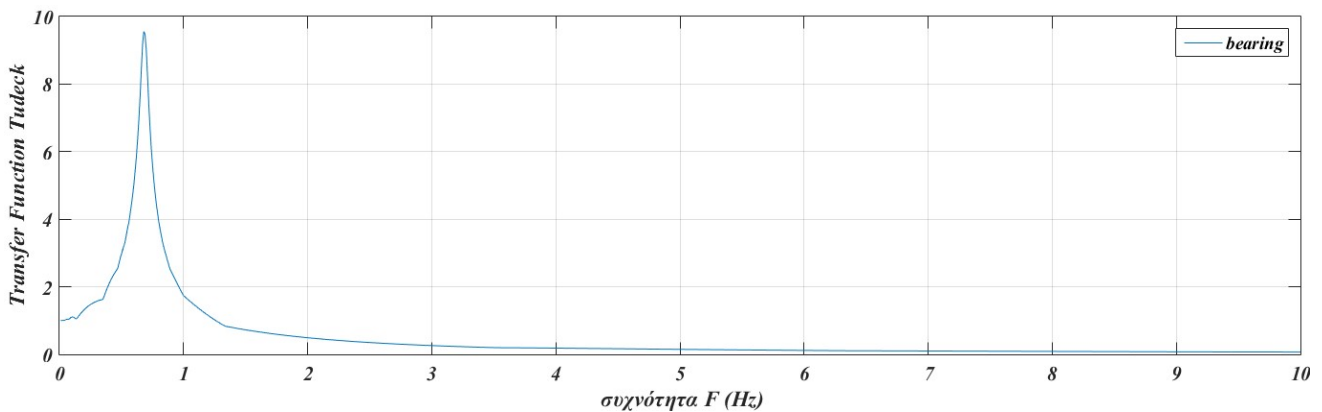
Πιν.6.1. Ιδιοπερίοδοι του μοντέλου Tuned Mass Damper

$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)	$T_3$ (sec)	$T_4$ (sec)
3.24	2.20	0.86	0.10

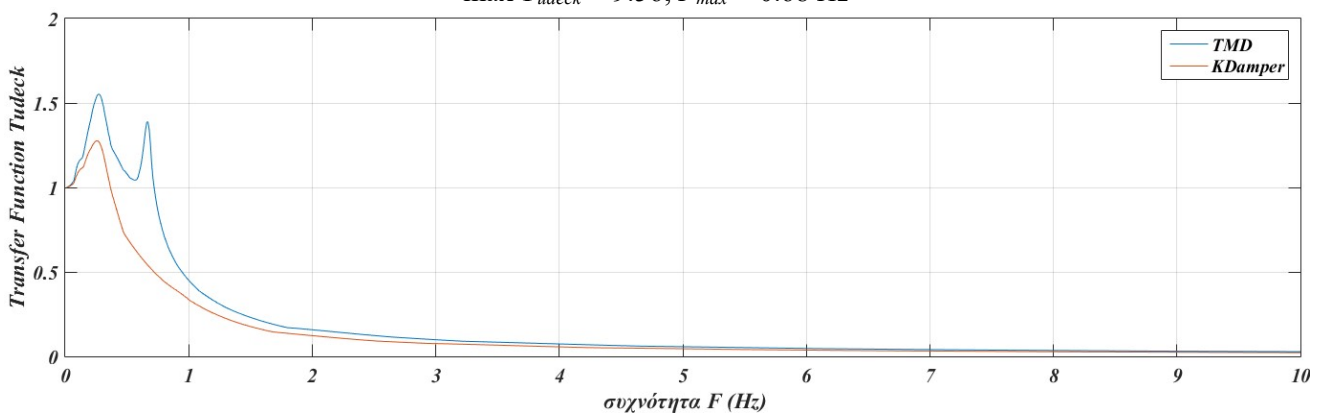
Πιν.6.2. Ιδιοπερίοδοι του μοντέλου KDamper

Σε ότι αφορά τα συστήματα KDamper και TMD, σύμφωνα με τους Πιν.6.2,1. παρατηρείται πως η πρώτη ιδιοπερίοδος του TMD είναι οριακά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του KDamper σε αντίθεση με τη δεύτερη και τρίτη οι οποίες παρουσιάζουν αισθητές μεταβολές. Και τα δύο συστήματα παρουσιάζουν μεγαλύτερη πρώτη ιδιοπερίοδο σε σχέση με το σύστημα των ελαστικών εφεδράνων.

Η συνέχεια της ανάλυσης περιλαμβάνει την εύρεση της Transfer Function των ελαστικών συστημάτων, πιο συγκεκριμένα, της Transfer Function του λόγου απόκρισης. Αυτές οι Transfer Functions σε αντίθεση με τις μεθόδους που έχουν ακολουθηθεί από τον Den Hartog[8] και από τον Antoniadis[5] παράγονται αριθμητικά μέσω της μεθόδου Newmark μέσης επιτάχυνσης λόγω της πολυπλοκότητας και των πολλαπλών συστημάτων μόνωσης. Αρχικά επιλέγεται το εύρος των συχνοτήτων που θα περιλαμβάνει η Transfer Function, καθώς και το βήμα αύξησης της συχνότητας. Στη συνέχεια, σε κάθε επανάληψη γίνεται η δυναμική ανάλυση του συστήματος με μία αρμονική φόρτιση με την εκάστοτε συχνότητα και με μέγεθος επιτάχυνσης τη μονάδα. Από τη χρονοϊστορία μετακινήσεων που προκύπτει επιλέγεται η μέγιστη και διαιρείται με τη στατική μετακίνηση δίνοντας τη μέγιστη τιμή του συντελεστή απόκρισης της κατασκευής για κάθε φόρτιση. Με βάση αυτή τη μεθοδολογία προκύπτουν τα παρακάτω φάσματα των προαναφερθέντων συστημάτων.



Σχ.6.1. Transfer Function μοντέλου εφεδράνων  
 $\max T_{udeck} = 9.56, F_{max} = 0.68 \text{ Hz}$



Σχ.6.2. Transfer Function μοντέλων Tuned Mass Damper και KDamper  
 TMD:  $\max T_{udeck} = 1.55, F_{max} = 0.27 \text{ Hz}$   
 KDamper:  $\max T_{udeck} = 1.27, F_{max} = 0.26 \text{ Hz}$



Στα διαγράμματα των Σχ.6.1,2 παρατηρείται πως τα συστήματα KDamper και TMD υπερτερούν σε μεγάλο βαθμό έναντι των κλασικών ελαστικών εφεδράνων. Συγκεκριμένα, η μέγιστη απόκριση των ελαστικών εφεδράνων είναι περίπου έξι φορές μεγαλύτερη από αυτή του TMD. Παρόλα αυτά, και τα δύο συστήματα KDamper και TMD παρουσιάζουν διαφορές καθώς η Transfer Function του TMD παρουσιάζει δύο αιχμές οι οποίες είναι και οι δύο μεγαλύτερες από τη μέγιστη τιμή του συστήματος KDamper. Επιπροσθέτως, οι συχνότητες στις οποίες μεγιστοποιούνται οι τιμές του φάσματος είναι παραπλήσιες αυτών που προέκυψαν από την ανάλυση των ιδιόμορφων για τις πρώτες ιδιόμορφες καθώς εκεί συντονίζονται τα συστήματα. Και τα δύο συστήματα που αξιοποιούν πρόσθετες μάζες έχουν μετακινήσει τα σημεία μέγιστης απόκρισης της κατασκευής προς τα αριστερά του πεδίου συχνοτήτων.

Με βάση τις συχνότητες μέγιστου λόγου απόκρισης που έχουν προκύψει από τα παραπάνω φάσματα, ορίζεται η αρμονική φόρτιση των συστημάτων και έχει μέγεθος τη μονάδα όπως στην ανάλυση των φασμάτων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί, πως το χρονικό βήμα της ανάλυσης καθώς και η χρονική στιγμή παύσης της ανάλυσης είναι άμεσα εξαρτώμενες από τη συχνότητα επιβολής της φόρτισης έτσι ώστε το σύστημα να 'προλάβει' να προσαρμοστεί στη φόρτιση, να υπολογιστεί το μόνιμο μέρος της ταλάντωσης αλλά και να υπάρχει επαρκής ευκρίνεια της απόκρισης. Στη παρούσα ανάλυση, ο υπολογισμός των μεταβλητών αυτών παρουσιάζεται παρακάτω

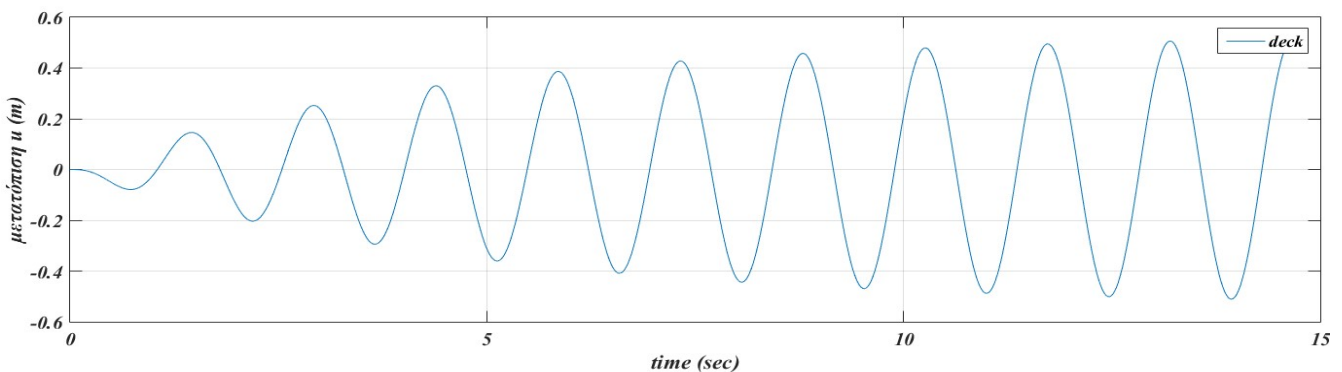
$$t_0 = 0, t_{end} = 10 / f_{load} \quad (6.2)$$

$$dt = 0.001 / f_{load} \quad (6.3)$$

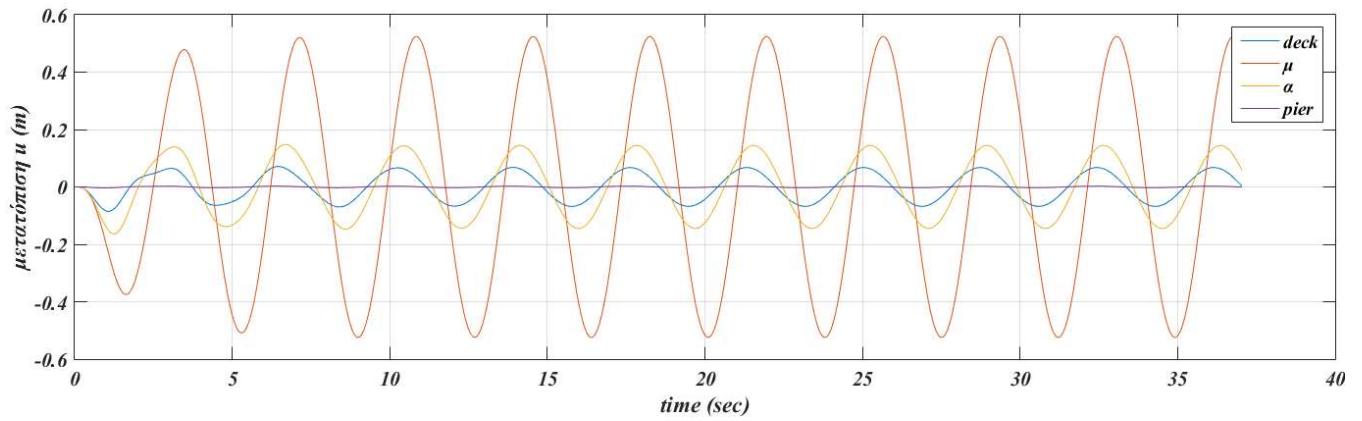
και η αντίστοιχη αρμονική φόρτιση των συστημάτων είναι η εξής ,

$$A_G = 1 \sin(2\pi f_{load} t) \quad (6.4)$$

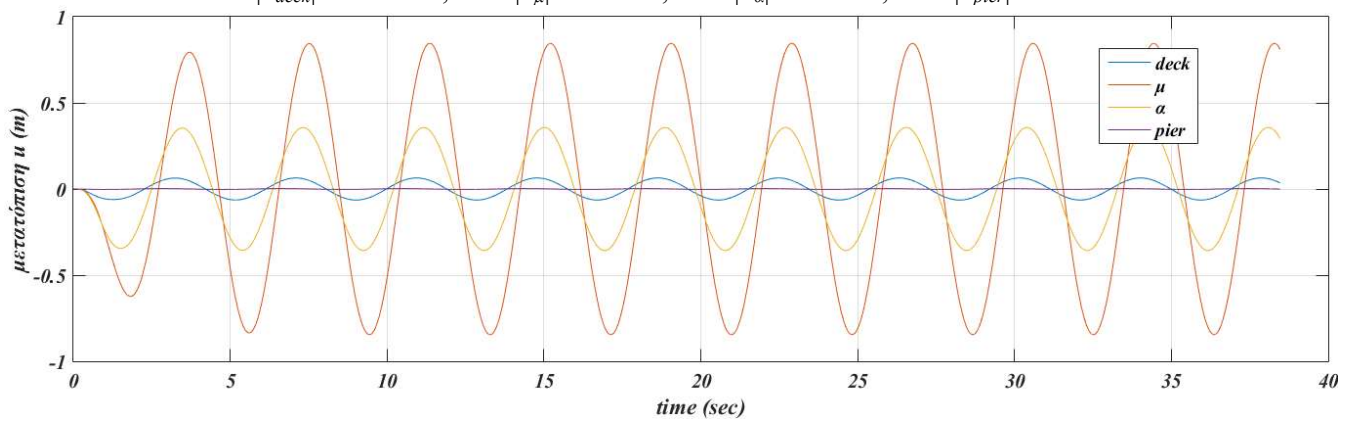
με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες μετακινήσεων και επιταχύνσεων των Σχ.6.3. και Σχ.6.4. αντίστοιχα.



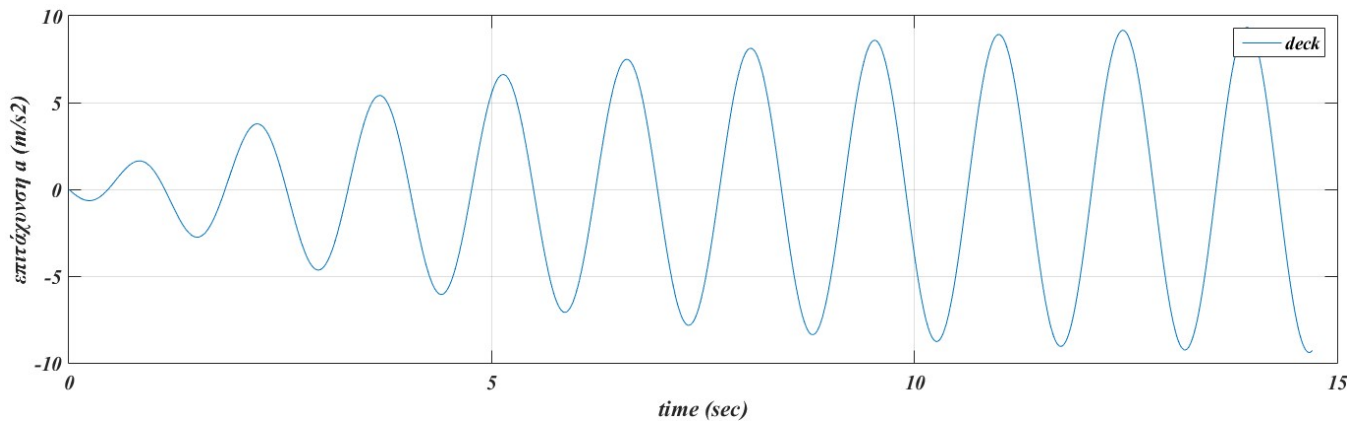
(α) Μονοβάθμιο σύστημα εφεδράνων  
 $\max |u_{deck}| = 0.51 \text{ m}$



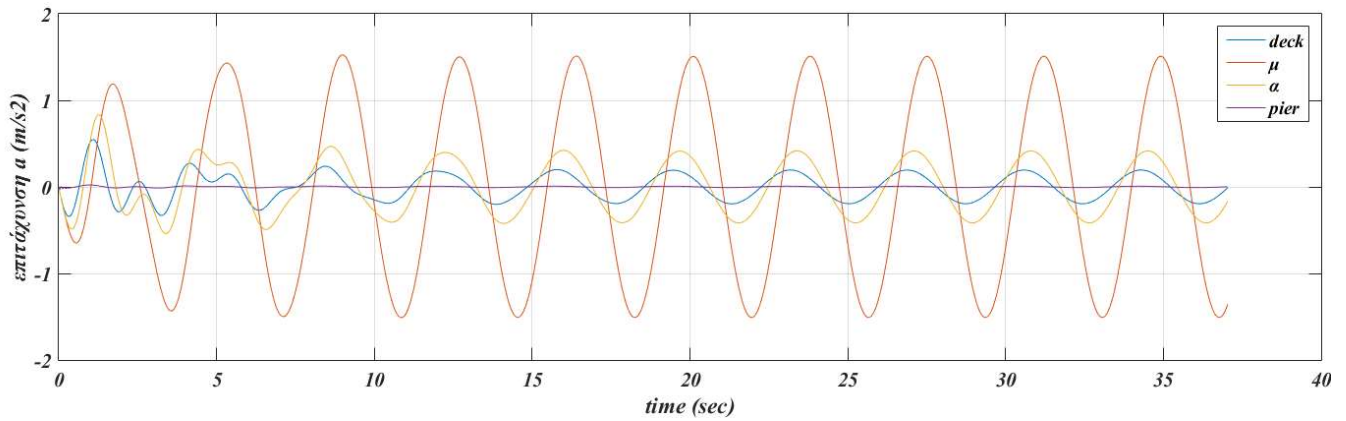
(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper  
 $\max |u_{deck}| = 0.071 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.52 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.15 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.0034 \text{ m}$



