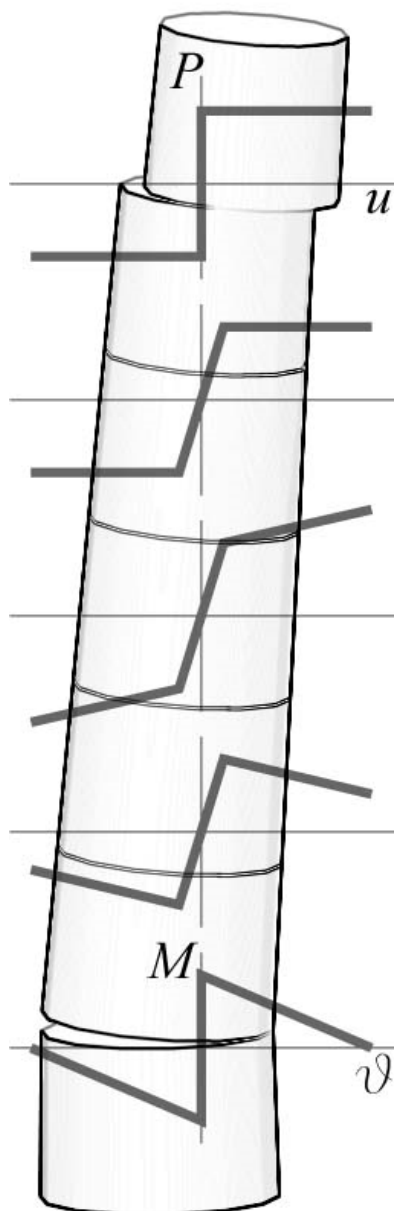


UNIVERSITY OF PATRAS

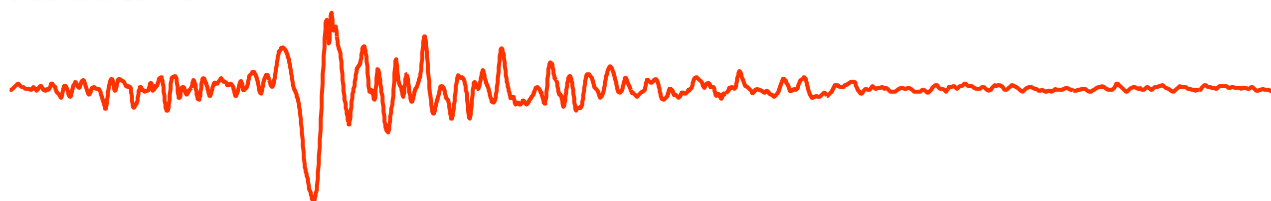
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Report Series in Earthquake Engineering & Applied Mechanics



**Σεισμική προστασία γεφυρών
μέσω λικνισμού των βάθρων
και επαναφορά λόγω βαρύτητας**

ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΜΑΚΡΗΣ
ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ ΑΛΕΞΑΚΗΣ
ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΚΑΜΠΑΣ
ΗΛΙΑΣ ΣΤΡΕΠΕΛΙΑΣ
ΧΡΗΣΤΟΣ ΚΟΛΩΝΑΣ
ΕΥΣΤΑΘΙΟΣ ΜΠΟΥΣΙΑΣ



Report No. EEAM 2015-01

November 2015

Το ερευνητικό πρόγραμμα *SeismoRockBridge*: “Σεισμική προστασία γεφυρών μέσω λικνισμού των βάθρων με επαναφορά λόγω βαρύτητας — διδασκόμενοι από την ευστάθεια των μνημείων: Πειραματική και αναλυτική διερεύνηση”, τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται στην παρούσα έκθεση, συγχρηματοδοτήθηκε από το Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο (ESF) και Εθνικούς πόρους μέσω του προγράμματος ΑΡΙΣΤΕΙΑ – Επιχειρησιακό πρόγραμμα “Εκατίδευση και διαβίου μάθηση”.



Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης

Σύνοψη:

Η υπερστατικότητα των φορέων και η αύξηση της αντοχής των κατασκευών με την αύξηση των επιβαλλόμενων μετακινήσεων (θετική δυσκαμψία) είναι αρχές γερά θεμελιωμένες στην σύγχρονη μηχανική των κατασκευών. Οι αρχές αυτές οδηγούν πολλές φορές στη συγκέντρωση μεγάλων σεισμικών δυνάμεων, και ακόμα και στην περίπτωση όπου μία πλάστιμη κατασκευή έχει την ικανότητα ανάληψης μεγάλων επιβαλλόμενων μετακινήσεων, το αποτέλεσμα μπορεί να είναι σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις, και άρα η ανάγκη για επαναφορά στην αρχική της θέση. Αντίθετα, οι αρχαίοι, ελεύθερα εδραζόμενοι ναοί, των οποίων η αντοχή τους έχει δοκιμαστεί στον χρόνο, είναι αρθρωτές κατασκευές (μηχανισμοί) που παρουσιάζουν αρνητική δυσκαμψία. Η αξιοσημείωτη σεισμική ευστάθεια των αρχαίων, ελεύθερα εδραζόμενων, λικνιζόμενων κατασκευών οφείλεται από την μία μεριά στην επίδραση του φαινομένου μεγέθους-κλίμακας (*size-frequency scale effect*) που καθιστά τις μεγάλες, ελεύθερα εδραζόμενες, λικνιζόμενες κατασκευές πιο ευσταθείς, και από την άλλη μεριά στο ότι όσο αυξάνεται το βάρος του επιστυλίου που εδράζεται ελεύθερα πάνω στους κίονες, τόσο αυξάνεται και η ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου, ανεξάρτητα από την ανασήκωση του κέντρου βάρους της κατασκευής.

Με δεδομένη την παρουσία σημαντικών βλαβών στις περιοχές σύνδεσης (κόμβους) και των μεγάλων μόνιμων πλευρικών παραμορφώσεων που είναι έμφυτες στον σύγχρονο, πλάστιμο, σεισμικό σχεδιασμό, την τελευταία δεκαετία υπήρξε μία εντατική προσπάθεια να στραφεί το ενδιαφέρον των μηχανικών των γεφυρών στα πλεονεκτήματα που έχει μία γέφυρα εάν τα βάθρα της επιτρέπεται να ανασηκώνονται, ή πιο γενικά, να περιστρέφονται σκόπιμα γύρω από συγκεκριμένα σημεία «πλαστικών αρθρώσεων», ενεργοποιώντας έτσι έναν κατώτερο μηχανισμό αστοχίας. Συγχρόνως, η τεχνική της επιτόπου σκυροδέτησης γεφυρών με μονολιθικές συνδέσεις αντικαθίσταται σταδιακά από την σύνδεση προκατασκευασμένων μελών, ενώ η τεχνολογία της επιταχυνόμενης κατασκευής γεφυρών (*ABC—Accelerated Bridge Construction*) τυγχάνει ευρύτατης αποδοχής παγκοσμίως.

Το παρόν έργο περιλαμβάνει μία εκτεταμένη έρευνα βασισμένη στην ευρεία δυναμική ευστάθεια των ψηλών, ελεύθερα εδραζόμενων, λικνιζόμενων κατασκευών, που στοχεύει στην εδραίωση της μόνωσης μέσω λικνισμού ως μία οικονομική και ανθεκτική στον χρόνο λύση για τη σεισμική προστασία των σύγχρονων γεφυρών. Για να μπορεί η λύση αυτή να είναι εφαρμόσιμη, εξετάστηκαν αρκετές θεωρητικές και πρακτικές προκλήσεις:

(α) Χρησιμοποιώντας αναλυτικά (κυρίως λογισμό των μεταβολών), υπολογιστικά και πειραματικά εργαλεία, η δυναμική (σεισμική) απόκριση των ελεύθερα εδραζόμενων και κατακόρυφα προεντεταμένων, λικνιζόμενων πλαισίων εξετάστηκε σε βάθος, και αποτιμήθηκαν τα πλεονεκτήματα και οι περιορισμοί της μόνωσης μέσω λικνισμού σε σχέση με την κλασική μόνωση βάσης (μέσω εφεδράνων). Η έρευνα καταλήγει στο ότι η σεισμικά μονωμένη κατασκευή μέσω λικνισμού παραμένει ασυντόνιστη με την εδαφική διέγερση και έχει το πλεονέκτημα της επαναφοράς στην αρχική θέση (όχι παραμένουσες μετακινήσεις), ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις μπορούν να περιοριστούν με την εφαρμογή κατακόρυφης προέντασης.

(β) Η εντός και η εκτός επιπέδου δυναμική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου, λικνιζόμενου πλαισίου εξετάστηκε ξεχωριστά, και τα αποτελέσματα των αναλύσεων βρέθηκαν σε αξιοσημείωτα καλή συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα. Επιπλέον, εξετάστηκε η δυναμική απόκριση του πλαισίου όπου τα βάθρα του έχουν διαφορεικό ύψος και μέγεθος. Η έρευνα επιβεβαιώνει πειραματικά τη θεωρητική πρόβλεψη ότι, ως αναφορά την εντός επιπέδου δυναμική απόκριση, ένα σύστημα ελεύθερα εδραζόμενων στύλων που φέρουν ελεύθερα επιστύλιο μετατρέπεται σε έναν πλευρικό μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων που είναι μία πιο ευσταθής διάταξη από τον

μεμονωμένο στύλο με ίδιο μέγεθος και ραδινότητα, ανεξάρτητα από την ανασήκωση του κέντρου βάρους του συστήματος. Αντίθετα, κατά τη διάρκεια της εκτός επιπέδου απόκρισης, ο μηχανισμός λικνισμού είναι αντίστοιχος με αυτόν της μίας άρθρωσης του μεμονωμένου στύλου, όπου τώρα η πρόσθετη μάζα του επιστυλίου μειώνει σημαντικά την ευστάθεια του συστήματος και η συνεισφορά της κατακόρυφης προέκτασης είναι σημαντική για τη βελτίωση της απόκρισης.

(γ) Πρακτικά θέματα σχετικά με την υλοποίηση και τον σχεδιασμό της μόνωσης μέσω λικνισμού επίσης εξετάστηκαν, όπως ο βέλτιστος σχεδιασμός των διεπιφανειών του βάρου στη βάση και την κορυφή, εκεί δηλαδή όπου η περιστροφή και οι κρούσεις λαμβάνουν μέρος, ή η επίδραση του λικνισμού και των κρούσεων στην ελαστική απόκριση του καταστρώματος και πως η ελαστικότητα του καταστρώματος επηρεάζει τη λικνιστική απόκριση του συστήματος. Η έρευνα καταλήγει στο ότι η ενίσχυση των διεπιφανειών στη βάση και την κορυφή των βάρων με μεταλλικές πλάκες βελτιώνει τη δυναμική απόκριση, ενώ μειώνει την πιθανότητα αστοχίας υλικού στις περιοχές κοντά στους πόλους περιστροφής.

(δ) Αναπτύχθηκαν αξιόπιστες μέθοδοι ανάλυσης και σχεδιασμού, όπως αυστηρές αριθμητικές μέθοδοι που βαθμονομήθηκαν με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα ή πιο απλουστευμένες μέθοδοι που βασίζονται σε έτοιμα προς χρήση διαγράμματα απόκρισης/σχεδιασμού, όπως τα φάσματα λικνισμού (*rocking spectra*).

Το παρόν έργο υποστήριξε την έρευνα 3 υποψήφιων διδασκτόρων και 3 μεταδιδακτορικών ερευνητών. Τα πρωτότυπα αποτελέσματα και ευρήματα του έργου έχουν δημοσιευθεί σε διεθνή επιστημονικά περιοδικά με κριτές (12 εργασίες), σε πρακτικά συνεδρίων (5 εργασίες) και ως κεφάλαια σε βιβλία – τιμητικούς τόμους (2 κεφάλαια).

Summary

Structural redundancy (indeterminacy) and the increasing resistance of structures as deformation increases (positive stiffness) are deeply rooted concepts in modern structural engineering. These design concepts lead in several occasions to the attraction of large seismic forces and even when a ductile structure can accommodate large deformations it may end up with appreciable permanent displacements; therefore, the need for re-centering. On the other hand, ancient, free-standing temples which have survived the test of time are articulated structures (mechanisms) which exhibit negative stiffness. The remarkable seismic stability of ancient free-standing, rocking monuments is partly due to a size-frequency scale effect that renders large, free-standing, rocking structures most stable; and partly because the heavier the freely supported cap-beam atop the columns is (epistyles with frieze atop) the more stable is the rocking frame regardless the rise of the center of gravity due to the cap-beam.

In view of the appreciable damage to the hinge zones and the resulting permanent lateral displacements which are inherent to the current seismic resistant, ductile design practice, during the last decade there has been a growing effort to direct the attention of bridge engineers to the advantages associated with allowing bridge piers to uplift or, more generally, to rotate intentionally at specific "plastic hinge" locations by mobilizing a lower failure mechanism. At the same time, the existing cast-in-place, monolithic paradigm in modern bridge construction is gradually being replaced by precast components; while, the accelerated bridge construction technology is receiving wide acceptance worldwide.

This action is an in-depth investigation that builds upon the ample post-uplift seismic resistance of tall, free-standing rocking structures and aims to establish rocking isolation as an economical and sustainable seismic protection strategy for modern bridges. In order for the proposed approach to be implementable, several theoretical and practical challenges have been addressed:

(a) Using analytical (mainly variational methods), experimental and computational tools, the dynamic (earthquake) response of free-standing and vertically restrained rocking frames has been investigated in depth, and the advantages and limitations of rocking isolation versus the widely accepted base (shear) isolation have been assessed. The research concludes that rocking isolation systems do not resonate with ground shaking and have the advantage of re-centering (no permanent displacements), while the horizontal displacements of the deck may be reduced with the use of vertical restrainers.

(b) The in-plane and out-of-plane response of the free-standing rocking frame has been studied separately, and the results from the analysis were found to be in remarkable good agreement with the experimental results. The response of the frame where the piers have different size and height has been also considered. The research confirms experimentally the theoretical prediction that – as concerning the planar rocking motion – an array of free-standing columns capped with a rigid beam forms a four-hinge mechanism that is a more stable configuration than the solitary column with the same size and slenderness, regardless of the rise of the center of gravity of the system. In contrary, during the out-of-plane motion, the rocking mechanism is similar to the one-hinging mechanism of the solitary column, where now the additional mass of the deck reduces appreciably the stability of the system and the contribution of vertical restrainers to improve the response becomes significant.

(c) Practical issues regarding the design and implementation of rocking isolation have been addressed, such as the optimum detailing of the bridge-piers at their base and at their head where the pivoting and impact happens, or the repercussions of rocking and impact to the flexural response of the deck during rocking motion and how the dynamics of the deck due to flexure affects the overall bridge response. The research concludes that the presence of steel plates at the base and the

head of the bridge-pier where impact happens improves the dynamic response, while reduces the possibility of crushing in the neighborhood of the pivot points during rocking motion.

(d) Reliable methods of analysis and design have been developed such as nearly-rigorous methods based on advanced numerical tools that have been calibrated from the experimental studies or simplified engineering methods, based on ready to use response/design curves (i.e. rocking spectra).