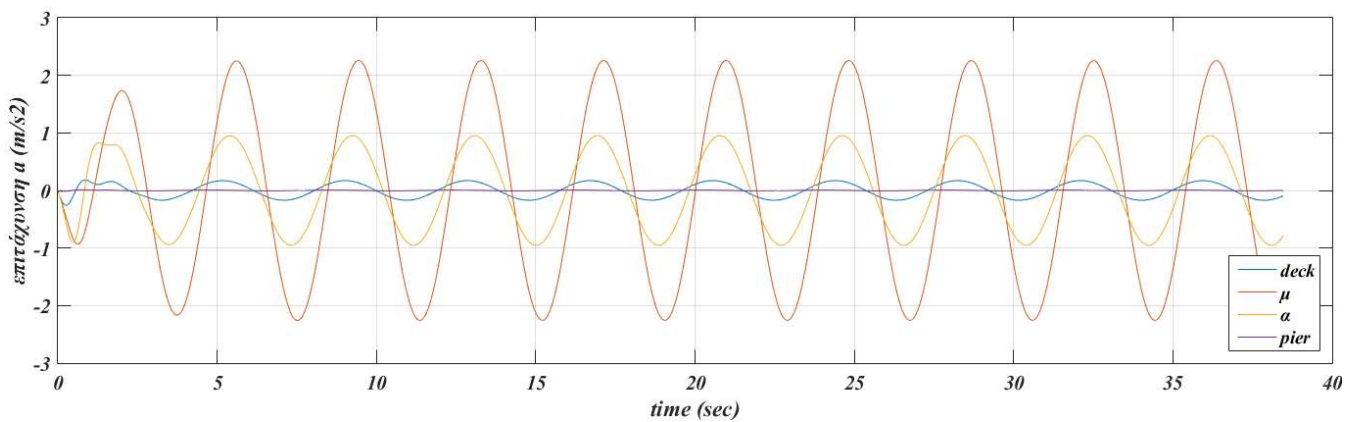
(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper  
 $\max |u_{deck}| = 0.064 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.84 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.36 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.0025 \text{ m}$   
 Σχ.6.3. Χρονοϊστορίες μετατοπίσεων των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής υπο αρμονική φόρτιση



(α) Μονοβάθμιο σύστημα εφεδράνων  
 $\max |a_{deck}| = 9.33 \text{ m/s}^2$



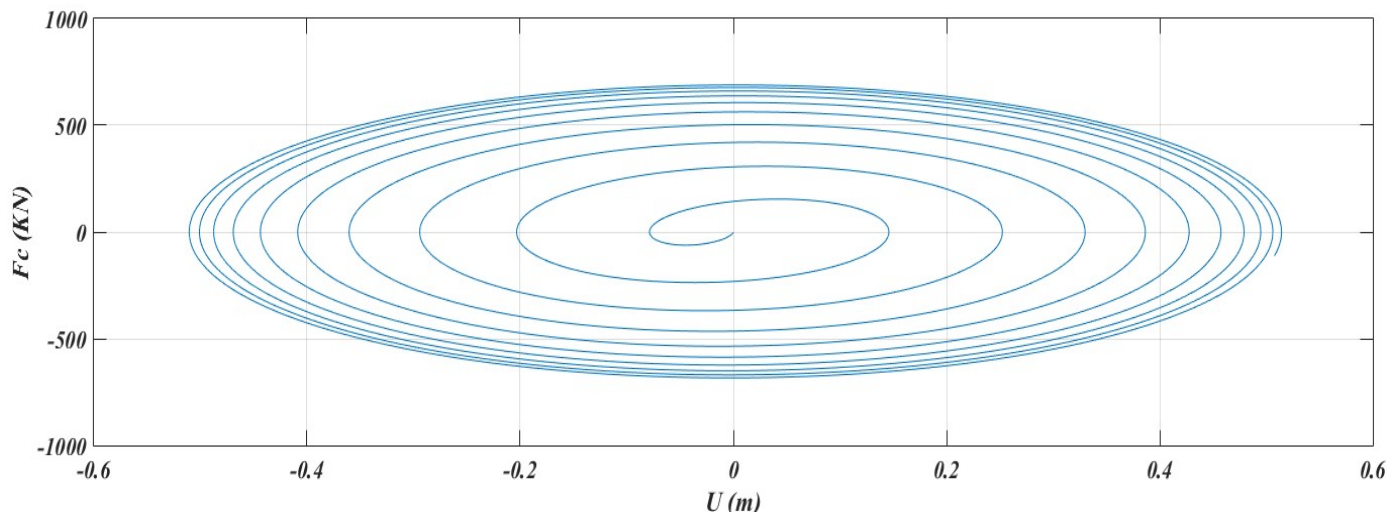
(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper  
 $\max |a_{deck}| = 0.55 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{\mu}| = 1.52 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{\alpha}| = 0.83 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{pier}| = 0.03 \text{ m/s}^2$



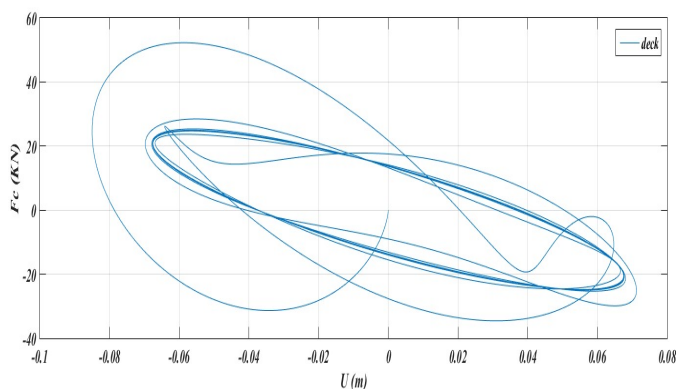
(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper  
 $\max |a_{deck}| = 0.26 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{\mu}| = 2.26 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{\alpha}| = 0.95 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{pier}| = 0.03 \text{ m/s}^2$

Σχ.6.4. Χρονοϊστορίες σχετικών επιταχύνσεων των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής υπο αρμονική φόρτιση.

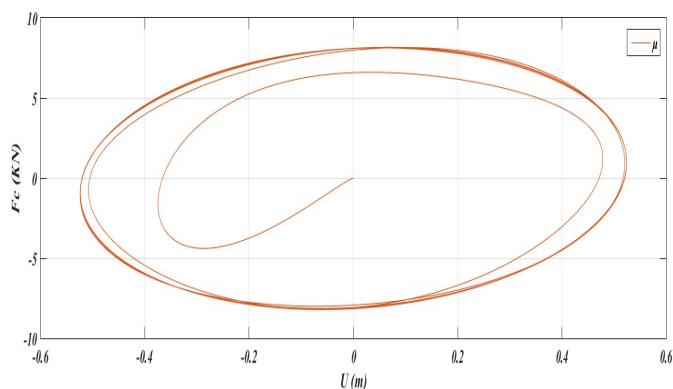
Από τις χρονοϊστορίες αυτές, παρατηρείται πως τα συστήματα TDM και KDamper όντως εξασφαλίζουν την καλύτερη μόνωση του καταστρώματος της γέφυρας (έως και τέσσερις φορές) σε αντίθεση με τα ελαστικά εφέδρανα καθώς η ενέργεια συγκεντρώνεται στις πρόσθετες μάζες. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, οι μάζες αυτές να δέχονται τα μεγαλύτερα μεγέθη της ταλάντωσης σε ό,τι αφορά τη μετακίνηση, την ταχύτητα και την επιτάχυνση. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να αποτελέσει ένα περιοριστικό παράγοντα στην εφαρμογή τέτοιων συστημάτων σε μία κατασκευή καθώς θα πρέπει να εξασφαλίζεται ο απαιτούμενος χώρος για την ταλάντωση των πρόσθετων μαζών. Με τη σύγκριση των συστημάτων TMD και KDamper παρατηρείται πως το σύστημα του KDamper εξασφαλίζει μικρότερη μετατόπιση καταστρώματος εμφανίζοντας ωστόσο μεγαλύτερες επιταχύνσεις στις πρόσθετες μάζες. Συνεπώς, αποδεικνύεται και με αριθμητικά δεδομένα πως μέσω της προσθήκης του μέλους αρνητικής δυσκαμψίας το σύστημα του KDamper συγκεντρώνει πιο αποτελεσματικά τη σεισμική ενέργεια στους πρόσθετους βαθμούς ελευθερίας. Για την καλύτερη εποπτεία αυτής της ιδιότητας, στα Σχ.6.5-7. παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύναμης απόσβεσης-μετατόπισης του βαθμού ελευθερίας κάθε συστήματος.



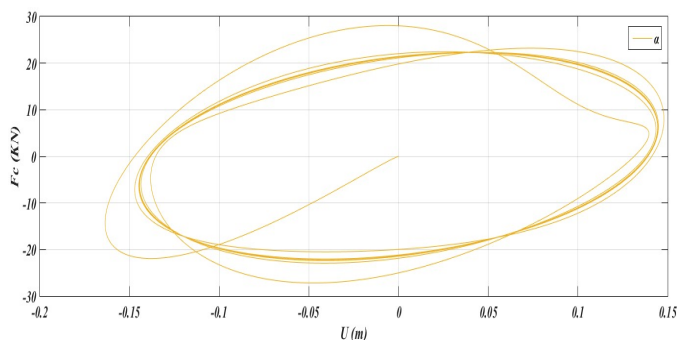
Σχ.6.5. Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου αποσβεστήρα του μονοβαθμίου συστήματος εφεδράνων.  
 $\max|F_c| = 688.8 \text{ kN}$ ,  $\max|u_{deck}| = 0.51 \text{ m}$



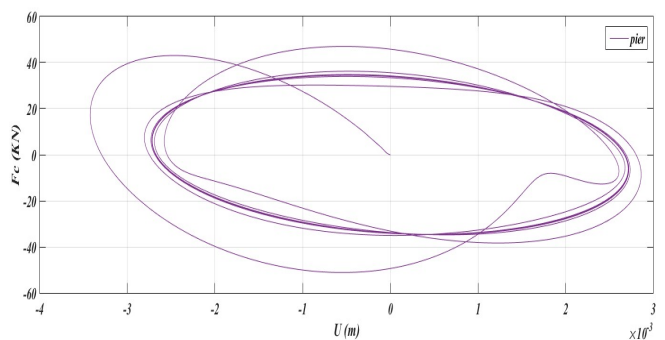
(α) Βαθμός ελευθερίας καταστρώματος  
 $\max|F_c| = 25.3 \text{ kN}$   $\max|u_{deck}| = 0.068 \text{ m}$



(β) Βαθμός ελευθερίας μονωτήρα μεσοβάθρου  
 $\max|F_c| = 8.15 \text{ kN}$   $\max|a_\mu| = 0.524 \text{ m}$

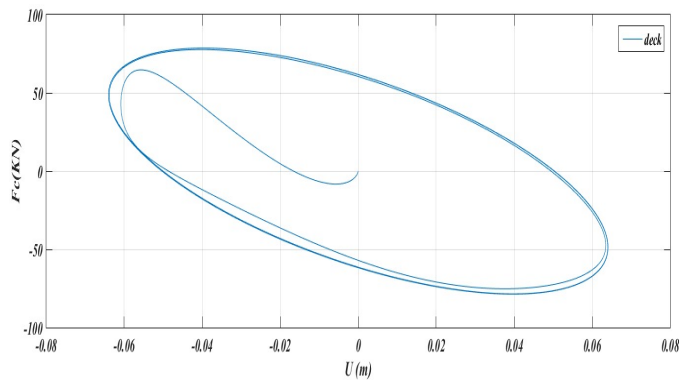


(γ) Βαθμός ελευθερίας ισοδύναμου μονωτήρα ακροβάθρου  
 $\max|F_c| = 22.27 \text{ kN}$   $\max|a_a| = 0.145 \text{ m}$

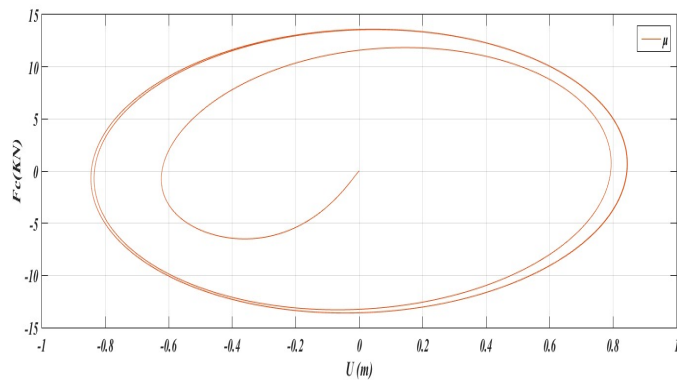


(δ) Βαθμός ελευθερίας μεσοβάθρου  
 $\max|F_c| = 36.24 \text{ kN}$   $\max|a_{pier}| = 2.7 \text{ mm}$

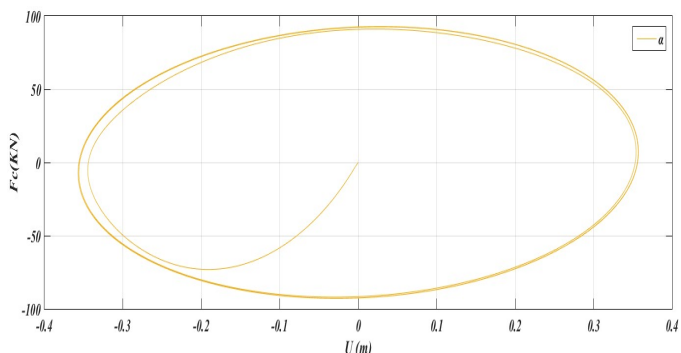
Σχ.6.6. Διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης των αποσβεστήρων του συστήματος Tuned Mass Damper



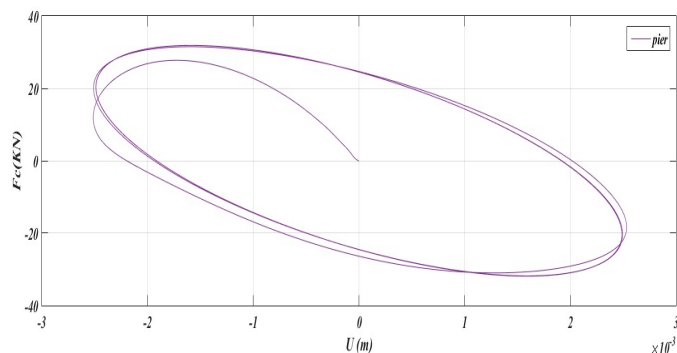
(α) Βαθμός ελευθερίας καταστρώματος  
 $\max|F_c| = 78.63 \text{ kN}$   $\max |u_{deck}| = 0.064 \text{ m}$



(β) Βαθμός ελευθερίας μονωτήρα μεσοβάθρου  
 $\max|F_c| = 13.6 \text{ kN}$   $\max |a_{\mu}| = 0.845 \text{ m}$



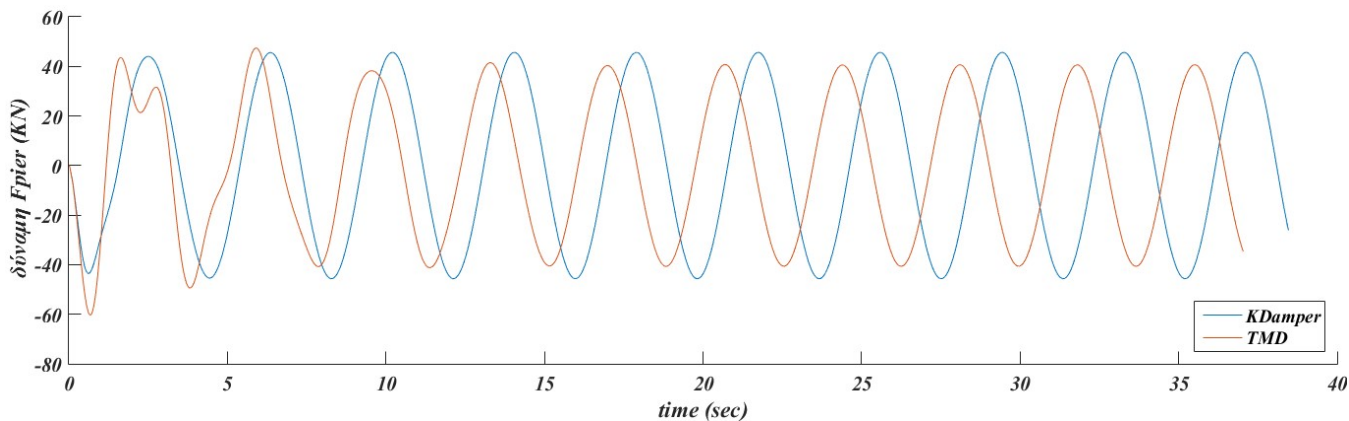
(γ) Βαθμός ελευθερίας ισοδύναμου μονωτήρα ακροβάθρου  
 $\max|F_c| = 92.8 \text{ kN}$   $\max |a_{\alpha}| = 0.357 \text{ m}$



(δ) Βαθμός ελευθερίας του μεσοβάθρου  
 $\max|F_c| = 31.87 \text{ kN}$   $\max |a_{pier}| = 2.51 \text{ mm}$

Σχ.6.7. Διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης των αποσβεστήρων του συστήματος KDamper.