The action has supported the research of 3 PhD students and 3 post-doctoral researchers. The original contributions and findings of the project have been published in peer-reviewed archival journals (12 papers), in conference proceedings (5 papers) and books (2 chapters).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1: Πειραματική διερεύνηση λικνισμού/ολίσθησης κατά την δυναμική απόκριση απλά εδραζόμενου βάρου	11
Σύνοψη	11
1.1 Θεωρητικό υπόβαθρο - Δυναμική λικνιζόμενου στύλου με αξονική προένταση	12
• Εισαγωγή	12
• Περιορισμοί ισοδύναμης στατικής ανάλυσης	13
• Δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου στύλου με κατακόρυφη προένταση	15
• Τροποποίηση της δυσκαμψίας	18
• Φάσμα λικνισμού στύλου με προένταση – Αυτο-όμοια απόκριση	19
• Διερεύνηση συντονισμού	21
• Ερμηνεία της δυναμικής απόκρισης	22
1.2 Περιγραφή πειραματικής διάταξης	27
• Βαθμονόμηση προσομοιωτή για επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις	27
• Πειραματική διάταξη βάρου χωρίς προένταση	32
• Πειραματική διάταξη βάρου με προένταση	34
1.3 Συγκριτικά αποτελέσματα δοκιμών	38
• Συντελεστής ανάπασης και ολισθήσεις κατά την κρούση	38
• Απόκριση μεμονωμένου βάρου χωρίς προένταση σε πραγματικούς σεισμούς	41
• Σύγκριση απόκρισης μεμονωμένου βάρου με ή χωρίς προένταση	44
1.4 Σύγκριση αριθμητικών/αναλυτικών και πειραματικών αποτελεσμάτων	48
• Βαθμονόμηση – Προσομοίωμα	48
• Αποτελέσματα βαθμονόμησης	53
• Προσομοιώσεις δοκιμών	58
• Συμπεράσματα	92
1.5 Θεωρητικό υπόβαθρο - Λικνιζόμενες αψίδες	93
• Υπολογισμός μηχανισμού κατάρρευσης τεσσάρων αρθρώσεων	98
• Κατακόρυφες τομές περιστρεμμένου κυκλικού τόξου – Γεωμετρική Λύση	109
• Μέθοδος Διακριτών Στοιχείων	116
• Συμπεράσματα	117
Κεφάλαιο 2: Δυναμική απόκριση ζεύγους κιόνων με επιστύλιο	119
Σύνοψη	119
2.1 Λικνιστική απόκριση και ανάλυση ευστάθειας συστήματος στύλων – επιστυλίου	120
• Εισαγωγή	120
• Ανασκόπηση της λικνιστικής απόκρισης ελεύθερα εδραζόμενου άκαμπτου στύλου	122
• Εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου	124

•	Ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου	128
•	Μέγιστος συντελεστής ανάπαλσης	129
•	Φάσματα ανατροπής – Αυτο-όμοια απόκριση	131
•	Σεισμική ευστάθεια κιόνων που φέρουν επιστύλιο	134
•	Σεισμική μόνωση γεφυρών μέσω λικνισμού	135
•	Συμπεράσματα	138
2.2	Δυναμική του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση	139
•	Εισαγωγή	139
•	Δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση	142
•	Επίδραση των τενόντων και της μάζας της δοκού/καταστρώματος	146
•	Ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση	148
•	Φάσμα λικνισμού του πλαισίου με κατακόρυφη προένταση: Αυτο-όμοια απόκριση	149
•	Ισοδύναμο ελαστο-πλαστικό σύστημα	156
•	Συμπεράσματα	159
2.3	Δυναμική της λικνιζόμενης λίθινης αψίδας – Αξιολόγηση αριθμητικών αποτελεσμάτων και τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων	161
•	Εισαγωγή	161
•	Μέθοδος διακριτών στοιχείων	162
•	Πλευρικός μηχανισμός λικνισμού λίθινων αψίδων	163
2.4	Πειραματική διερεύνηση	168
•	Δυναμική απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με προένταση	171
2.5	Σύγκριση αποτελεσμάτων	174
•	Σύγκρισης απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου και μεμονωμένου βάρου	174
•	Απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με ή χωρίς προένταση	177
2.6	Σύγκριση αριθμητικών, αναλυτικών και πειραματικών αποτελεσμάτων	180
•	Βαθμονόμηση – προσομοίωμα	180
•	Ελεύθερα λικνιζόμενο πλαίσιο με δύο στύλους	184
•	Προσομοιώσεις δοκιμών	187
•	Αποτελέσματα αναλύσεων	188
Κεφάλαιο 3: Διερεύνηση της εκτός επιπέδου απόκρισης ζεύγους απλά εδραζόμενων βάρων τα οποία φέρουν οριζόντιο κατάστρωμα		198
	Σύνοψη	198
3.1	Πειραματική διάταξη και δοκιμές	199
•	Λικνιζόμενο πλαίσιο χωρίς προένταση	199
•	Λικνιζόμενο πλαίσιο με προένταση	201
3.2	Παρουσίαση - σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων	205
•	Σύγκριση απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου και μεμονωμένου βάρου	205

	• Απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με ή χωρίς προένταση	207
3.3	Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων	210
	• Βαθμονόμηση - προσομοίωμα	211
	• Εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα λικνιζόμενο πλαίσιο με δύο στύλους	212
	• Αποτελέσματα αναλύσεων	215
	• Συμπεράσματα	226
3.4	Πειραματική διερεύνηση της επίδρασης της καμπτικής δυσκαμψίας καταστρώματος	226
3.5	Αναλυτικές σχέσεις για την κάμψη καταστρώματος γέφυρας με ή χωρίς δέσμευση στα άκρα	230
	3.5.1 Διαμήκεις και εγκάρσιες ιδιοτιμές δοκού εδραζόμενης σε συνεχή κατανεμημένα ελατήρια	232
	• Δοκός με ελεύθερα άκρα	232
	• Δοκός με εγκάρσιους περιορισμούς στα άκρα	235
	3.5.2 Διαμήκεις και εγκάρσιες ιδιοτιμές δοκού με μοναδιαίο ελατήριο κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση στο μέσον του ανοίγματός της	239
	• Δοκός πλήρως μονωμένη κατά την εγκάρσια διεύθυνση - Εγκάρσιες Ιδιοπερίοδοι	239
3.6	Συμπεράσματα	241
	Κεφάλαιο 4: Διερεύνηση της τοπικής συμπεριφοράς στα σημεία εναλλαγής στήριξης (σημεία κρούσης) του λικνιζόμενου βάθρου	243
	Σύνοψη	243
4.1	Πειραματική διερεύνηση	244
	• Διεπιφάνεια σκυρόδεμα-σκυρόδεμα	249
	• Διεπιφάνεια χάλυβα-χάλυβα	259
4.2	Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων	269
4.3	Συμπεράσματα	277
	Κεφάλαιο 5: Διερεύνηση της εντός/εκτός επιπέδου απόκρισης καταστρώματος απλά εδραζόμενου σε βάθρα με διαφορετικά ύψη	278
	Σύνοψη	278
5.1	Πειραματική διάταξη και δοκιμές	279
	• Υπολογισμός δυσκαμψίας καλωδίου προέντασης	281
5.2	Παρουσίαση - σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων	285
5.3	Αναλυτική διερεύνηση της εντός/εκτός επιπέδου απόκρισης καταστρώματος εδραζόμενου σε ανισοϋψή βάθρα	288
	• Επιλογή κυρίαρχων παλμών στις σεισμικές καταγραφές με την μέθοδο των αριθμητικών κυματιδίων	290
	• Εντός και εκτός επιπέδου απόκριση λικνιζόμενου βάθρου	294
	• Εντός επιπέδου απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου που εδράζεται σε ανισοϋψή βάθρα	301
	• Δυναμική απόκριση γέφυρας που εδράζεται σε λικνιζόμενα ανισοϋψή βάθρα	308
5.4	Συμπεράσματα	317
	Κεφάλαιο 6: Διερεύνηση της επιρροής των καμπτικών ιδιομορφών του καταστρώματος και των βάθρων στον θεμελιώδη λικνιστικό τρόπο ταλάντωσης	319

	Σύνοψη	319
6.1	Εισαγωγή	320
6.2	Επιρροή κάμψης στη δυναμική συμπεριφορά του ανεστραμμένου εκκρεμούς	320
6.3	Επίδραση κάμψης στη δυναμική συμπεριφορά του λικνιζόμενου βάθρου	324
6.4	Επίδραση κάμψης στη δυναμική συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου	334
6.5	Επίδραση κάμψης στη δυναμική συμπεριφορά γέφυρας εδραζόμενης σε λικνιζόμενα βάθρα	347
6.6	Συμπεράσματα	356
Κεφάλαιο 7: Σύγκριση της απόκρισης υπαρκτής σεισμικά μονωμένης γέφυρας μέσω εφεδράνων με την απόκριση της ίδιας γέφυρας όπου τα εφέδρανα έχουν αφαιρεθεί αλλά τα βάθρα δύναται να λικνιστούν		357
	Σύνοψη	357
7.1	Εισαγωγή	358
7.2	Ιδιοπερίοδος σεισμικά μονωμένης κατασκευής	359
	<ul style="list-style-type: none"> • Ελεύθερες ταλαντώσεις διγραμμικού συστήματος • Ανάλυση Fourier • Ανάλυση με αριθμητικά κυματίδια (Wavelets) • Περίοδος μόνωσης διγραμμικού συστήματος που υπόκειται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις • Ανάλυση Αριθμητικών Κυματιδίων (Wavelets) • Ανάλυση στο Πεδίο του Χρόνου (PEM) • Δείκτες Αξιοπιστίας • Ανάδειξη «Επίλεκτων» Αποκρίσεων 	361 362 364 367 371 372 378 382
7.3	Ιδιοπερίοδος σεισμικά μονωμένης γέφυρας που εδράζεται σε ανισοϋψή βάθρα	384
	<ul style="list-style-type: none"> • Διαχωρισμός χρονικών διαστημάτων στο συνολικό σήμα • Μελέτη συμπεριφοράς ιδιοπεριόδων • Περιγραφή φορέα και μηχανική συμπεριφορά μελών του 	387 389 391
7.4	Δυναμική απόκριση γέφυρας που εδράζεται σε σεισμικά μονωμένα βάθρα	412
7.5	Συμπεράσματα	421
	Βιβλιογραφία	423

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Πειραματική διερεύνηση λικνισμού/ολίσθησης κατά την δυναμική απόκριση απλά εδραζόμενου βάρου

ΣΥΝΟΨΗ

Η προϋπόθεση για ένα απλά εδραζόμενο στοιχείο να εμπλακεί σε λικνισμό είναι οι δυνάμεις τριβής στη διεπιφάνεια της βάσης να είναι αρκετά μεγάλες ώστε να μην επιτρέπουν ολίσθηση. Υπό ιδεατές συνθήκες η απόκριση σε λικνισμό συμβαίνει όταν το $\mu > \tan(\alpha)$. Ως εκ τούτου, οποτεδήποτε η εδαφική επιτάχυνση υπερβαίνει την τιμή $g \tan(\alpha)$, το υψίκορμο βάρου θα λικνίζεται χωρίς να ολισθαίνει. Κατά την πρώτη κρούση αναπτύσσονται στιγμιαία υψηλές επιταχύνσεις και κατά την στιγμή αυτή δύναται να συμβούν μικροολισθήσεις.

Τα φαινόμενα της ενδεχόμενης ολίσθησης εξετάστηκαν στη σεισμική τράπεζα του Πανεπιστημίου Πατρών. Κατά την διάρκεια των δοκιμών η ενδεχόμενη ολίσθηση παρακολουθούνταν για διάφορες τιμές της ραδιότητας του βάρου.

Η λικνιστική απόκριση υψίκορμου βάρου με κατακόρυφη προένταση μελετήθηκε επίσης πειραματικά, με εξέταση διαφόρων τιμών δυστένιας του τένοντα προέντασης. Τα πλεονεκτήματα και οι περιορισμοί των εναλλακτικών διατάξεων μελετήθηκαν σε βάθος προκειμένου να προσδιοριστεί η πιο ευσταθής-πρακτική διάταξη υποκείμενη σε ένα ευρύ φάσμα διεγέρσεων.

Η λικνιστική απόκριση λίθινων ασίδων μελετήθηκε αναλυτικά. Στο κεφάλαιο αυτό διερευνήθηκε η επιτάχυνση ανασήκωσης λίθινης ασίδας για λικνισμό στο επίπεδο της ασίδας.

1.1 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΟΥ ΣΤΥΛΟΥ ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Εξετάζεται κατ' αρχή η λικνιστική απόκριση ενός ψηλόλιγνου στύλου με κατακόρυφη προένταση μέσω ελαστικού τένοντα που διέρχεται κεντροβαρικά από τον άξονά του. Εφαρμόζοντας θεωρία μεταβολών, διατυπώνεται η μη-γραμμική εξ. κίνησης όπου η δυσκαμψία και η δύναμη προέντασης του τένοντα επεξεργάζονται ξεχωριστά. Με αυτόν τον τρόπο, η δυσκαμψία μετά την ανασήκωση του συστήματος μπορεί να είναι από αρνητική έως θετική ανάλογα με την αξονική δυσκαμψία του κατακόρυφου τένοντα. Αποδεικνύεται ότι οι κατακόρυφοι τένοντες είναι ικανοί να περιορίσουν την απόκριση μικρότερων στύλων που υπόκεινται σε μακροπερίοδες διεγέρσεις. Η επίδραση του κατακόρυφου τένοντα γίνεται λιγότερη σημαντική καθώς το μέγεθος του στύλου ή η συχνότητα του παλμού αυξάνεται, δεδομένου ότι το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής αντίστασης των μεγάλων λικνιζόμενων στύλων προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδράνειας.

Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια των δύο τελευταίων δεκαετιών υπήρξε έντονη προσπάθεια από τους ερευνητές να προσελκύσουν το ενδιαφέρον των μηχανικών γεφυρών στα μοναδικά πλεονεκτήματα της ιδέας του να επιτρέπεται στα βάρη των γεφυρών να ανασηκώνονται ή, πιο γενικά, να περιστρέφονται γύρω από συγκεκριμένα σημεία, ενεργοποιώντας έναν «κατώτερο» μηχανισμό αστοχίας. Με τον τρόπο αυτό η σεισμική απαίτηση σε άλλα κρίσιμα σημεία της κατασκευής μειώνεται, ενώ οι παραμένουσες παραμορφώσεις διατηρούνται σε μικρά επίπεδα λόγω της έμφυτης τάσης των μηχανισμών που λικνίζονται να επιστρέφουν στην αρχική τους θέση.

Λόγω των σημαντικών βλαβών στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων και των παραμενουσών πλευρικών παραμορφώσεων που είναι έμφυτες στον σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, οι Mander and Cheng (1999) εισήγαγαν τον Σχεδιασμό Αποφυγής Βλαβών (*Damage Avoidance Design—DAD*) όπου οι στύλοι ενός πλαισίου επιτρέπεται να λικνίζονται πάνω από τη θεμελίωση και κάτω από τη δοκό που φέρουν, χωρίς να εισάγουν βλάβες στο σύστημα. Αυτό επιτυγχάνεται διακόπτοντας τον διαμήκη οπλισμό των στύλων πριν να φτάσουν στη θεμελίωση ή στη δοκό. Στον DAD, χρησιμοποιείται κεντροβαρικός προεντεταμένος τένοντας στους στύλους για αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας της αρθρωτής κατασκευής. Στην ουσία, το διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης που περιγράφεται στην εργασία των Mander and Cheng (1999) δείχνει πως η αξονική δυσκαμψία του τένοντα είναι αρκετά μεγάλη ώστε η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου πλαισίου μετά την ανασήκωση να είναι θετική. Με αυτή την δυσκαμψία του τένοντα που αντιστρέφει την αρνητική δυσκαμψία του λικνισμού μπορεί κάποιος να δημιουργήσει ένα ισχυρότερο σύστημα. Παρά ταύτα, σήμερα δεν έχει ακόμα κατανοηθεί σε πιο βαθμό ένας δύσκαμπτος κατακόρυφος τένοντας που προσφέρει θετική πλευρική δυσκαμψία βελτιώνει τη σεισμική ευστάθεια ψηλών λικνιζόμενων βάρων. Ακολούθησε η εργασία του Cheng (2008) ο οποίος παρουσίασε δοκιμές σε σεισμική τράπεζα της απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου με δύο στύλους και κατακόρυφη προένταση. Στην εργασία μεξετάστηκε η επίδραση διαφόρων παραμέτρων του συστήματος - κάποιες από τις διατάξεις στην εργασία του Cheng (2008) παρουσίασαν αρνητική δυσκαμψία (π.χ. δοκιμή R30PNK250) αλλά η φυσική σημασία και η επίδραση της αύξησης της δυσκαμψίας του τένοντα δεν εξετάστηκε περαιτέρω.