Μέσω των διαγραμμάτων αυτών είναι εμφανές πως το σύστημα του KDamper σκεδάζει περισσότερη ενέργεια από το σύστημά TMD καθώς και στις δύο πρόσθετες μάζες οι βρόγχοι απόσβεσης που διαγράφονται παρουσιάζουν αυξημένη δύναμη απόσβεσης αλλά και μεγάλες μετατοπίσεις με αποτέλεσμα να διαγράφεται μεγαλύτερο εμβαδό. Κατά συνέπεια, οι πρόσθετοι βαθμοί ελευθερίας του KDamper αποσβένουν περισσότερη ενέργεια και εξασφαλίζουν καλύτερη μόνωση στην κατασκευή.



Σχ.6.8. Χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης δύναμης του μεσοβάθρου της γέφυρας.  
 KDamper:  $\max|F_{pier}| = 45.64 \text{ kN}$ , TMD:  $\max |F_{pier}| = 40.62 \text{ kN}$



Ωστόσο σύμφωνα με το Σχ.6.8. κατά την αρμονική φόρτιση των συστημάτων KDamper και TMD στο μόνιμο μέρος της ταλάντωσης παρατηρείται πως η εφαρμογή του συστήματος του KDamper προκαλεί μεγαλύτερη καταπόνηση του μεσοβάθρου σε ό,τι αφορά τη δύναμη που αναπτύσσεται.

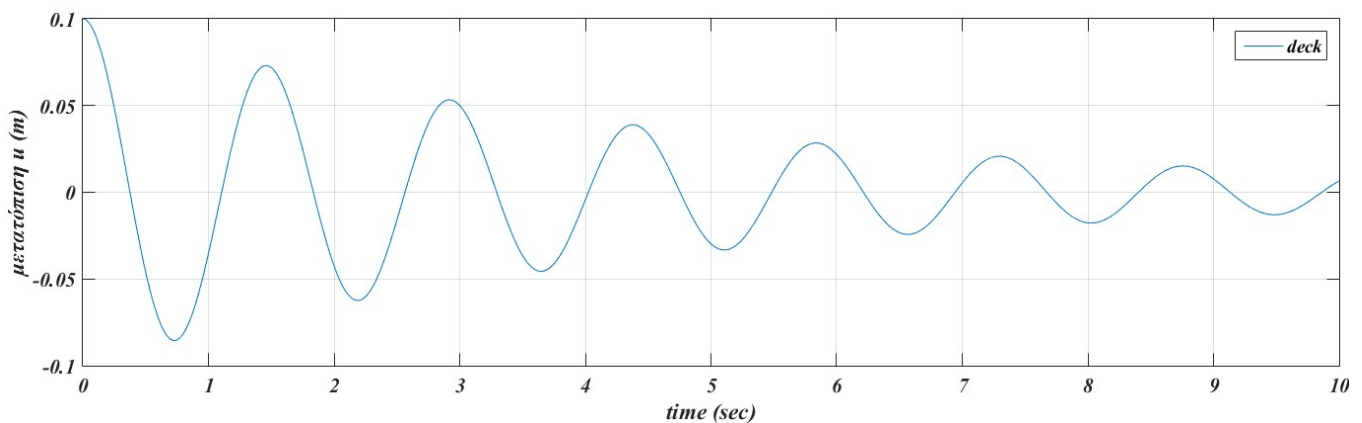
Πέρα από το παραπάνω είδος φόρτισης, για την καλύτερη διερεύνηση του κάθε συστήματος σεισμικής μόνωσης επιδιώκεται και η εύρεση του συντελεστή απόσβεσης του καταστρώματος της γέφυρας. Ωστόσο η αναλυτική εύρεση αυτής της παραμέτρου στα πολυβάθμια συστήματα, χαρακτηρίζεται από ιδιαίτερη δυσκολία. Για το λόγο αυτό, θα αξιοποιηθούν και πάλι αριθμητικές μέθοδοι για την εύρεση του. Συγκεκριμένα, για την εύρεση της τιμής της παραμέτρου αυτής τίθεται στο σύστημα μία αρχική μετατόπιση του πρώτου βαθμού ελευθερίας (του καταστρώματος) και στη συνέχεια γίνεται η ανάλυση της ταλάντωσης. Μετά το πέρας της ανάλυσης, βρίσκεται η αμέσως επόμενη τιμή της μέγιστης και ίδιας φοράς μετατόπισης και με βάση αυτές τις δύο τιμές εξάγεται η τιμή του συντελεστή απόσβεσης  $\zeta$  του συστήματος σύμφωνα με την Εξ.(6.5).

$$\ln \left[ \frac{u_s(t)}{u_s(t+T)} \right] = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (6.5)$$

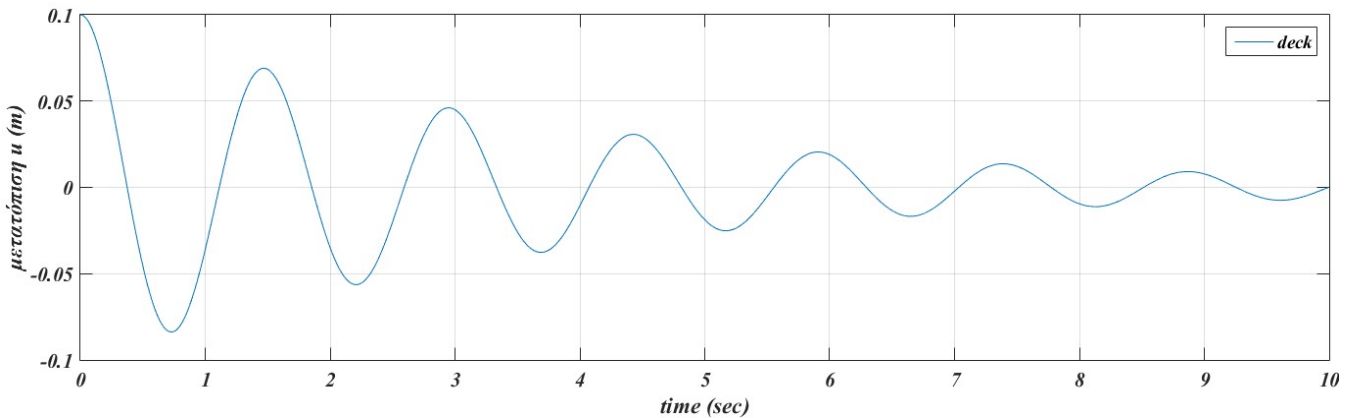
και θέτοντας ως αρχική μετατόπιση του καταστρώματος

$$u_{deck} = 0.1 \text{ m}$$

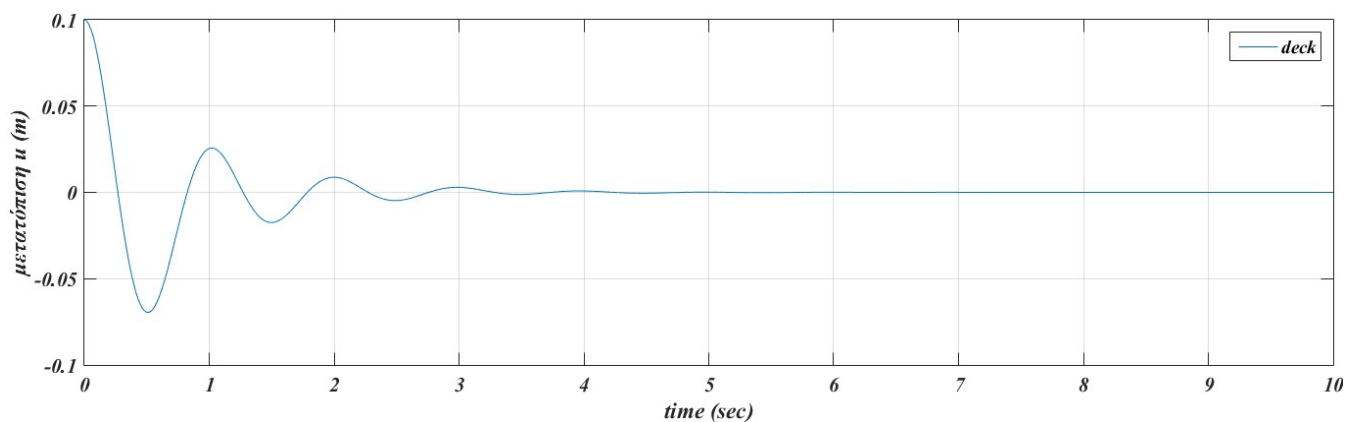
προκύπτουν τα ακόλουθα διαγράμματα του Σχ.6.9.,



(α) Μονοβάθμιο σύστημα εφεδράνων



(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper



(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper

Σχ.6.9 Χρονοϊστορίες μετατόπισης βαθμού ελευθερίας του καταστρώματος υπο ελεύθερη ταλάντωση για αρχική μετατόπιση  $u_0 = 0.1 \text{ m}$

καθώς και οι ακόλουθες τιμές του συντελεστή απόσβεσης,

$$\zeta_{bearing} = 0.05, \zeta_{TMD} = 0.056, \zeta_{KDamper} = 0.11 \quad (6.6)$$

Βάσει των παραπάνω αποτελεσμάτων, η τιμή του συντελεστή απόσβεσης των ελαστικών εφεδράνων ήταν αναμενόμενη καθώς με βάση αυτή είχε οριστεί η απόσβεση της κατασκευής εξαρχής κατά τη διαδικασία της μοντελοποίησης και είναι μία ένδειξη της καλής λειτουργίας της μεθόδου. Από εκεί και πέρα ο συντελεστής απόσβεσης είναι μέγιστος στο σύστημα του KDamper και μάλιστα διπλάσιος του συστήματος TMD. Επιπλέον, σύμφωνα με τα διαγράμματα του Σχ.6.9. το σύστημα του KDamper επαναφέρει το κατάστρωμα της γέφυρας σε ηρεμία σε πολύ μικρότερο χρονικό διάστημα σε σχέση με τα άλλα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Ωστόσο το κόστος αυτής της αυξημένης απόσβεσης του KDamper είναι και πάλι οι μεγάλες ταλαντώσεις των εσωτερικών βαθμών ελευθερίας του συστήματος.

### 6.3. Ανάλυση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης μέσω του φάσματος του Ευρωκώδικα

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο, αρχικά βρίσκεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κάθε συστήματος για την οποία προκύπτει η αντίστοιχη μέγιστη ελαστική επιτάχυνσή του βάσει του φάσματος και ανάλογα με το συντελεστή απόσβεσης. Με βάση τη μέγιστη επιτάχυνση, η μέγιστη μετακίνηση του συστήματος προκύπτει σύμφωνα με τις Εξ.(6.7)

$$T_c \leq T_{eff} < T_D, \quad S_e = S \cdot a_g \cdot n_{eff} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T_{eff}}, \quad d_{cd} = \frac{T_{eff}}{T_c} \cdot d_c \quad (6.7\alpha)$$

$$T_D \leq T_{eff}, \quad S_e = S \cdot a_g \cdot n_{eff} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c \cdot T_D}{T_{eff}^2}, \quad d_{cd} = \frac{T_D}{T_c} \cdot d_c \quad (6.7\beta)$$

Σχετικά με την ανάλυση του ελαστοπλαστικού μοντέλου αυτή γίνεται σύμφωνα με την επαναληπτική μέθοδο που αναφέρεται στις σημειώσεις του Ι.Ψυχάρη[20]. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο, αρχικά υπολογίζονται οι ελαστικές μετακινήσεις των εφεδράνων από την αρχική δυσκαμψία και ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Από αυτές τις μετακινήσεις, υπολογίζονται οι αντίστοιχες αναπτυσσόμενες δυνάμεις των εφεδράνων και η αντίστοιχη ισοδύναμη δυσκαμψία ( $K_{eff}$ ), ιδιοπερίοδος ( $T_{eff}$ ) και απόσβεση ( $\zeta_{eff}$ ) της κατασκευής. Τα μεγέθη αυτά συνεπάγονται καινούριες μέγιστες επιταχύνσεις και μετατοπίσεις του φορέα με αποτέλεσμα την επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την σύγκλιση των αποτελεσμάτων.

Εν τέλει τα αποτελέσματα της ανάλυσης του μοντέλου παρουσιάζονται στον Πιν.6.4. ενώ το φάσμα που χρησιμοποιήθηκε στον Πιν.6.3.

Τύπος εδάφους	Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma$	Εδαφική επιτάχυνση $a_{gr}$ (g)
B	1.4	0.36

Πιν.6.3. Δεδομένα φάσματος Ευρωκώδικα

	KDamper	Ελαστικά εφέδρανα	Ελαστοπλαστικά εφέδρανα
$T_l$ (sec)	3.24	1.460	4.017
$\zeta_{eff}$	0.11	0.05	0.08
$n$	0.791	1.000	0.869
$T_d$ (sec)	3.260	1.462	4.017
$Se(T)$ (m/s <sup>2</sup> )	1.406	5.172	1.018
$D_c$	0.076	0.096	0.083
$D_{cd}$ (m)	0.378	0.280	0.416
$\alpha_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	0.1	5.172	1.018
$U_{max}$ (m)	0.023	0.280	0.416

Πιν.6.4. Αποτελέσματα ανάλυσης με το φάσμα του Ευρωκώδικα

Από την ανάλυση των παραπάνω συστημάτων σεισμικής μόνωσης, παρατηρείται πως το σύστημα KDamper παρουσιάζει τη μικρότερη μέγιστη μετακίνηση καταστώματος αλλά

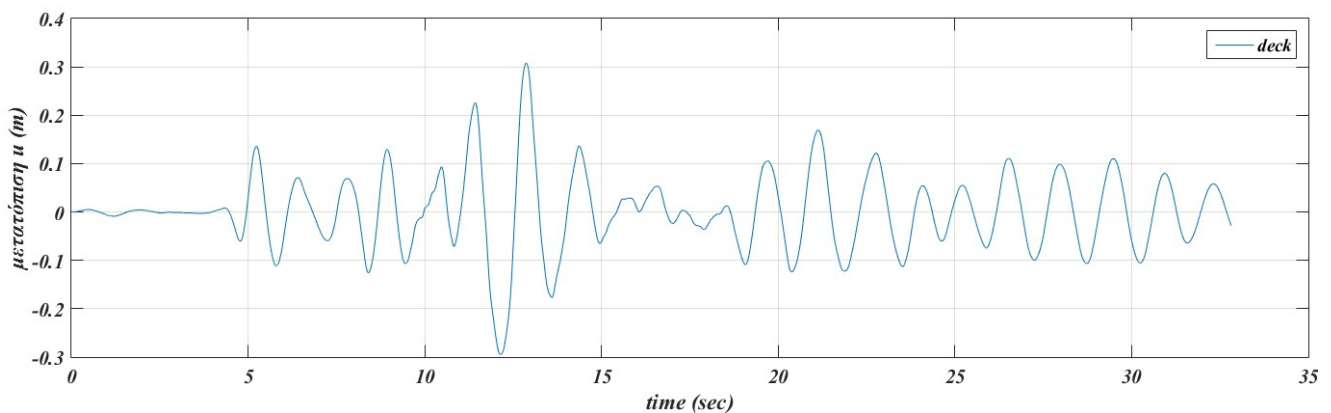
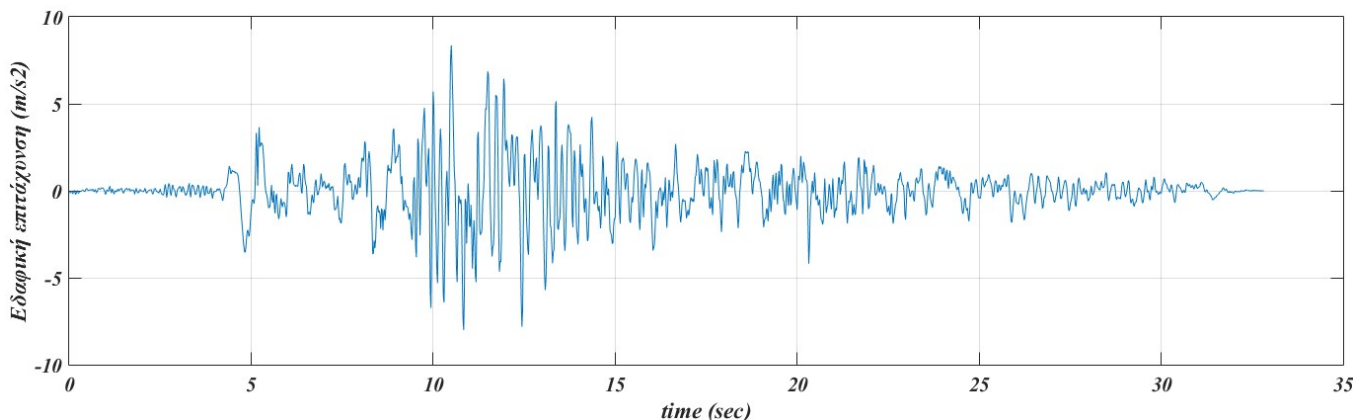


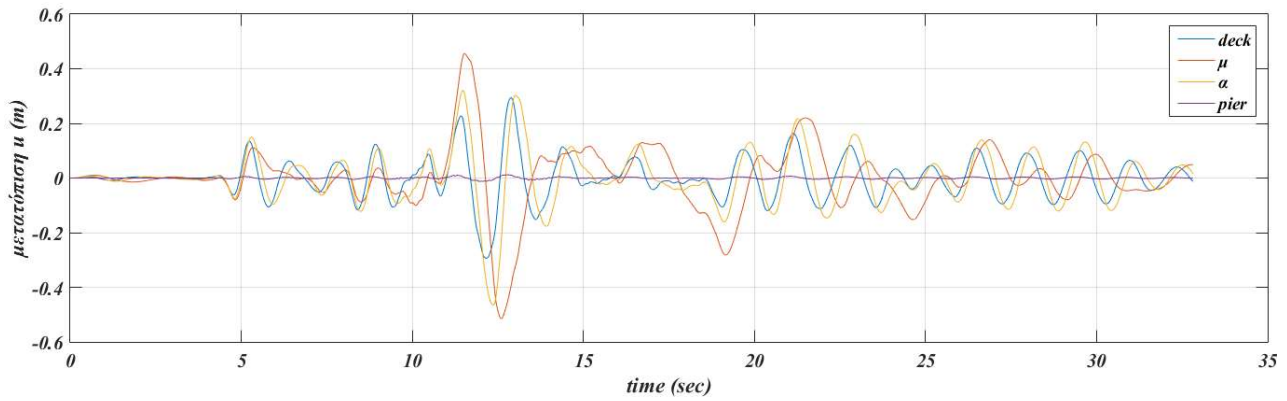
και τη μικρότερη μέγιστη επιτάχυνση, οι οποίες είναι μία τάξη μεγέθους μικρότερες από τις αντίστοιχες των υπόλοιπων συστημάτων.