Η άμεση ανάγκη για την επαναφορά των γεφυρών στην αρχική τους θέση μετά από έναν ισχυρό σεισμό ήταν το έναυσμα για αρκετές εργασίες (Priestley and Tao 1993, Palermo et al. 2005, Cheng 2007, Mahin et al. 2006, Sakai et al. 2006, Kam et al. 2010, και εργασίες που αναφέρονται σε αυτές) που χρησιμοποίησαν την ιδέα της ενίσχυσης των βάρων μέσω κατακόρυφης προέντασης,

μειώνοντας ή διακόπτοντας τον διαμήκη οπλισμό των στύλων πριν την ένωσή τους με τη θεμελίωση ή το κατάστρωμα, όπως είχε αρχικά προταθεί από τους Mander and Cheng (1999). Η ίδια ιδέα έχει προκαλέσει το ενδιαφέρον και στο πεδίο της τεχνολογίας των προκατασκευασμένων γεφυρών, όπου ομοίως τα βάρη συνδέονται με τη θεμελίωση και το κατάστρωμα με κατακόρυφους προεντεταμένους τένοντες που διέρχονται κεντροβαρικά από τον άξονα των βάρων και με ελαφρύ διαμήκη οπλισμό γύρω από την περιφέρειά τους (Wacker et al. 2005, Cohagen et al. 2008, μεταξύ άλλων). Με αυτό τον σχεδιασμό το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής φόρτισης συγκεντρώνεται στις διεπιφάνειες βάθρου-θεμελίωσης και βάθρου-καταστρώματος. Και ενώ αυτό παρομοιάζει με τη συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013, 2014), η σημερινή λογική ακολουθεί ένα υβριδικό λικνιζόμενο πλαίσιο με θετική πλευρική δυσκαμψία. Η ίδια ιδέα έχει χρησιμοποιηθεί και σε κτίρια χρησιμοποιώντας προεντεταμένες δοκούς (Pampanin 2005, Christopoulos et al. 2002).

Οι Makris and Zhang (2001) και Makris and Black (2002) διερεύνησαν την λικνιστική απόκριση και ευστάθεια του άκαμπτου στοιχείου και συμπέραναν πως η κατακόρυφη προένταση είναι πιο αποτελεσματική στο να αποτρέπει την ανατροπή μικρών στοιχείων τα οποία υπόκεινται σε μακροπερίόδους παλμούς. Με αύξηση του μεγέθους του στύλου, η στρεπτική ροπή αδρανείας του αυξάνει με το τετράγωνο του μεγέθους με αποτέλεσμα η σεισμική ευστάθεια των μεγάλων, ελεύθερα εδραζόμενων στύλων, να οφείλεται κυρίως στη δυσκολία κινητοποίησης της μεγάλης ροπής αδρανείας, παρά στη μικρή επίδραση της προέντασης. Στο Κεφ. 1 συνεχίζεται η έρευνα των προαναφερθεισών εργασιών και τονίζεται η μεγάλη σεισμική αντοχή των ψηλών λικνιζόμενων στύλων λόγω της μεγάλης στρεπτικής ροπής αδρανείας, ενώ η επίδραση της κατακόρυφης προέντασης μειώνεται σημαντικά με την αύξηση του μεγέθους των στύλων.

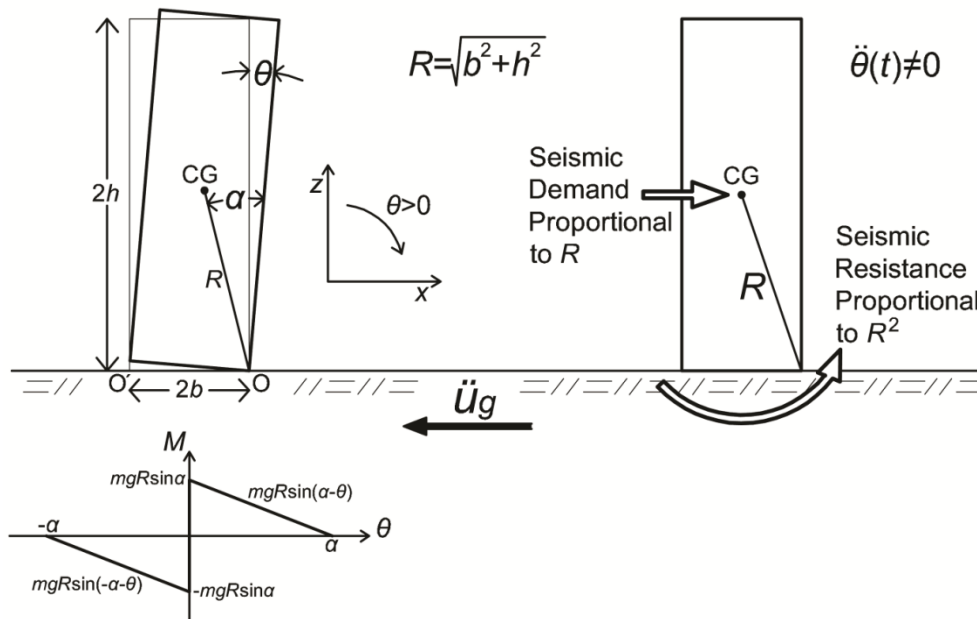
Περιορισμοί ισοδύναμης στατικής ανάλυσης

Έστω ένας ελεύθερα εδραζόμενος άκαμπος στύλος με μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ και ραδινότητα $b/h = \tan\alpha$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.1 (αριστερά). Γίνεται η υπόθεση ότι η βάση του στύλου μετακινείται (έστω προς τα αριστερά) με αργά προοδευτική επιτάχυνση, \ddot{u}_g (έστω ενός παλμός επιτάχυνσης με πολύ μεγάλη διάρκεια που επιτρέπει μία ισοδύναμη στατική ανάλυση). Ανασήκωση του στοιχείου (σχηματισμός άρθρωσης) συμβαίνει όταν η σεισμική απαίτηση (ροπή ανατροπής) $= m\ddot{u}_g h$ φτάσει την τιμή της σεισμικής αντοχής (ροπή επαναφοράς) $= mgb$. Τη στιγμή που πρόκειται να ανασηκωθεί, «στατική» ισορροπία ροπών του στοιχείου περί τον πόλο περιστροφής O θα δώσει

$$\begin{array}{ccc}
 m\ddot{u}_g h & = & mgb \\
 \text{demand} & \text{resistance} & \\
 \text{or} & & \\
 \ddot{u}_g & = & g \frac{b}{h} = \underbrace{g \tan \alpha}_{\text{resistance}}
 \end{array} \quad (1.1.1)$$

Η εξ. (1.1.1) είναι γνωστή και ως West's formula (Milne 1885, Kirkpatrick 1927), και δείχνει πως το στοιχείο $\langle b, h \rangle$ θα ανασηκωθεί όταν $\ddot{u}_g \geq g \tan\alpha$. Τώρα, δεδομένου ότι αυτή είναι μία «ψευδο-στατική» πλευρική αδρανειακή φόρτιση, η στρεπτική ροπή αδρανείας λόγω της σχεδόν μηδενικής στροφικής επιτάχυνσης του στύλου είναι αμελητέα ($\ddot{\theta}(t) = 0$). Μετά την ανασήκωση, ο λικνιζόμενος στύλος περιστρέφεται με φορά θετική, $\theta(t)$, και επομένως η σεισμική απαίτηση είναι $m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta(t))$, ενώ η σεισμική αντοχή είναι μόλις $m g R \sin(\alpha - \theta(t))$ αφού $\ddot{\theta}(t) = 0$. Για $\theta > 0$, η αντοχή του λικνιζόμενου στοιχείου μετά την ανασήκωση υπό ψευδο-στατική φόρτιση είναι $\tan(\alpha - \theta(t))$ που είναι μικρότερη από $\tan\alpha$. Συνεπώς, από την στιγμή που το στοιχείο θα ανασηκωθεί, σημαίνει αυτομάτως ότι θα ανατραπεί. Από την ανάλυση αυτή γίνεται αντιληπτό ότι με βάση τη

ψευδο-στατική πλευρική φόρτιση η ευστάθεια του στύλου εξαρτάται μονάχα από την ραδινότητα ($g \tan \alpha$) και είναι ανεξάρτητη του μεγέθους ($R = \sqrt{b^2 + h^2}$).



Σχήμα 1.1.1. (a): Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του ελεύθερα εδραζόμενου στύλου μαζί με το διάγραμμα ροπής στροφής. (b): Κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης που ο στύλος λικνίζεται ($\ddot{\theta}(t) \neq 0$) η σεισμική αντοχή είναι ανάλογη του R^2 , ενώ η σεισμική απαίτηση είναι ανάλογη του R . Συνεπώς, όταν ένας ελεύθερα εδραζόμενος στύλος είναι αρκετά μεγάλος μπορεί να παραμείνει ευσταθής υπό μεγάλες οριζόντιες επιταχύνσεις ακόμα και εάν είναι πολύ λεπτός.

Στην πραγματικότητα, μία σεισμική φόρτιση, \ddot{u}_g , δεν είναι μία ψευδο-στατική φόρτιση, και καθώς ο στύλος ανασηκώνεται θα περιστραφεί με πεπερασμένη στρεπτική επιτάχυνση ($\ddot{\theta}(t) \neq 0$). Στην περίπτωση αυτή, η δυναμική ισορροπία ροπών θα δώσει

$$\underbrace{-m\ddot{u}_g(t)R \cos[\alpha - \theta(t)]}_{\text{seismic demand}} = \underbrace{I_o \ddot{\theta}(t) + mgR \sin[\alpha - \theta(t)]}_{\text{seismic resistance}}, \quad \theta > 0 \quad (1.1.2)$$

όπου I_o είναι η στρεπτική ροπή αδρανείας του στύλου περί τον πόλο περιστροφής στη βάση—μία ποσότητα που είναι ανάλογη με το τετράγωνο του μεγέθους του στύλου R . Για παράδειγμα, για ορθογωνικούς στύλους, $I_o = \frac{4}{3}mR^2$, και η εξ. (1.1.2) παίρνει τη μορφή

$$\underbrace{-\ddot{u}_g(t)R \cos[\alpha - \theta(t)]}_{\text{seismic demand}} = \underbrace{\frac{4}{3}R^2 \ddot{\theta}(t) + gR \sin[\alpha - \theta(t)]}_{\text{seismic resistance}}, \quad \theta > 0 \quad (1.1.3)$$

Η εξ. (1.1.3) δείχνει πως όταν ένας ψηλόλιγνος ελεύθερα εδραζόμενος στύλος πραγματοποιεί λικνιστική απόκριση, η σεισμική απαίτηση (σεισμική ροπή ανατροπής) είναι ανάλογη του R , ενώ η σεισμική αντοχή (αντίσταση στον λικνισμό) είναι ανάλογη του R^2 . Συνεπώς, η εξ. (1.1.3) υποδεικνύει ότι για δεδομένη εδαφική απόκριση, ανεξάρτητα από τη ραδινότητα του στύλου (μικρό

α) και πόσο ισχυρή είναι η σεισμική δόνηση, \ddot{u}_g (μεγάλη σεισμική απαίτηση), όταν ένας στύλος που περιστρέφεται ($\ddot{\theta}(t) =$ πεπερασμένη τιμή) είναι αρκετά μεγάλος, η δεύτερη δύναμη του R στο δεξί μέρος της εξίσωσης (σεισμική αντοχή/αντίσταση) θα μπορεί πάντα να εξασφαλίζει την ευστάθεια. Με απλά λόγια, το φαινόμενο μεγέθους-συχνότητας του Housner (1963) υπενθυμίζει ότι ένας τετραγωνικός όρος κάποια στιγμή θα υπερिσχύσει πάντα ενός γραμμικού όρου ανεξάρτητα από τις τιμές των επί μέρους συντελεστών τους.

Το Σχήμα 1.1.1 (δεξιά) παρουσιάζει τη σχέση με το μέγεθος R της σεισμικής απαίτησης (γραμμική σχέση) και της σεισμικής αντοχής/αντίστασης (τετραγωνική σχέση). Η ισοδύναμη στατική μέθοδος δεν μπορεί εξ ορισμού να συμπεριλάβει όρους στρεπτικής επιτάχυνσης, και επομένως αδυνατεί να προσεγγίσει τη σεισμική ευστάθεια ψηλών ελεύθερα εδραζόμενων κατασκευών.

Όταν σε ένα στύλο τοποθετηθεί κατακόρυφη προένταση μέσω τένοντα που διέρχεται κεντροβαρικά από τον άξονά του όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.2, η δύναμη επαναφοράς του τένοντα είναι επίσης ανάλογη της πρώτης δύναμης του πλάτους του στύλου. Συνεπώς, καθώς το μέγεθος του στύλου αυξάνεται, η σεισμική αντοχή/αντίσταση που προέρχεται από τη δυσκολία κινητοποίησης της στρεπτικής ροπής αδρανείας του στύλου αυξάνεται με R^2 και τελικά θα κυριαρχήσει έναντι της αντίστασης από τον τένοντα (ανάλογη του $R \sin \alpha$) – ακόμα και αν ο τένοντας είναι πολύ δύσκαμπος.

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΟΥ ΣΤΥΛΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

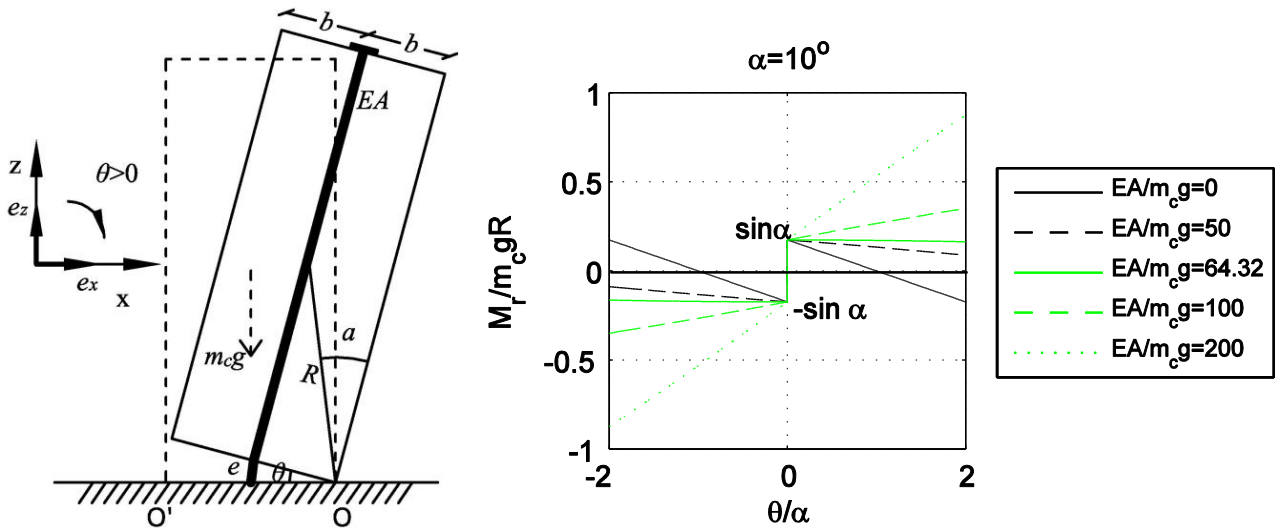
Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η δυναμική απόκριση του μεμονωμένου λικνιζόμενου στύλου, στον οποίο έχει τοποθετηθεί κατακόρυφη προένταση μέσω τένοντα που διέρχεται κεντροβαρικά από τον άξονά του, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.2. Ακολουθώντας την προσέγγιση του Housner (1963), ο στύλος θεωρείται άκαμπτος πάνω σε απαραμόρφωτο έδαφος. Ο λικνισμός παραμορφώσιμου θεμελίου μελετήθηκε από τους Chatzis and Smyth (2012) ενώ ο λικνισμός ελαστικών στοιχείων από τους Acikgoz and DeJong (2012) και Vassiliou et al. (2014). Στο Κεφ. 1 εξετάστηκε ο λικνισμός ενός σχετικά άκαμπτου στύλου επί άκαμπτου εδάφους. Όταν η δυσκαμψία, EA , του τένοντα είναι μικρή σε σύγκριση με το βάρος του λικνιζόμενου στύλου, $m_c g$, μετά την ανασήκωση η δυσκαμψία του συστήματος παραμένει αρνητική, όπως για στην περίπτωση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου στύλου. Όταν η δυσκαμψία, EA , του τένοντα αυξάνεται, η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου στύλου αυξάνεται σταδιακά από αρνητική σε θετική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.2. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του στύλου, θα μπορούσαν να τοποθετηθούν γραμμικά ελατήρια σε σειρά ώστε το σύστημα να παραμείνει ελαστικό για το αναμενόμενο εύρος ταλάντωσης (Cheng 2008). Στην περίπτωση αυτή, ο όρος $EA/2h$ στις παρακάτω εξισώσεις θα πρέπει να αντικατασταθεί με μία ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος ελατηρίων-τένοντα.