#### 6.4. Απόκριση των συστημάτων σε σεισμική φόρτιση

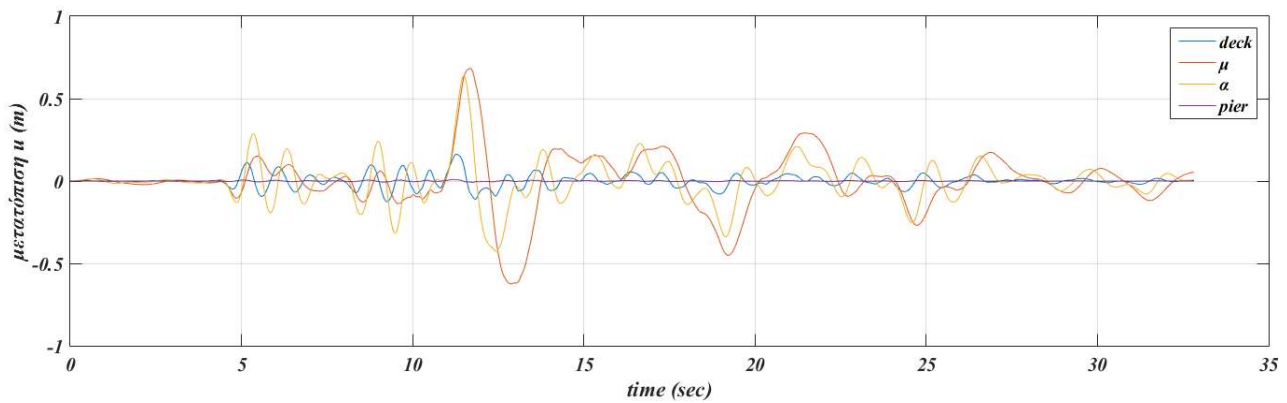
Μέχρι αυτό το σημείο της μελέτης, έχουν βρεθεί κάποια σταθερά χαρακτηριστικά του κάθε συστήματος και έχουν διευκρινιστεί οι αρχές λειτουργίας του καθενός. Ωστόσο οι παραπάνω φορτίσεις δεν ανταποκρίνονται στη πραγματικότητα με αποτέλεσμα να μην υπάρξει μία σαφής ένδειξη της αποτελεσματικότητας του κάθε συστήματος σε πραγματικές συνθήκες. Για το λόγο αυτό, είναι αναγκαία η μελέτη των συστημάτων αυτών σε συνθήκες σεισμικής διέγερσης αλλά και σε συνθήκες δυναμικών φορτίσεων που μπορούν να προκύψουν κατά τη διάρκεια ζωής της γέφυρας.

Αρχικά, θα μελετηθεί μία σεισμική φόρτιση η οποία προέρχεται από το σεισμό του Tabas στο Ιράν, του οποίου το επιταχυνσιογράφημα παρουσιάζεται στο Σχ.6.10. Η σεισμική αυτή δράση επηρεάζει όλους τους βαθμούς ελευθερίας του συστήματος και μέσω αριθμητικής ανάλυσης προκύπτουν οι χρονοϊστορίες μετακινήσεων και επιταχύνσεων του κάθε συστήματος όπως φαίνεται στα Σχ.6.11-13.



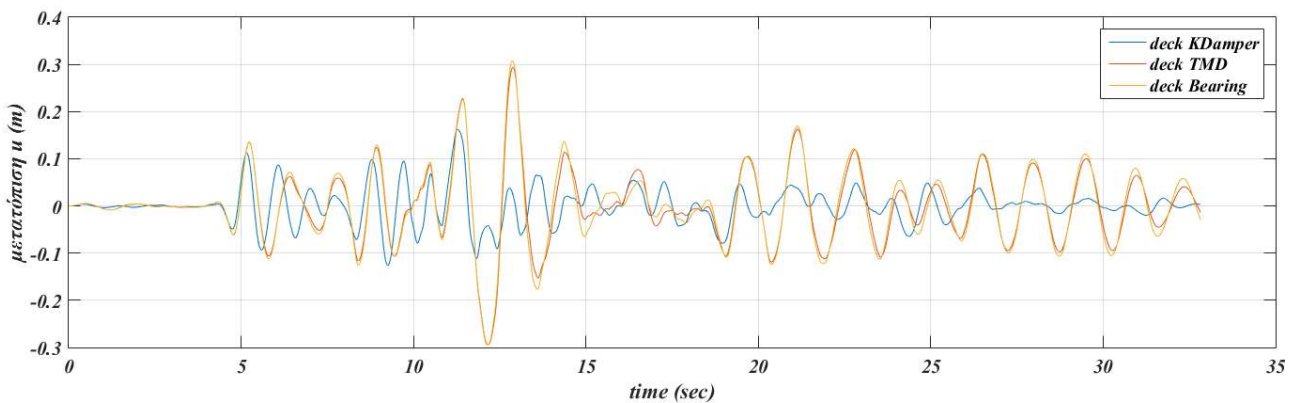


(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper  
 $\max |u_{deck}| = 0.29 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.51 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.46 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.013 \text{ m}$

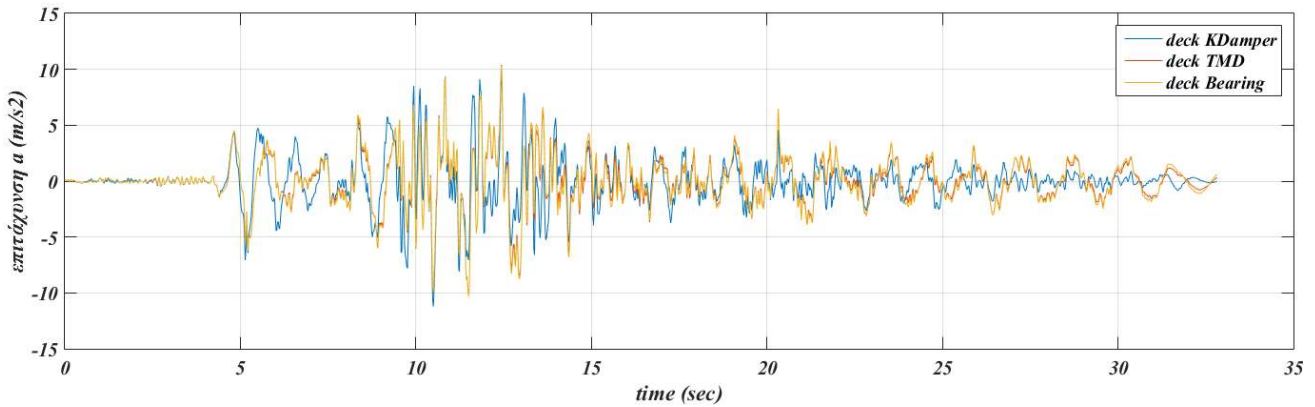


(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper  
 $\max |u_{deck}| = 0.16 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.68 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.64 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.009 \text{ m}$

Σχ.6.11. Χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής υπό τη σεισμική φόρτιση TABAS

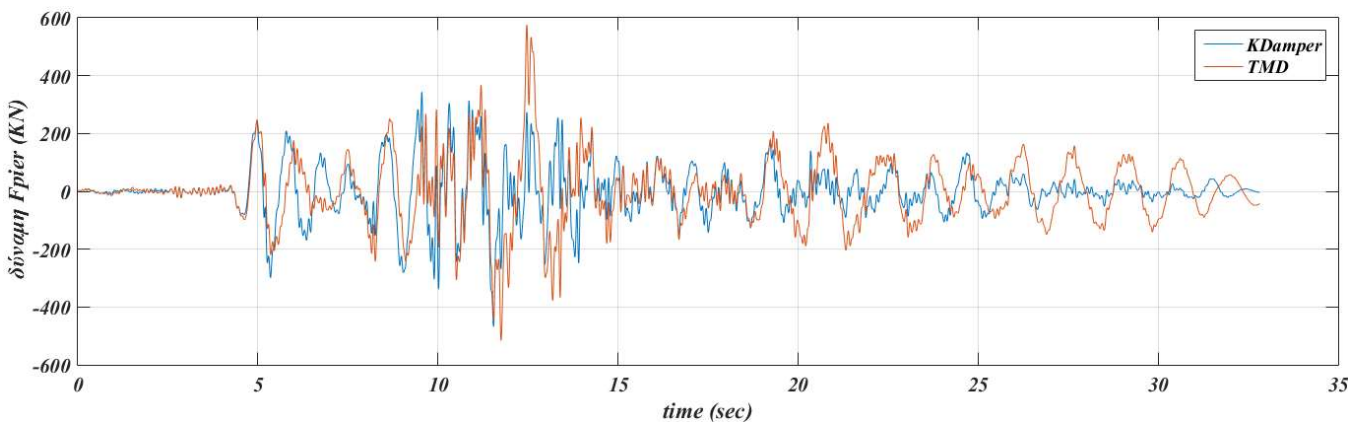


Σχ.6.12. Χρονοϊστορία σχετικής μετατόπισης του καταστρώματος της γέφυρας κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης για κάθε σύστημα μόνωσης.  
 KDamper:  $\max |u_{deck}| = 0.16 \text{ m}$ , TMD:  $\max |u_{deck}| = 0.29 \text{ m}$ , Bearing:  $\max |u_{deck}| = 0.31 \text{ m}$



Σχ.6.13. Χρονοϊστορία σχετικής επιτάχυνσης του καταστρώματος της γέφυρας κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης για κάθε σύστημα μόνωσης.  
 KDamper:  $\max |a_{deck}| = 11.21 \text{ m/s}^2$ , TMD:  $\max |a_{deck}| = 10.39 \text{ m/s}^2$ , Bearing:  $\max |a_{deck}| = 10.33 \text{ m/s}^2$

Σύμφωνα με τα παραπάνω διαγράμματα, φαίνεται πως κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης το σύστημα του KDamper εμφανίζει την ελάχιστη μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας με τις μετακινήσεις του μονοβάθμιου συστήματος αλλά και του TMD να είναι σχεδόν 50% μεγαλύτερες. Ωστόσο, και σε αυτή τη φόρτιση, παρατηρούνται αυξημένες μετατοπίσεις των εσωτερικών βαθμών ελευθερίας του συστήματος του KDamper οι οποίες είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες μετατοπίσεις του TMD.

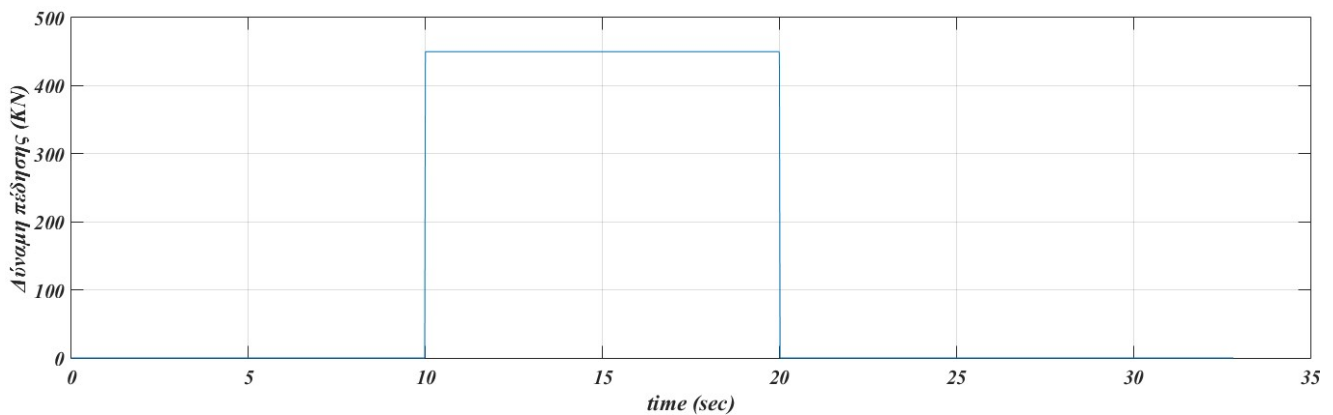


Σχ.6.14. Χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης δύναμης του μεσοβάθρου κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης TABAS για το σύστημα KDamper και Tuned Mass Damper.  
 KDamper:  $\max |F_{pier}| = 343.5 \text{ kN}$ , TMD:  $\max |F_{pier}| = 576.4 \text{ kN}$

Σε ότι αφορά τη φόρτιση του μεσοβάθρου από το Σχ.6.14. παρατηρείται πως σε αντίθεση με την αρμονική φόρτιση στη συγκεκριμένη περίπτωση το μεσόβαθρο της κατασκευής δέχεται μικρότερη δύναμη με την εφαρμογή του συστήματος KDamper σε σχέση με το TMD.

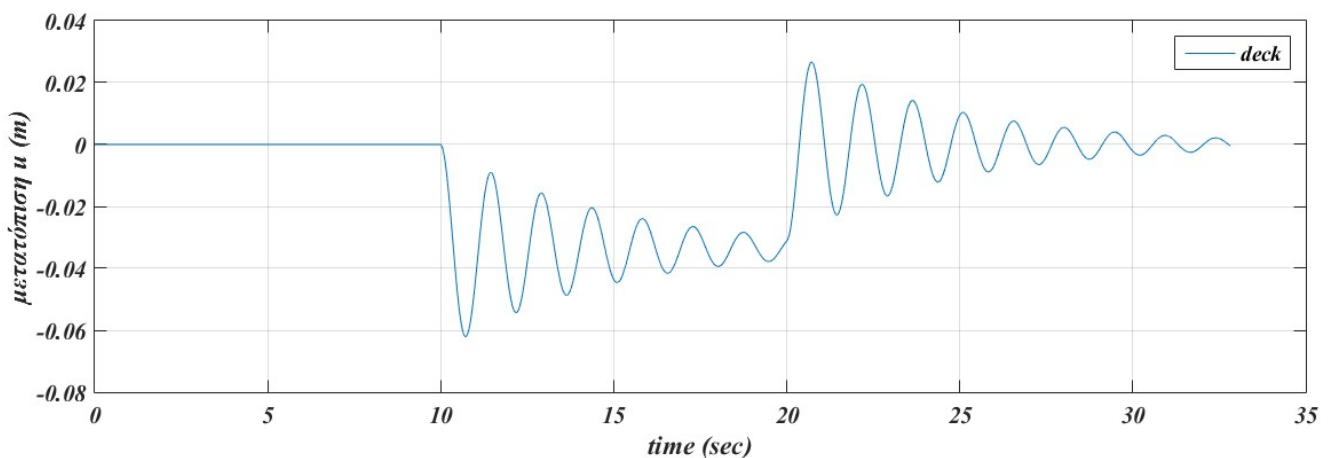
## 6.5. Απόκριση των συστημάτων μόνωσης σε δυναμική φόρτιση

Σχετικά με τη δυναμική φόρτιση λειτουργίας της κατασκευής, θεωρείται πως ένα όχημα αναγκάζεται να σταματήσει απότομα καθώς διέρχεται πάνω από τη γέφυρα. Η μάζα του οχήματος κατά τη διάρκεια της πέδησης, δημιουργεί μία αδρανειακή φόρτιση στο κατάστρωμα της γέφυρας που έχει τη μορφή μίας βηματικής συνάρτησης. Κατά τη πέδηση του οχήματος το κατάστρωμα δέχεται μία δύναμη  $F = 450 \text{ kN}$  και η χρονοϊστορία της φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχ.6.15.

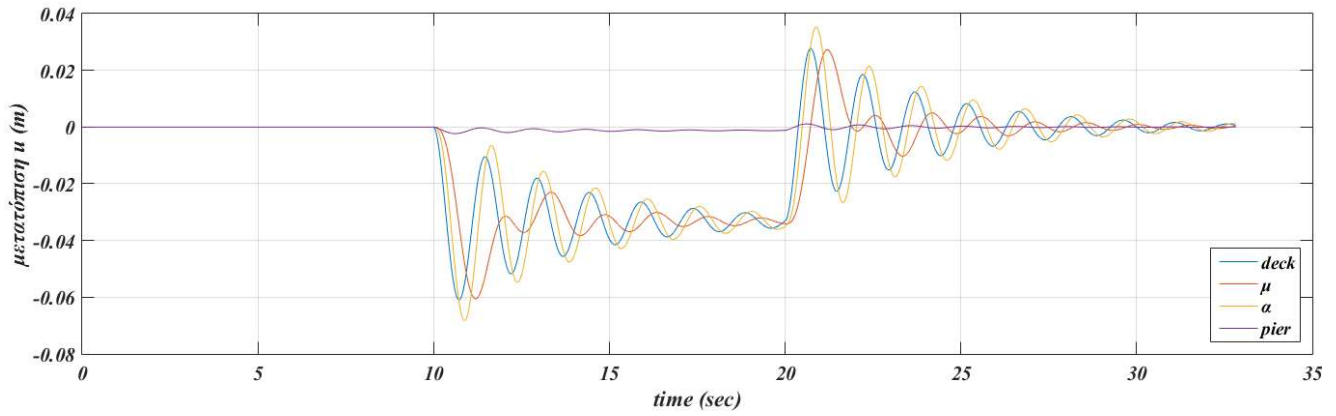


Σχ.6.15. Δυναμική φόρτιση πέδησης οχήματος στο κατάστρωμα της γέφυρας.

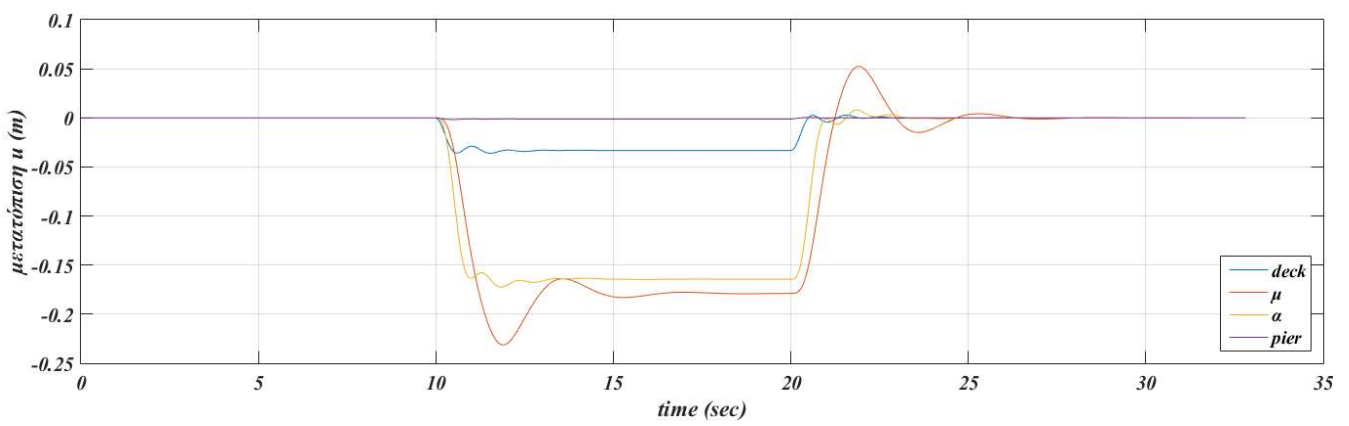
Πρέπει να επισημανθεί πως η φόρτιση αυτή ασκείται μόνο στο κατάστρωμα της γέφυρας (δηλαδή μόνο στον πρώτο βαθμό ελευθερίας του μοντέλου ) και οι ανάλογες χρονοϊστορίες μετακίνησης και επιτάχυνσης των συστημάτων παρουσιάζονται στα Σχ.6.16,17.



(α) Μονοβάθμιο σύστημα εφεδράνων  
 $\max |u_{deck}| = 0.062 \text{ m}$

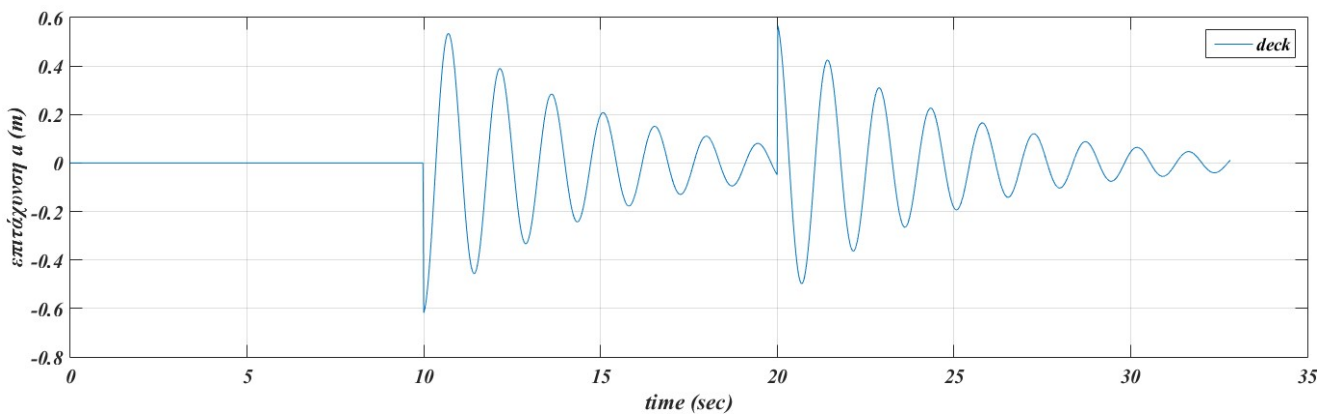


(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper  
 $\max |u_{deck}| = 0.061 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.06 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.0683 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.0023 \text{ m}$

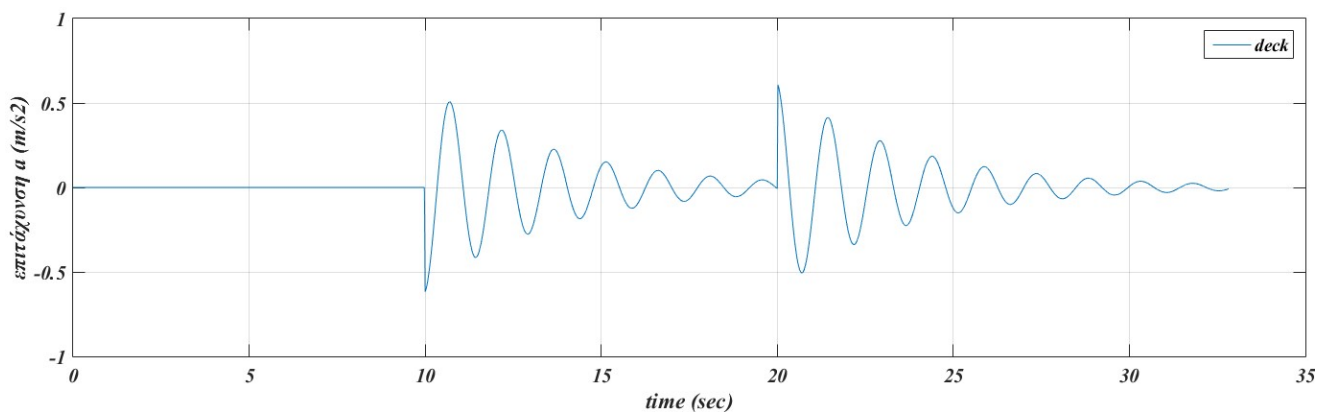


(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper  
 $\max |u_{deck}| = 0.036 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\mu}| = 0.23 \text{ m}$ ,  $\max |u_{\alpha}| = 0.17 \text{ m}$ ,  $\max |u_{pier}| = 0.0017 \text{ m}$

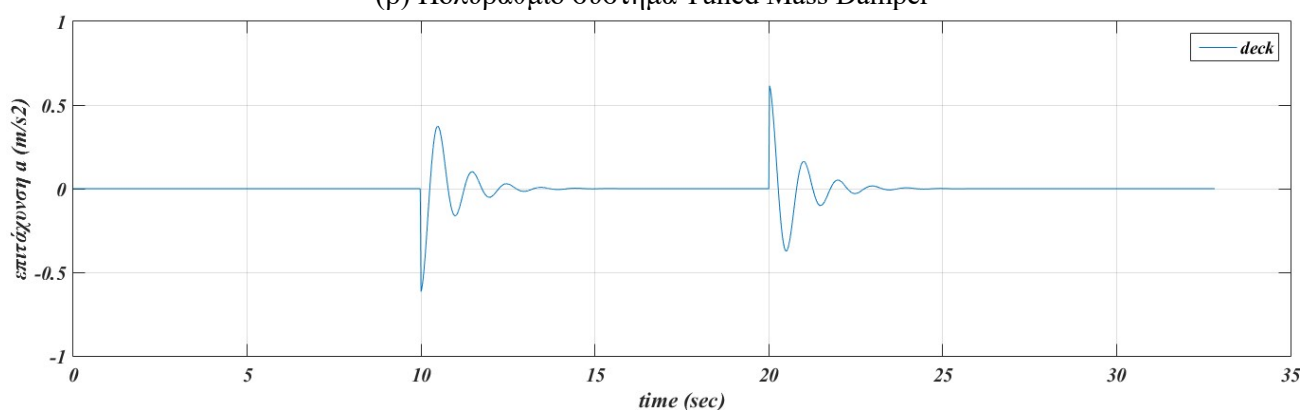
Σχ.6.16. Χρονοϊστορίες μετακινήσεων των βαθμών ελευθερίας των συστημάτων μόνωσης κατά τη φόρτιση πέδησης οχήματος.



(α) Μονοβάθμιο σύστημα εφεδράνων



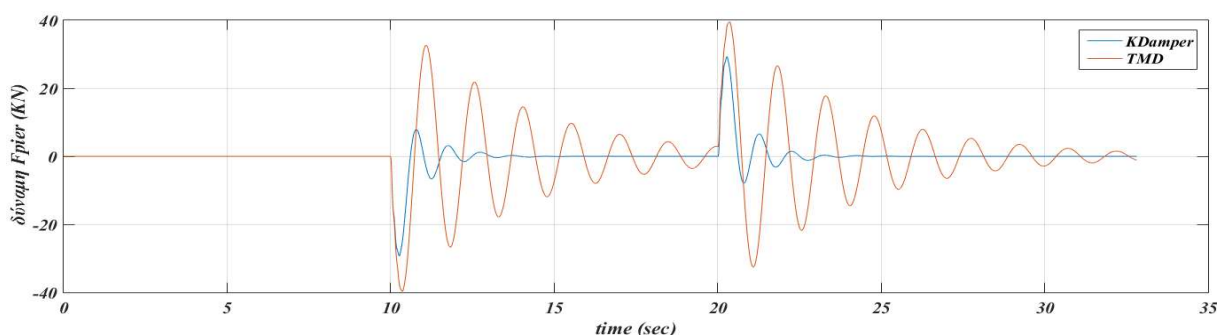
(β) Πολυβάθμιο σύστημα Tuned Mass Damper



(γ) Πολυβάθμιο σύστημα KDamper

Σχ.6.17. Χρονοιστορίες σχετικής επιτάχυνσης του καταστρώματος της γέφυρας  
 $\max |a_{deck}| = 0.61 \text{ m/s}^2$

Και σε αυτή τη φόρτιση και τα τρία συστήματα παρουσιάζουν τα ίδια χαρακτηριστικά με το σύστημα του KDamper να εμφανίζει τις μικρότερες μετακινήσεις καταστρώματος ενώ εκδηλώνει τις μέγιστες στους εσωτερικούς βαθμούς ελευθερίας. Το σύστημα του TMD εμφανίζει πάλι παρόμοια χαρακτηριστικά σε μικρότερο βαθμό ενώ το μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζει τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Επιπλέον, σύμφωνα με το Σχ.6.17. παρατηρείται, πως όλα τα συστήματα υπόκεινται σε δύο δυναμικές φορτίσεις με την ίδια μέγιστη επιτάχυνση καθώς η κατασκευή φορτίζεται και αποφορτίζεται από το όχημα κατά την έναρξη και το τέλος τη πέδησης. Παρόλα αυτά, φαίνεται πως το σύστημα του KDamper εξασφαλίζει την απορρόφηση των διαδοχικών αυτών φορτίσεων σε μικρότερο χρονικό διάστημα σε σχέση με τα άλλα συστήματα μόνωσης.

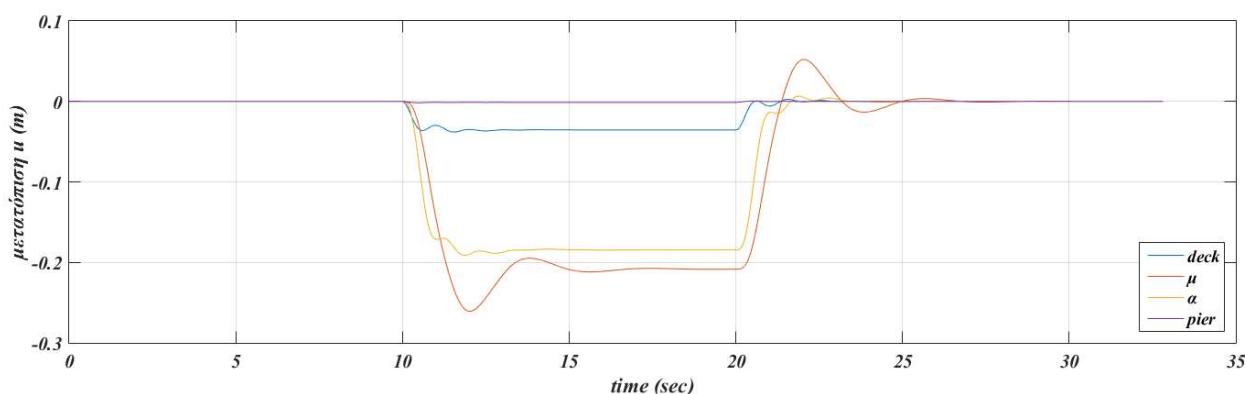


Σχ.6.18. Χρονοϊστορία αναπτυσσόμενης δύναμης μεσοβάθρου κατά τη φόρτιση πέδησης  
 KDamper:  $\max |F_{pier}| = 29.32 \text{ kN}$ , TMD:  $\max |F_{pier}| = 39.71 \text{ kN}$

Βάσει του Σχ.6.18. είναι εμφανές πως και στη φόρτιση πέδησης οχήματος το σύστημα του KDamper εξασφαλίζει μικρότερες δυνάμεις στο μεσόβαθρο της γέφυρας. Σύμφωνα με αυτά τα αποτελέσματα υπάρχει ένδειξη πως το σύστημα του KDamper μειώνει τη δυναμική φόρτιση του μεσοβάθρου σε παροδικές ταλαντώσεις ενώ την αυξάνει στις μόνιμες σε σχέση με το σύστημα του TMD.

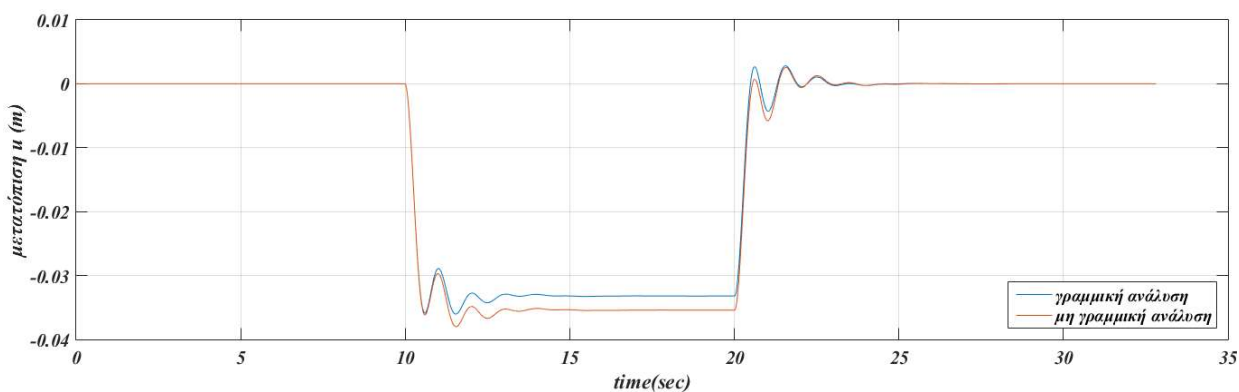
## 6.6. Η επιρροή της μη γραμμικότητας στη δυναμική συμπεριφορά του KDamper

Παρόλα τα θετικά χαρακτηριστικά του συστήματος KDamper που αναφέρθηκαν παραπάνω, αυτά έχουν προκύψει από τη γραμμική ανάλυση του συστήματος στην οποία η αρνητική δυσκαμψία του συστήματος παραμένει σταθερή μέσα στο εύρος των μετατοπίσεων. Ωστόσο, όπως έχει αποδειχθεί σε προηγούμενα κεφάλαια στη πραγματικότητα κάτι τέτοιο δεν ισχύει, για το λόγο αυτό είναι αναγκαία η μη γραμμική ανάλυση του συστήματος με το μοντέλο που κατασκευάστηκε στο παραπάνω κεφάλαιο. Για τη καλύτερη εποπτεία των διαφορών μεταξύ γραμμικού και μη γραμμικού μοντέλου η ανάλυση γίνεται με τη φόρτιση πέδησης οχήματος.



Σχ.6.19. Χρονοϊστορία σχετικών μετατοπίσεων των βαθμών ελευθερίας του μη γραμμικού συστήματος KDamper για τη φόρτιση πέδησης.

$$\max |u_{deck}| = 0.038 \text{ m}, \max |u_{\mu}| = 0.26 \text{ m}, \max |u_{\alpha}| = 0.19 \text{ m}, \max |u_{pier}| = 0.0016 \text{ m}$$



Σχ.6.20. Χρονοϊστορία μετατόπισης του καταστρώματος της γέφυρας με γραμμική και μη γραμμική ανάλυση.

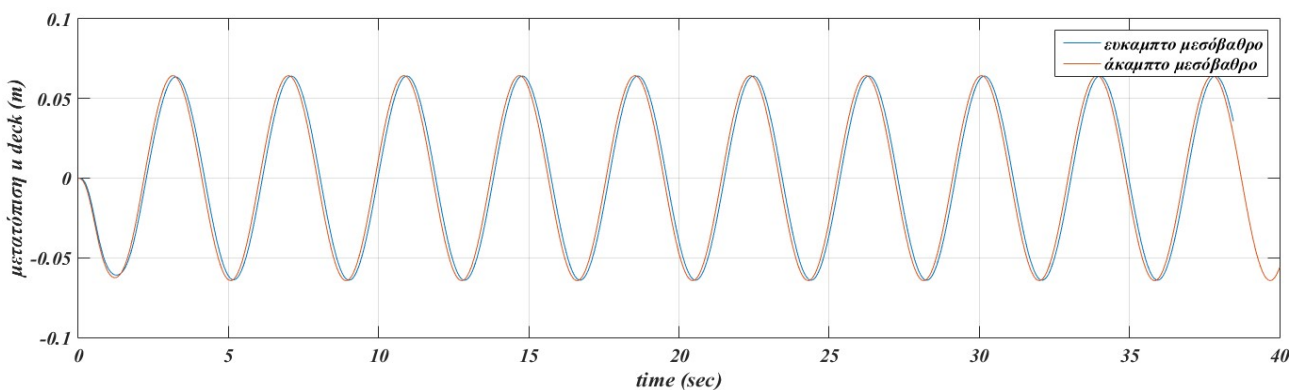
$$\begin{aligned} \text{Γραμμική ανάλυση: } \max |u_{deck}| &= 0.038 \text{ m} \\ \text{Μη γραμμική ανάλυση: } \max |u_{deck}| &= 0.036 \text{ m} \end{aligned}$$



Τα αποτελέσματα τη ανάλυσης του μη γραμμικού μοντέλου παρουσιάζονται στα Σχ.6.19,20. Βάσει των χρονοϊστοριών μετακίνησης των βαθμών ελευθερίας του μη γραμμικού συστήματος KDamper, διαπιστώνεται πως η μη γραμμικότητα του μέλους αρνητικής δυσκαμψίας προκαλεί μηδαμινές μεταβολές στη συμπεριφορά του συστήματος. Αυτό σημαίνει πως κατά την προσομοίωση του συστήματος η επιλογή των παραμέτρων των μελών αρνητικής δυσκαμψίας ήταν ορθή και συνεπώς τα μέλη αυτά εξασφαλίζουν την απαιτούμενη αρνητική δυσκαμψία ανεξάρτητα της κίνησης των βαθμών ελευθερίας.

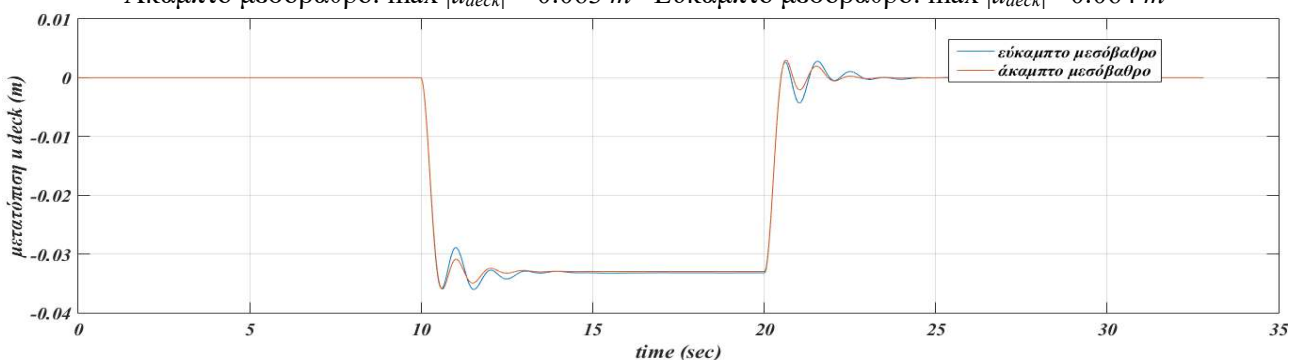
## 6.7. Η επιρροή του ευκάμπτου μεσοβάθρου στη συμπεριφορά του συστήματος KDamper

Μέχρι αυτό το σημείο, σε όλα τα μοντέλα που έχουν αναλυθεί έχει θεωρηθεί πως το μεσόβαθρο είναι εύκαμπτο και συμμετέχει στη ταλάντωση των συστημάτων. Ωστόσο αξίζει να ερευνηθεί η επιρροή του στη δυναμική απόκριση της κατασκευής. Για την ανάλυση των διαφορών μεταξύ των περιπτώσεων συμμετοχής ή μη του μεσοβάθρου, θα εξεταστεί το μοντέλο του KDamper υπό αρμονική φόρτιση αλλά και υπό τη φόρτιση οχήματος.



Σχ.6.22. Χρονοϊστορία μετατόπισης του βαθμού ελευθερίας του καταστρώματος της γέφυρας με το σύστημα KDamper με τη θεώρηση του ευκάμπτου και άκαμπτου μεσοβάθρου υπό αρμονική φόρτιση.

Άκαμπτό μεσόβαθρο:  $\max |u_{deck}| = 0.063 \text{ m}$  Εύκαμπτό μεσόβαθρο:  $\max |u_{deck}| = 0.064 \text{ m}$



Σχ.6.23. Χρονοϊστορία μετατόπισης του βαθμού ελευθερίας του καταστρώματος της γέφυρας με το σύστημα KDamper με τη θεώρηση του ευκάμπτου και άκαμπτου μεσοβάθρου υπό τη φόρτιση πέδησης.

Άκαμπτό μεσόβαθρο:  $\max |u_{deck}| = 0.036 \text{ m}$  Εύκαμπτό μεσόβαθρο:  $\max |u_{deck}| = 0.036 \text{ m}$

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα των Σχ.6.22,23, η ακαμψία του μεσοβάθρου έχει ως αποτέλεσμα μία μικρή μείωση των μετακινήσεων του μοντέλου. Η μείωση αυτή είναι πιο αισθητή στη φόρτιση πέδησης του μοντέλου ενώ υπό την αρμονική φόρτιση η διαφορά είναι μηδαμινή.



## 7. Βελτιστοποίηση του συστήματος KDamper για σεισμική μόνωση γέφυρας

### 7.1. Λογική βελτιστοποίησης του συστήματος

Εφόσον έχουν πλέον ερευνηθεί και εξακριβωθεί τα βασικά χαρακτηριστικά και η αντίστοιχη συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης KDamper, το επόμενο βήμα είναι η βελτιστοποίηση των χαρακτηριστικών αυτών έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η κατάλληλη δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας σύμφωνα με τη διαδικασία που ακολουθείται στη μελέτη των Sygimi et al.[21]. Για τη βελτιστοποίηση αυτού του μοντέλου, θα αξιοποιηθεί ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Harmony Search ο οποίος έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Για την επιτυχή διαδικασία βελτιστοποίησης της μόνωσης της κατασκευής της γέφυρας θα πρέπει το μοντέλο της να είναι όσο το δυνατόν μικρότερο και απλό, για την ταχύτερη διαδικασία βελτιστοποίησης. Επιπλέον, οι συνθήκες βελτιστοποίησης του μοντέλου θα πρέπει να είναι τέτοιες έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η κατά το δυνατόν καλύτερη δυναμική συμπεριφορά των βαθμών ελευθερίας του μοντέλου σε ό,τι αφορά τις μετακινήσεις και επιταχύνσεις καθώς και την τήρηση ορισμένων ορίων σχετικά με τις ιδιότητες των μελών του συστήματος KDamper.

### 7.2. Μοντέλο βελτιστοποίησης του συστήματος KDamper

Όπως προαναφέρθηκε, η μόρφωση του προσομοιώματος της σεισμικά μονωμένης γέφυρας παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην αποτελεσματική και γρήγορη διαδικασία βελτιστοποίησης. Στο προηγούμενο κεφάλαιο, η κατασκευή αυτή είχε προσομοιωθεί ως ένα σύστημα με τέσσερις βαθμούς ελευθερίας, περιλαμβάνοντας το κατάστρωμα, τα δύο συστήματα KDamper και το μεσόβαθρο. Το προσομοίωμα αυτό, δεν είναι κατάλληλο για βελτιστοποίηση καθώς αποτελείται από πολλούς βαθμούς ελευθερίας αλλά και από δύο διαφορετικά συστήματα KDamper. Εφόσον η βελτιστοποίηση αφορά τις παραμέτρους του KDamper,  $\mu$ ,  $\kappa$ ,  $\zeta_d$ , αυτό σημαίνει πως στο παραπάνω μοντέλο οι συνολικές παράμετροι βελτιστοποίησης θα είναι έξι (τρεις για κάθε σύστημα). Συνεπώς, στην περίπτωση όπου η συνάρτηση βελτιστοποίησης απαιτεί χρονοβόρους υπολογισμούς ένα μοντέλο τεσσάρων βαθμών ελευθερίας με έξι παραμέτρους θα επιβαρύνει ακόμα περισσότερο τη διαδικασία. Ωστόσο, στο προηγούμενο κεφάλαιο, διαπιστώθηκε πως η μεταβολή της δυναμικής συμπεριφοράς της γέφυρας μεταξύ ευκάμπτου και άκαμπτου μεσοβάθρου ήταν μικρή. Το γεγονός αυτό, επιτρέπει τη θεώρηση του μεσοβάθρου ως άκαμπτου και συνεπώς τη μείωση των βαθμών ελευθερίας του συστήματος σε δύο σύμφωνα με το προσομοίωμα του πέμπτου κεφαλαίου.

Τα αρχικά μεγέθη της κατασκευής παραμένουν ως έχουν με,

$$M_b = 729.3 \text{ tn}, K = 13650 \text{ kN/m και } C_s = 314.3 \text{ kNs/m.} \quad (7.1)$$

Σε ό,τι αφορά τις παραμέτρους του συστήματος του KDamper, η βελτιστοποίηση του συστήματος θα γίνει με βάση αυτές και συνεπώς πρέπει να καθοριστούν τα όρια τους. Τα όρια του συντελεστή της πρόσθετης μάζας  $\mu$  και του συντελεστή απόσβεσης  $\zeta_d$  καθορίζονται κυρίως βάσει μηχανικών λόγων ενώ τα όρια της παραμέτρου  $\kappa$  ( $\kappa_{max}, \kappa_{min}$ ) συνδέονται με το περιθώριο

στατικής σταθερότητας  $\varepsilon$  (Εξ.3.25) το οποίο θέλουμε να κυμαίνεται μεταξύ του 20% και 30%. Με βάση αυτές τις παραδοχές, τα εύρη των τριών αυτών παραμέτρων παρατίθενται στον Πιν.7.1.

	$\mu$	$\kappa$	$\zeta_d$
min	0.01	2.234	0
max	0.05	2.831	0.7

Πιν.7.1. Εύρη των παραμέτρων του μοντέλου βελτιστοποίησης

### 7.3. Συνάρτηση και παράμετροι βελτιστοποίησης του μοντέλου της γέφυρας

Σε ό,τι αφορά την καθ' αυτό βελτιστοποίηση του μοντέλου, αυτή θα γίνει με βάση την απόκριση της γέφυρας σε μία σειρά διαφορετικών σεισμικών διεγέρσεων. Πιο συγκεκριμένα, οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν είναι, El Centro και Northridge (Καλιφόρνια ΗΠΑ), Kobe (Ιαπωνία), Tabas (Ιράν) και της Λευκάδας (Ελλάδα). Με βάση αυτές τις σεισμικές διεγέρσεις, λαμβάνονται οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων και των επιταχύνσεων του μοντέλου, αλλά και του μονοβάθμιου μοντέλου (σύστημα ελαστικών εφεδράνων). Από του λόγους μέγιστων μετακινήσεων μεταξύ του συστήματος KDamper και του συστήματος εφεδράνων, για κάθε σεισμό υπολογίζεται το μέγεθος Root Mean Square (RMS) σύμφωνα με την Εξ.(7.2) που αποτελεί την αντικειμενική συνάρτηση.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\max |U_{deckKD_i}|}{\max |U_{deckSDoFi}|} \right)^2} \quad (7.2)$$

Προκειμένου ο εσωτερικός βαθμός ελευθερίας του συστήματος να μην έχει μεγάλες μετατοπίσεις τίθεται σαν όριο μέγιστης μετακίνησης 0.7m. Επιπλέον, η σταθερά της αρνητικής δυσκαμψίας δεν πρέπει να ξεπερνάει τα 1872.1 Kn/m καθώς και η μέγιστη επιτάχυνση του καταστρώματος του KDamper δεν πρέπει να ξεπερνάει αυτή του μονοβαθμίου. Σε περίπτωση οπύ κάθε ένα από αυτά τα όρια ξεπεραστούν τότε το μέγεθος RMS επαυξάνεται με τη πολλαπλάσια υπέρβαση των ορίων αυτών.

Σχετικά με τις παραμέτρους βελτιστοποίησης του αλγορίθμου Harmony Search που χρησιμοποιήθηκε, αυτές παρατίθενται στον Πιν.7.2. ενώ η βελτιστοποίηση θα γίνει μέσα σε 10000 επαναλήψεις εκτός και αν η διαφορά του μέγιστου αποτελέσματος του HM με το ελάχιστο αποτέλεσμα είναι μικρότερο της μονάδας οπύ και τερματίζει ο αλγόριθμος.

HMS	HMCR	PAR
100	0.5	0.0

Πιν.7.2. Τιμές των παραμέτρων του αλγορίθμου βελτιστοποίησης

## 7.4. Αποτελέσματα της βελτιστοποίησης του συστήματος μόνωσης KDamper

Με βάση τις παραπάνω θεωρήσεις και μετά από την εκτέλεση του αλγορίθμου Harmony Search, προκύπτουν οι παρακάτω παράμετροι του συστήματος KDamper. Παρατηρείται πως προκειμένου να επιτευχθεί η βέλτιστη συμπεριφορά του συστήματος που έχει οριστεί παραπάνω, οι συντελεστές της μάζας και της απόσβεσης έχουν φτάσει στα ανώτατα επιτρεπτά όρια σε αντίθεση με το συντελεστή δυσκαμψίας ο οποίος εμπίπτει εντός των ορίων.

$$\kappa = 2.7023, \quad \mu = 0.0498, \quad \zeta_d = 0.6993 \quad (7.3)$$

Με αυτές τις παραμέτρους προκύπτουν τα μητρώα μάζας, δυσκαμψίας και απόσβεσης του βέλτιστου συστήματος KDamper τα οποία παρατίθενται στο Πιν.7.3.

23120.2	-2557.9
-2557.9	690.9

[K]

729.3	0.0
0.0	36.3

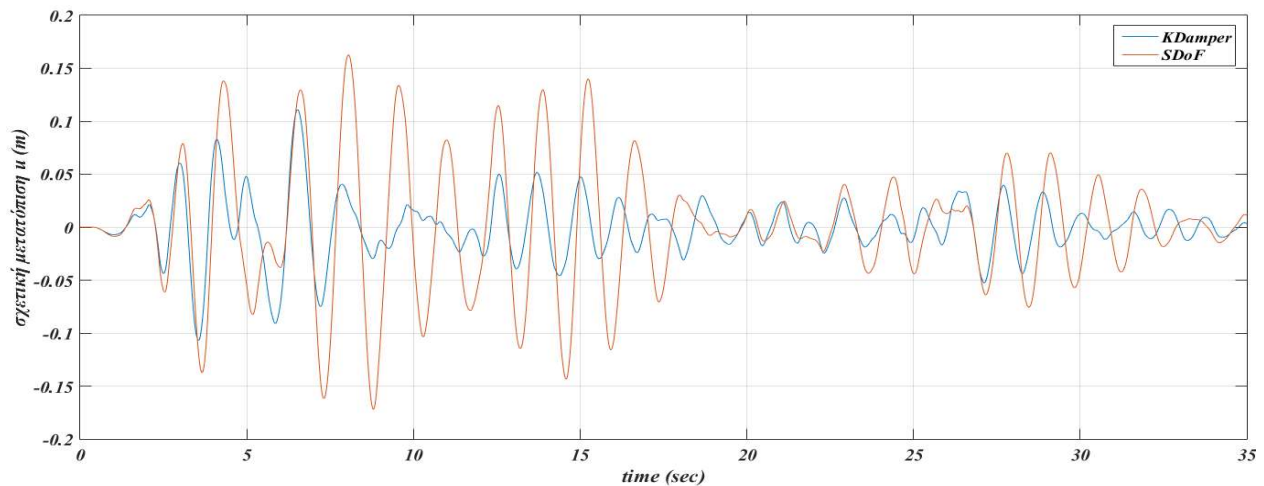
[M]

537.3	-221.8
-221.8	221.8

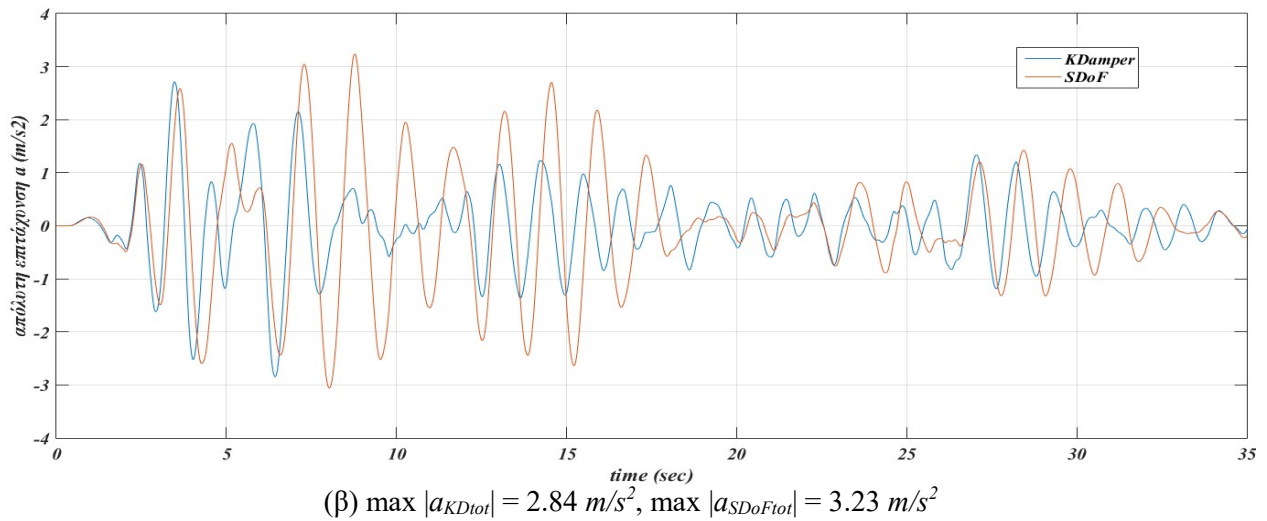
[C]

Πιν.7.3. Τελικά μητρώα του βέλτιστου συστήματος KDamper

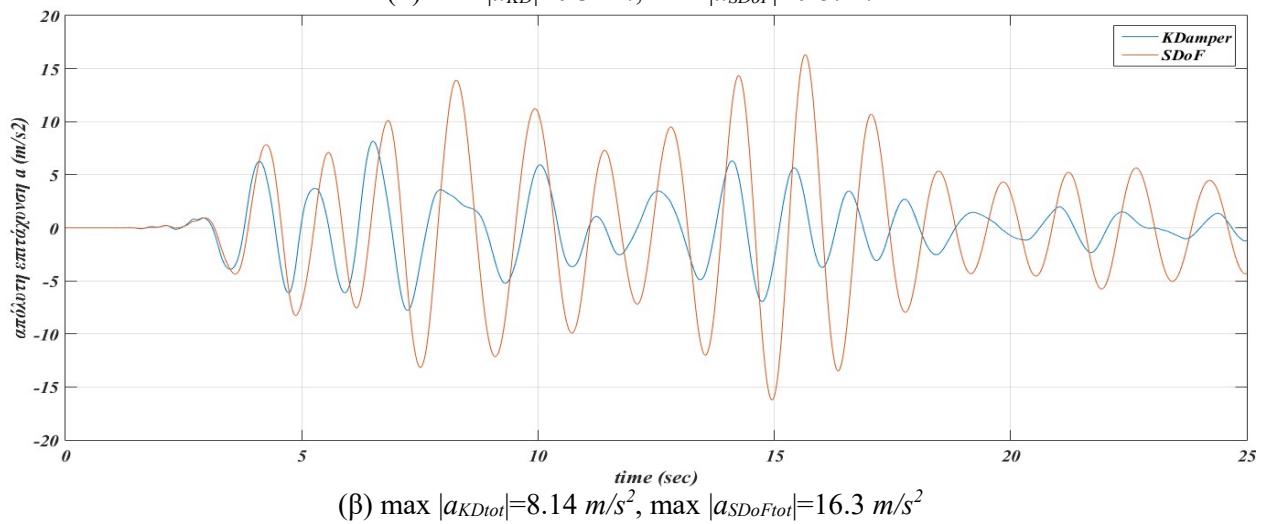
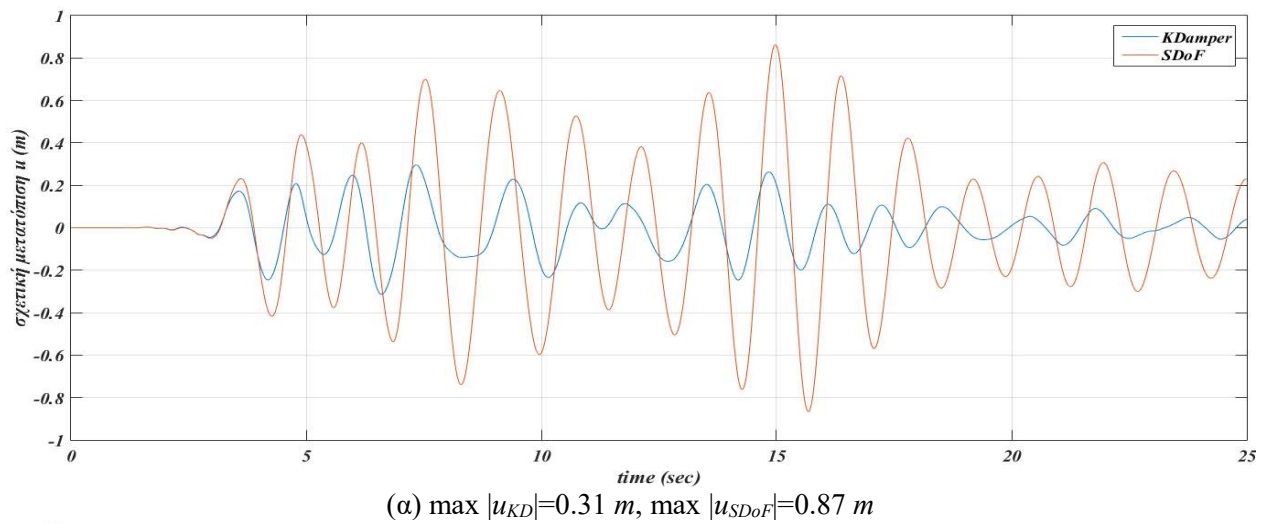
Από το βέλτιστο πλέον σύστημα KDamper και μέσω δυναμικής ανάλυσης προκύπτουν οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και μετατόπισης για τις παραπάνω πέντε σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες παρουσιάζονται στα Σχ.7.1-7.5. καθώς και οι μέγιστες μετατοπίσεις και επιταχύνσεις για κάθε σεισμό στον Πιν.7.4.



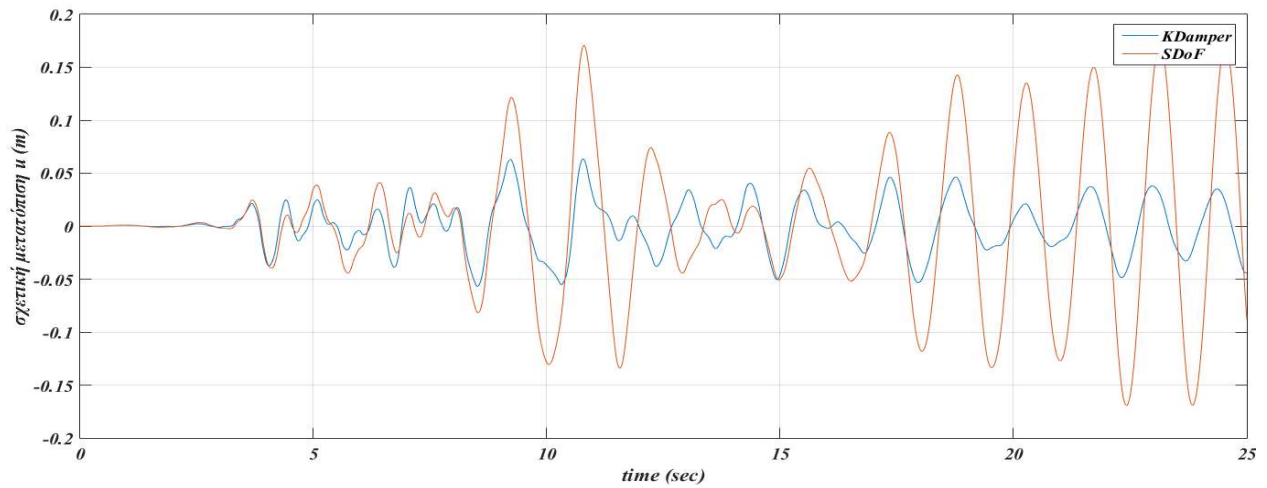
(α)  $\max |u_{KD}| = 0.11 \text{ m}$ ,  $\max |u_{SDoF}| = 0.17 \text{ m}$



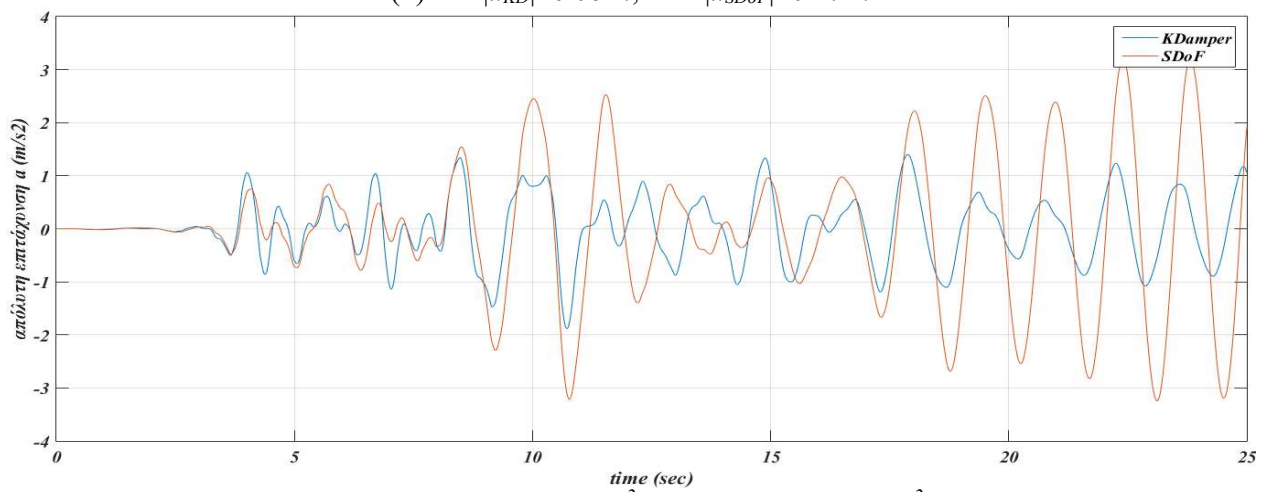
Σχ.7.1. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (α) και επιτάχυνσης (β) για τη σεισμική δόνηση του El Centro.



Σχ.7.2. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (α) και επιτάχυνσης (β) για τη σεισμική δόνηση του Kobe.

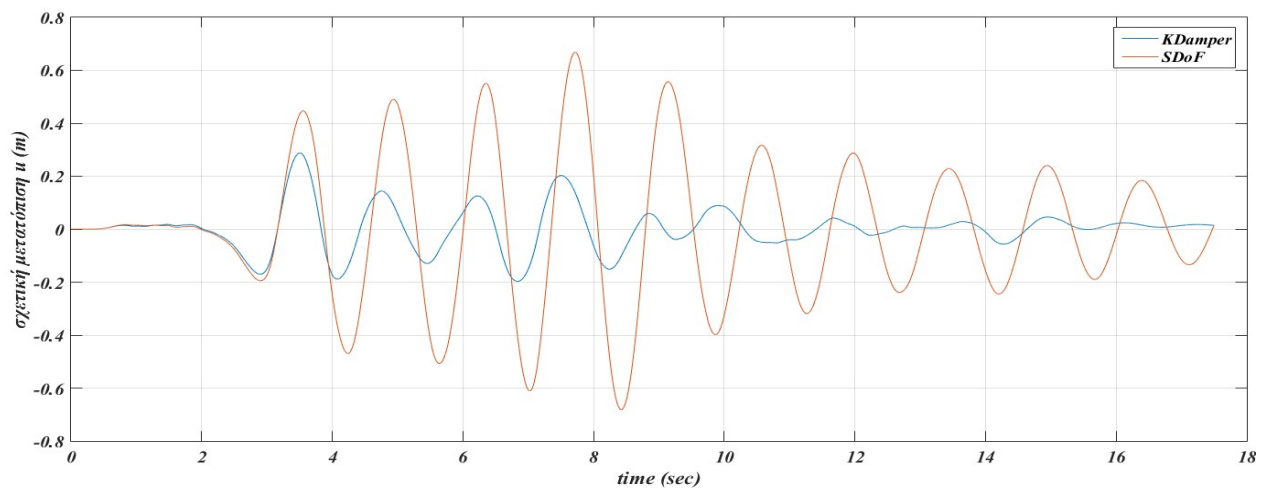


(α)  $\max |u_{KD}| = 0.06 \text{ m}$ ,  $\max |u_{SDoF}| = 0.17 \text{ m}$

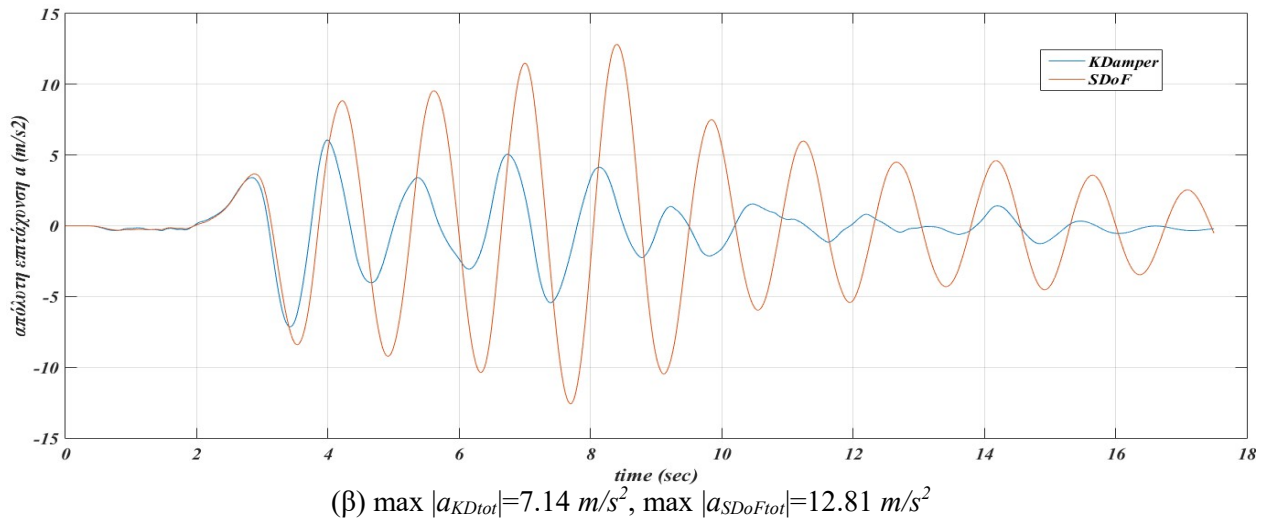


(β)  $\max |a_{KDtot}| = 1.88 \text{ m/s}^2$ ,  $\max |a_{SDoFtot}| = 3.24 \text{ m/s}^2$

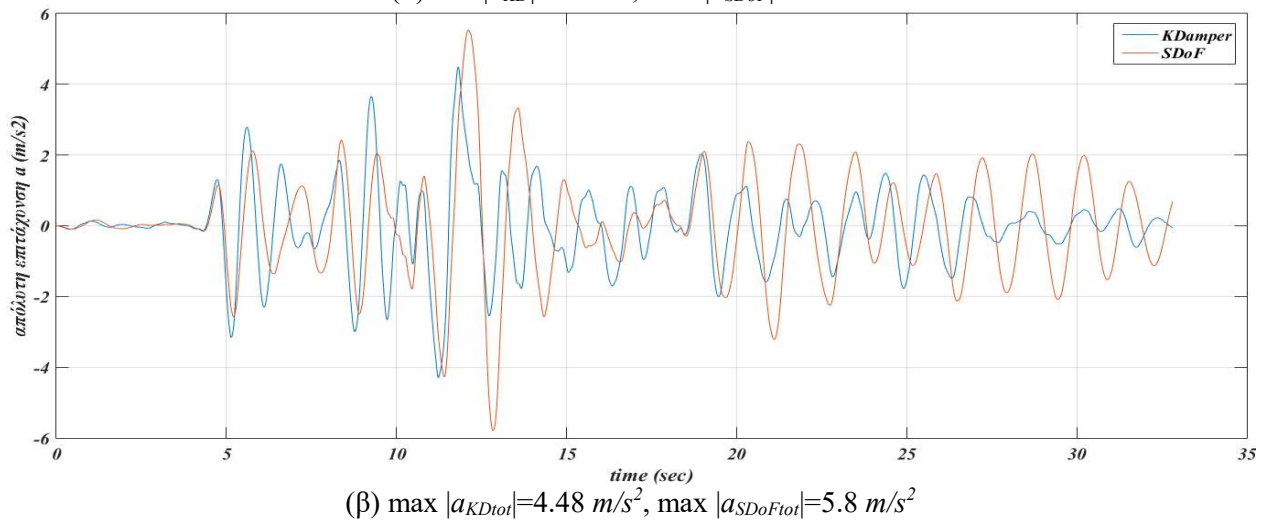
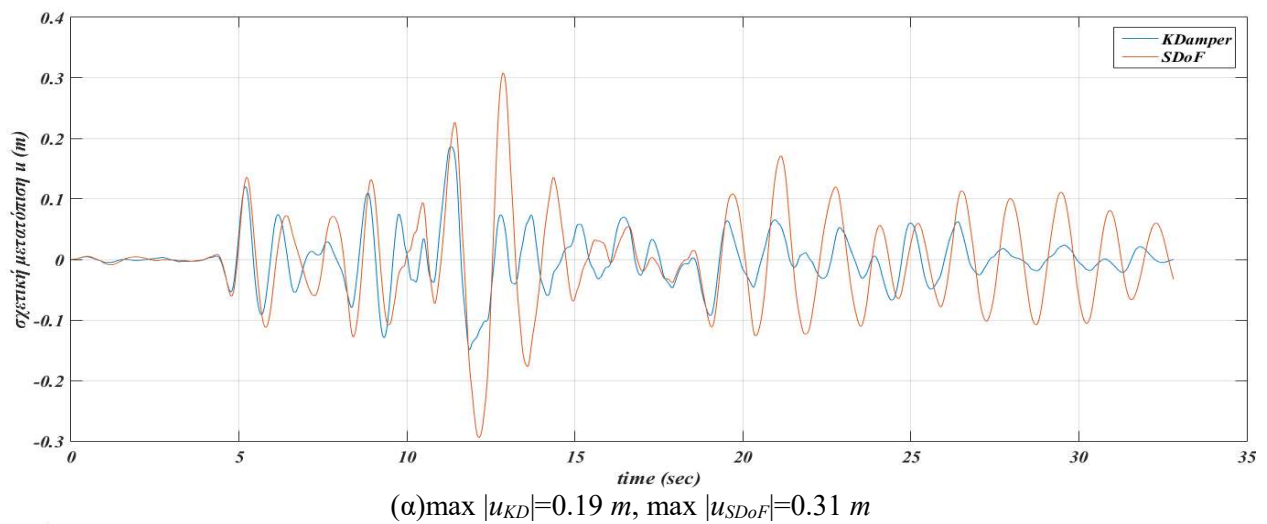
Σχ.7.3. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (α) και επιτάχυνσης (β) για τη σεισμική δόνηση της Λευκάδας.



(α)  $\max |u_{KD}| = 0.29 \text{ m}$ ,  $\max |u_{SDoF}| = 0.68 \text{ m}$



Σχ.7.4. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (α) και επιτάχυνσης (β) για τη σεισμική δόνηση του Northridge.



Σχ.7.5. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (α) και επιτάχυνσης (β) για τη σεισμική δόνηση του Tabas.

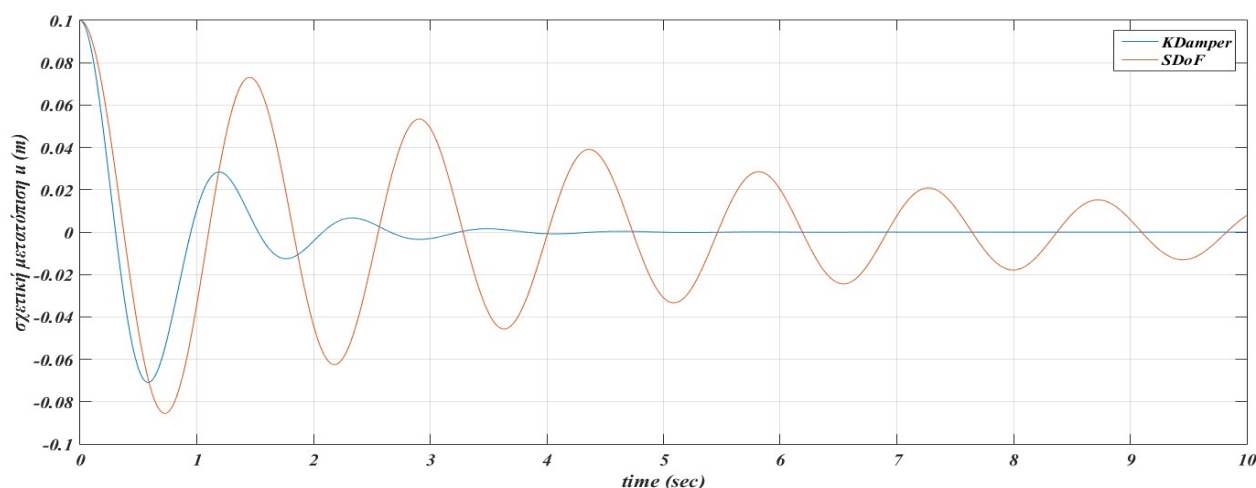
Σεισμοί	$\max  u_{KDdeck} $ (m)	$\max  u_{KDint} $ (m)	$\max  u_{SDoF} $ (m)	$\max  a_{KD} $ (m/s <sup>2</sup> )	$\max  a_{SDoF} $ (m/s <sup>2</sup> )
El Centro	0.11	0.35	0.17	2.84 (3.01)	3.23 (4.12)
Λευκάδα	0.06	0.21	0.17	1.88 (4.02)	3.24 (4.69)
Northridge	0.29	0.85	0.68	7.14 (7.53)	12.81 (14.76)
Kobe	0.31	0.99	0.87	8.14 (8.74)	16.3 (17.53)
Tabas	0.19	0.60	0.31	4.48 (9.39)	5.8 (10.37)

Πιν.7.4. Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις και απόλυτες επιταχύνσεις (σε παρένθεση είναι οι σχετικές) του βέλτιστου συστήματος KDamper και του μονοβάθμιου συστήματος.

Με βάση αυτές τις χρονοϊστορίες απόκρισης της γέφυρας, είναι εμφανές πως όντως η βελτιστοποίηση του συστήματος ήταν επιτυχής καθώς σε όλες τις σεισμικές φορτίσεις η μέγιστη μετακίνηση καταστρώματος του συστήματος KDamper είναι μικρότερη της αντίστοιχης του συστήματος εφεδράνων. Σε ό,τι αφορά τους περιορισμούς που εισήχθησαν στον αλγόριθμο βελτιστοποίησης, παρατηρείται πως μόνο στις δύο από τις πέντε σεισμικές δονήσεις (Kobe, Northridge) η σχετική μετατόπιση του εσωτερικού βαθμού ελευθερίας ξεπέρασε τα 0.7m ενώ κατά τη διάρκεια των σεισμικών δονήσεων η μέγιστη αναπτυσσόμενη σχετική επιτάχυνση του KDamper δεν ξεπερνάει αυτή του μονοβάθμιου συστήματος.

Για την εύρεση της ικανότητας απόσβεσης αυτού του βέλτιστου μοντέλου γίνεται και η ανάλυση για αρχική μετατόπιση στο σύστημα του KDamper. Σύμφωνα με το Σχ.7.6. είναι εμφανές πως όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο το σύστημα του KDamper υπερτερεί έναντι του μονοβαθμίου και προκύπτει ο καινούριος συντελεστής απόσβεσης του συστήματος με τη χρήση της Εξ.(6.5). και ισούται με,

$$\zeta_{dopt} = 15\% \quad (7.4)$$



Σχ.7.6. Χρονοϊστορία μετατόπισης των συστημάτων μόνωσης για αρχική μετατόπιση 0.1m





## 8. Συμπεράσματα

Η σεισμική μόνωση μέσω του συστήματος KDamper έχει πλέον αναλυθεί. Πιο συγκεκριμένα, το σύστημα αυτό έχει αναλυθεί σε θεωρητικό υπόβαθρο με την μελέτη των ιδιοτήτων του, της διάταξης του και έχει συγκριθεί με άλλα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, με την εφαρμογή του σε μία γέφυρα δύο ανοιγμάτων μελετήθηκε η επιρροή του στην δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας και συγκρίθηκε με υφιστάμενα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Στη συνέχεια, αξιοποιήθηκε ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης Harmony Search για την διαχείριση των δυναμικών χαρακτηριστικών αυτού του συστήματος καθώς και για τη μεγέθυνση της ικανότητας απόσβεσής του.

Με βάση τα αποτελέσματα της παραπάνω ανάλυσης, προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Το μέλος αρνητικής δυσκαμψίας του KDamper εξασφαλίζει σταθερή αρνητική δυσκαμψία και δεν επηρεάζει τη στατική δυσκαμψία της κατασκευής.
- Σε ότι αφορά το θεωρητικό μοντέλο του KDamper, η αύξηση του συντελεστή  $\kappa$  προκαλεί μείωση των μέγιστων τιμών της Transfer Function.
- Το προσομοίωμα της γέφυρας με σεισμική μόνωση KDamper παρουσιάζει έως και 50% μικρότερες μετακινήσεις καταστρώματος στη σεισμική διέγερση του Tabas αλλά και στη δυναμική φόρτιση πέδησης.
- Η αναπτυσσόμενη επιτάχυνση του καταστρώματος είναι ελάχιστα αυξημένη με την εφαρμογή του KDamper κατά τη σεισμική διέγερση του Tabas, γεγονός το οποίο θεωρείται αμελητέο σε σχέση με την μείωση της μετατόπισης.
- Το σύστημα του KDamper εμφανίζει διπλάσιο συντελεστή απόσβεσης σε σχέση με υφιστάμενα συστήματα σεισμικής μόνωσης το οποίο δικαιολογεί τα μειωμένα δυναμικά μεγέθη του προσομοιώματος.
- Η εφαρμογή του συστήματος KDamper επιτυγχάνει μικρότερες αναπτυσσόμενες δυνάμεις στο μεσόβαθρο της γέφυρας κατά τη σεισμική και δυναμική φόρτιση του συστήματος.
- Παρόμοια χαρακτηριστικά απόκρισης παρατηρούνται και στην επιβολή αρμονικής φόρτισης.
- Η θεώρηση του μεσοβάθρου ως εύκαμπτο δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση του συστήματος.
- Οι διαφορές μεταξύ γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης του προσομοιώματος της γέφυρας είναι μικρές και συνεπώς δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης.
- Με τη βελτιστοποίηση του συστήματος KDamper επιτυγχάνεται καλύτερη διαχείριση της απόκρισης των εσωτερικών μαζών του συστήματος και περαιτέρω αύξηση του συντελεστή απόσβεσης.

Συνεπώς, το σύστημα σεισμικής μόνωσης KDamper εξασφαλίζει μεγαλύτερη μείωση των δυναμικών μεγεθών στην κατασκευή σε σχέση τόσο με τα κλασσικά συστήματα μόνωσης αλλά και με το σύστημα TMD χωρίς να βλάπτει την στατική της λειτουργία. Συγκριτικά με το σύστημα TMD, το KDamper δεν αντιμετωπίζει το πρόβλημα της ακρίβειας συντονισμού της πρόσθετης μάζας. Αντιθέτως, αποτελεί ένα

αξιόπιστο σύστημα καθώς αποτελείται μόνο από συνήθη στοιχεία δυσκαμψίας και απόσβεσης, η διάταξη των οποίων είναι απλή. Τέλος, η αρνητική δυσκαμψία προσφέρει και άλλα χαρακτηριστικά στο σύστημα KDamper όπως μειωμένο και ευρύ φάσμα απόκρισης καθώς και αυξημένη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

## 9. Βιβλιογραφία

- [1] Molyneaux W. Supports for vibration isolation. 1957, ARC/CP-322, Aer Res Council, G. Britain.
- [2] Platus DL. Negative-stiffness-mechanism vibration isolation systems. SPIE's Int Symposium on Optical Sci, Eng, and Instrumentation 1999:98-105.
- [3] Carella A, Brennan M, Waters T. Static analysis of a passive vibration isolator with quasi-zero-stiffness characteristic. *J. Sound and Vib* 2007;301:678-689.
- [4] Sapountzakis EJ, Syrimi PG, Pantazis IA, Antoniadis IA. KDamper Concept in Seismic Isolation of Bridges. Proc. of the 1<sup>st</sup> ICONHIC 2016, Chania, Crete, Greece, 28-30 June.
- [5] Antoniadis I, Chronopoulos D, Spitas V, Koulocheris D. Hyper-damping properties of a stable linear oscillator with a negative stiffness element. *J. Sound and Vib* 2015;346:37-52.
- [6] Καδράς Αντώνιος. Αντισεισμική ενίσχυση γεφυρών Μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση. Πάτρα, Σεπτέμβριος, 2016.
- [7] Κατσικαδέλης Ι.Θ. Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές. Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία 2012.
- [8] Den Hartog JP. Mechanical Vibrations. 4<sup>th</sup> ed. New York: McGraw-Hill; 1956.
- [9] Frahm H. Device for Damping Vibrations of Bodies. US patent #989958, 1909.
- [10] Qin L, Yan W, Li Y. Design of frictional pendulum TMD and its wind control effectiveness. *Earthq Eng Eng Vib* 2009;29:153-7.
- [11] McNamara RJ. Tuned mass dampers for buildings. *J. of the Str Div, ASCE* 1979;105:2766-72.
- [12] Luft RW. Optimal tuned mass dampers for buildings. *J. of the Str Div, ASCE* 1977;103:1985-98.
- [13] Haskett T, Breukelman B, Robinson J, Kottelenberg J. Tuned mass dampers under excessive structural excitation. Report of the Motioneering Inc. Guelph, Ontario, Canada NIK 1B8.
- [14] Debnath N, Deb SK, Dutta A. Multi-modal vibration control of truss bridges with tuned mass dampers under general loading. *J. of Vib and Control*, 2015, DOI: 10.1177/1077546315571172.
- [15] Dinu BRATOSIN Non-linear Effects in seismic base isolation. PROCEEDINGS OF THE ROMANIAN ACADEMY, Series A, Volume 5, Number 3/2004, pp. 000-000
- [16] Z.W. Geem, J.H. Kim, G.V. Loganathan, A new heuristic optimization algorithm: harmony search. *Simulation*, **76**, 60-68, 2001.
- [17] Z.W. Geem, J.H. Kim, G.V. Loganathan, Harmony search optimization: Application to pipe network design. *International Journal of Modelling and Simulation*, **22**, 125-133, 2002.
- [18] S.M. Nigdeli, G. Bekdas, C. Alhan, Optimization of seismic isolation systems via harmony search. *Engineering Optimization*, **46**, 1553-1569, 2014.
- [19] S.M. Nigdeli, G. Bekdas, Optimum tuned mass damper design in frequency domain for structures. *KSCE Journal of Civil Engineering*, **21**, 912-922, 2017.

- [20] Ιωάννης Ν. Ψυχάρης, Σημειώσεις για το μάθημα “Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας”
- [21] Panagiota G. Syrimi, Evangelos J. Sapountzakis, George C. Tsiatas and Ioannis A. Antoniadis, Parameter Optimization of the KDamper Concept in seismic isolation of bridges using Harmony Search algorithm. COMPDYN 2017 6<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2017
- [22] Attary N, Symans M, Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC, Taylor D, Sarlis AA, Pasala DTR. Application of Negative Stiffness Devices for Seismic Protection of Bridge Structures. Proc of 2012 ASCE Str Congr, Chicago, IL, March.
- [23] Attary N, Symans M, Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC, Taylor D, Pasala DTR, Sarlis AA. Performance Evaluation of a Seismically-Isolated Bridge Structure with Adaptive Passive Negative Stiffness. Proc of 15<sup>th</sup> WCEE, Lisbon, Portugal, September, 2012.
- [24] Iemura H, Pradono MH. Advances in the development of pseudo- negative-stiffness dampers for seismic response control. Str Control and Health Monit 2009;16:784–799.
- [25] Chronopoulos D, Antoniadis I, Collet M, Ichchou M. Enhancement of wave damping within metamaterials havinf embedded negative stiffness inclusions. Wave Motion, 2015, <http://dx.doi.org/10.1016/j.wavemoti.2015.05.005>
- [26] Z.W. Geem, C. Tseng, Y. Park, Harmony search for generalized orienteering problem: Best touring in China. *Springer Lecture Notes in Computer Science*, **3412**, 741-750, 2005.