Γίνεται η υπόθεση ότι ο λικνιζόμενος στύλος δεν θα ανατραπεί, θα επιστρέψει στην αρχική του θέση, θα συμβεί κρούση στον νέο πόλο περιστροφής και εν συνεχεία θα λικνιστεί προς την αντίθετη κατεύθυνση. Κατά τη διάρκεια του λικνισμού, η οριζόντια και η κατακόρυφη μετακίνηση του κέντρου βάρους, $u(t)$, $v(t)$ δίνονται για $\theta(t) < 0$ και $\theta(t) > 0$ στις ακόλουθες εκφράσεις

$$u(t) = \mp R [\sin \alpha - \sin(\alpha \pm \theta)] \quad (1.1.4)$$

$$v(t) = R [\cos(\alpha \pm \theta) - \cos \alpha] \quad (1.1.5)$$

Στις παραπάνω σχέσεις, όταν εμφανίζεται ο διπλός συμβολισμός (έστω \pm) το άνω πρόσημο είναι για $\theta < 0$ και το κάτω για $\theta > 0$.



Σχήμα 1.1.2. Λικνιζόμενος στύλος με ραδινότητα $\tan\alpha=b/h$ και μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ (α) μαζί με το διάγραμμα ροπής-στροφής για διάφορες τιμές της αδιάστατης δυσκαμψίας του τένοντα $EA/m_c g$ (β).

Ανεξάρτητα από το πρόσημο της στροφής $\theta(t)$, κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$ η μεταβολή του έργου δW που παράγεται από το πεδίο των εξωτερικών δυνάμεων είναι

$$\delta W = -m_c (\ddot{u}_g \delta u + g \delta v) \quad (1.1.6)$$

Κατά τη διάρκεια αυτής της αποδεκτής στροφής $\delta\theta$, η μεταβολή του έργου δW και η μεταβολή των μετακινήσεων δu και δv είναι:

$$\delta u = \frac{du}{d\theta} \delta\theta \quad (1.1.7)$$

και

$$\delta v = \frac{dv}{d\theta} \delta\theta \quad (1.1.8)$$

Μετά την παραγωγή των Εξισώσεων (1.1.4) και (1.1.5) για $\theta > 0$ ως προς θ , οι Εξισώσεις (1.1.7) και (1.1.8) δίνουν:

$$\delta u = R \cos(\alpha - \theta) \delta\theta \quad (1.1.9)$$

$$\delta v = R \sin(\alpha - \theta) \delta\theta \quad (1.1.10)$$

Αντικατάσταση των εξ. (1.1.9) και (1.1.10) στην εξ. (1.1.6) δίνει:

$$\frac{dW}{d\theta} = -m_c R [\ddot{u}_g \cos(\alpha - \theta) + g \sin(\alpha - \theta)], \quad \theta > 0 \quad (1.1.11)$$

Κατά τη διάρκεια λικνιστικής απόκρισης στύλων με κατακόρυφη προένταση, πέρα από το έργο του πεδίου εξωτερικών δυνάμεων, W , παράγεται και έργο από την αξονική δύναμη του τένοντα,

$$P = \frac{EA}{2h} e \quad \text{όπου } e \text{ είναι η επιμήκυνση του τένοντα λόγω λικνισμού. Σύμφωνα με το Σχήμα 1.1.2}$$

$$e = R \sin \alpha \sqrt{2} \sqrt{(1 - \cos \theta)} \quad (1.1.12)$$

Επιπρόσθετα της επιμήκυνσης, e , σε αυτήν την ανάλυση συμπεριλαμβάνεται μία αρχική επιμήκυνση, e_o , του τένοντα λόγω πιθανής προέντασης, $P_o = \frac{EA}{2h} e_o$. Συνεπώς, ανεξάρτητα από το πρόσημο της στροφής $\theta(t)$, η δυναμική ενέργεια λόγω αξονικού φορτίου του τένοντα είναι:

$$V = \frac{1}{2} \frac{EA}{2R \cos \alpha} (e + e_o)^2 \quad (1.1.13)$$

Στην παραπάνω εξ. γίνεται η υπόθεση ότι η δύναμη του τένοντα είναι σταθερή κατά μήκος του καλωδίου. Με αντικατάσταση της εξ (1.1.12) στην εξ. (1.1.13) και μετά από παραγωγή ως προς την ανεξάρτητη μεταβλητή, θ , προκύπτει:

$$\frac{dV}{d\theta} = R \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{EA}{2 \cos \alpha} \sin \alpha + \frac{P_o}{\sqrt{2 - 2 \cos \theta}} \right] \quad (1.1.14)$$

Κατά τη διάρκεια λικνιστικής απόκρισης, πρέπει να ικανοποιείται η εξίσωση Lagrange:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{d(T - V)}{d\dot{\theta}} \right) - \frac{d(T - V)}{d\theta} = \frac{dW}{d\theta} \quad (1.1.15)$$

Στην εξ. (1.1.15), T είναι η κινητική ενέργεια του συστήματος με βάση τη σχετική μετακίνηση σε σχέση με το έδαφος, όπου $\frac{dW}{d\theta}$ και $\frac{dV}{d\theta}$ δίνονται από τις εξ (1.1.11) και (1.1.14) αντίστοιχα. Είτε για $\theta(t) < 0$, είτε για $\theta(t) > 0$, η κινητική ενέργεια του συστήματος είναι:

$$T = \frac{1}{2} I_o \dot{\theta}^2(t) \quad (1.1.16)$$

Αντικατάσταση των εξ. (1.1.11), (1.1.14) και (1.1.16) στην εξ. (1.1.15) Lagrange, οδηγεί στην εξ. κίνησης του λικνιζόμενου στύλου με κατακόρυφη προένταση για $\theta(t) > 0$.

$$I_o \ddot{\theta}(t) = -m_c R \left[\ddot{u}_g \cos(\alpha - \theta) + g \sin(\alpha - \theta) \right] - R \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{1}{2} EA \tan \alpha + \frac{P_o}{\sqrt{2} \sqrt{(1 - \cos \theta)}} \right] \quad (1.1.17)$$

Η εξ. (1.1.17) απλοποιείται περαιτέρω στη μορφή

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin(\alpha - \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha - \theta) + \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{1}{2} \frac{EA}{m_c g} \tan \alpha + \frac{F_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2} \sqrt{(1 - \cos \theta)}} \right] \right\} \quad (1.1.18)$$

όπου $p = \sqrt{\frac{m_c R g}{I_o}}$ είναι η παράμετρος συχνότητας του στύλου. Για ορθογωνικό στύλο, $I_o = (4/3)m_c R^2$

και η παράμετρος συχνότητας λαμβάνει την τιμή $p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$. Με παρόμοιο τρόπο, για $\theta < 0$ οδηγούμαστε στην:

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \begin{array}{l} \sin(\alpha \operatorname{sgn} \theta - \theta) + \frac{\ddot{i}_g}{g} \cos(\alpha \operatorname{sgn} \theta - \theta) + \\ + \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{1}{2} \frac{EA}{m_c g} \tan \alpha + \frac{P_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2} \sqrt{(1 - \cos \theta)}} \right] \end{array} \right\} \quad (1.1.19)$$

elasticity *prestressing*

που είναι πανομοιότυπη έκφραση με την «προ-διαρροής» (*pre-yield*) έκφραση (χωρίς προένταση) των Dimitrakopoulos and DeJong (2012). Παρά ταύτα, σε αντίθεση με την προσέγγιση των Dimitrakopoulos and DeJong (2012), εδώ ο μηχανισμός προέντασης θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά. Μία προσεγγιστική έκφραση της εξ. (1.1.19) έχει παρουσιαστεί από τους Barthes et al. (2010).

Κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης ενός στύλου με κατακόρυφη προένταση, η καμπύλη του διαγράμματος ροπής-στροφής εξαρτάται από την δυσκαμψία του τένοντα και τον βαθμό προέντασης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.2, χωρίς να εσωκλείεται κάποια περιοχή. Απόσβεση ενέργειας συμβαίνει μόνο κατά τη στιγμή των κρούσεων όταν η στροφή αντιστρέφεται. Την συγκεκριμένη χρονική στιγμή, γίνεται η υπόθεση ότι η περιστροφή συνεχίζεται ομαλά από το σημείο O στο O' και ότι η δύναμη κρούσης συγκεντρώνεται στον νέο πόλο περιστροφής. Με αυτήν την εξιδανίκευση, η δύναμη κρούσης δεν εφαρμόζει ροπή γύρω από τον νέο πόλο περιστροφής O' , επομένως η νέα δύναμη κρούσης δεν επηρεάζει την στροφορμή του λικνιζόμενου στύλου μετά την κρούση. Ομοίως, κατά την διάρκεια της κρούσης ($\theta(t)=0$) η επιμήκυνση του τένοντα, e , που δίνεται από την εξ. (1.1.12) είναι ίση με μηδέν, ενώ οποιαδήποτε πεπερασμένη δύναμη λόγω προέντασης θα είναι η ίδια πριν και μετά την κρούση. Συνεπώς, η δύναμη του τένοντα κατά τη στιγμή της κρούσης δεν προκαλεί μεταβολή της στροφορμής πριν και μετά την κρούση. Ακολουθώντας αυτόν τον συλλογισμό, ο λόγος της κινητικής ενέργειας πριν και μετά την κρούση προκύπτει ο ίδιος με την περίπτωση του ελεύθερα λικνιζόμενου στύλου

$$r = \frac{\dot{\theta}_2^2}{\dot{\theta}_1^2} = \left(1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right)^2 \quad (1.1.20)$$

Αυτή η συλλογιστική έχει χρησιμοποιηθεί και σε πιο πολύπλοκα συστήματα για την περιγραφή της δυναμικής τους απόκρισης (Vassiliou and Makris 2012).

Τροποποίηση της δυσκαμψίας

Στην περίπτωση του λικνιζόμενου στύλου με κατακόρυφη προένταση, η αρνητική δυσκαμψία προκύπτει από το γεγονός ότι το διάνυσμα του βάρους (δύναμη επαναφοράς) πλησιάζει τον πόλο περιστροφής, ενώ η θετική δυσκαμψία προκύπτει από την παρουσία του κατακόρυφου τένοντα που προσφέρει μία αυξανόμενη δύναμη επαναφοράς. Χωρίς απώλεια της γενικότητας εξετάζεται η περίπτωση όπου ($\theta(t) > 0$). Η εξ. (1.1.17) δείχνει πως η ροπή επαναφοράς είναι:

$$M_r(\theta) = m_c g R \left[\sin(\alpha - \theta) + \sin \alpha \sin \theta \left(\frac{\tan \alpha}{2} \frac{EA}{m_c g} + \frac{P_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2}\sqrt{1 - \cos \theta}} \right) \right] \quad (1.1.21)$$

όπου μετά την ανακατανομή όρων λαμβάνει τη μορφή:

$$\frac{M_r(\theta)}{m_c g R} = \sin \alpha \left[\cos \theta + \sin \theta \left(\frac{P_o}{m_c g \sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{1 - \cos \theta}} + \frac{1}{2} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] \quad (1.1.22)$$

Στο Σχήμα 1.1.2 έχει σχεδιαστεί η έκφραση της εξ. (1.1.22) για διάφορες τιμές της αδιάστατης δύναμης δυσκαμψίας $\frac{EA}{m_c g}$ για στύλο με ραδινότητα $a=10^\circ$ και για $\frac{P_o}{m_c g} = 0$. Επιπλέον, το Σχήμα

1.1.2 αποκαλύπτει ότι ενώ το δεξί μέρος της εξ. (1.1.22) είναι μη γραμμικό, η ροπή επαναφοράς ακολουθεί μία σχεδόν γραμμική συμπεριφορά καθώς ο στύλος περιστρέφεται. Γραμμικοποιώντας την εξ. (1.1.22) ($1 - \cos \theta \approx \theta^2/2$, $\sin \theta \approx \theta \cos \theta \approx 1$) προκύπτει:

$$\frac{M_r(\theta)}{m_c g R} = \sin \alpha \left[1 + \frac{P_o}{m_c g} + \theta \left(\frac{1}{2} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] \quad (1.1.23)$$

Το Σχήμα 1.1.2 και η εξ. (1.1.23) κάνουν ξεκάθαρο πως καθώς η δυσκαμψία του τένοντα αυξάνεται, η αρχική καμπύλη της ροπής επαναφοράς μετατρέπεται από αρνητική σε θετική. Ο συντελεστής της στροφής θ στην εξ. (1.1.23) εκφράζει τη δυσκαμψία του συστήματος μετά την ανασήκωση και επομένως η συνθήκη ώστε το γραμμικοποιημένο σύστημα να έχει θετική δυσκαμψία είναι:

$$\frac{EA}{m_c g} > 2 \frac{1}{\tan^2 \alpha} \quad (1.1.24)$$

Για παράδειγμα, σύμφωνα με την εξ. (1.1.24) ένας κατακόρυφος λικνιζόμενος στύλος έχει θετική δυσκαμψία όταν $\frac{EA}{m_c g} > 64.32$ για $\alpha=10^\circ$ και όταν $\frac{EA}{m_c g} > 32.17$ για $\alpha=14^\circ$. Όταν η έκφραση της εξ.

(1.1.24) γίνει ισότητα ο στύλος με την κατακόρυφη προένταση θα έχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.2. Μπορεί να επιβεβαιωθεί ότι το γραμμικοποιημένο σύστημα που παρουσιάζει η εξ. (1.1.23) προσφέρει αξιόπιστα αποτελέσματα ακόμα και για στροφές θ τόσο μεγάλες, όσο και η ραδινότητα a . Για παράδειγμα, όταν κάποιος χρησιμοποιεί την μη-γραμμική έκφραση της εξ. (1.1.22) (Vassiliou 2010), η ακριβής τιμή του όρου $EA/m_c g$ που διατηρεί θετική την παράγωγο $dM_r(\theta)/d(\theta)$ είναι

$$\frac{EA}{m_c g} > 2 \frac{1 + \tan^2 \alpha}{\tan^2 \alpha} \quad (1.1.25)$$

Η διαφορά ανάμεσα στην ανίσωση (1.1.24) και (1.1.25) είναι 3.0% για $\alpha=10^\circ$ και 6.0% για $\alpha=14^\circ$.

Φάσμα λικνισμού στύλου με προένταση – Αυτο-όμοια απόκριση

Η μαθηματική εξιδανίκευση των εδαφικών επιταχύνσεων με μορφή παλμού (*pulse-type*) όπως περιγράφεται σε διάφορες δημοσιεύσεις τα τελευταία 50 χρόνια (Veletsos and Newmark 1960, Veletsos et al. 1965, Bertero et al. 1978, Hall et al. 1995, Makris 1997, Makris and Chang 2000,

Alavi and Krawinkler 2001, Mavroidis and Papageorgiou 2003, Makris and Psychogios 2006, Baker 2007, Vassiliou and Makris 2011) χαρακτηρίζονται ανεξαιρέτως από την περίοδο του παλμού, T_p , και από το μέγεθος της επιτάχυνσης του παλμού, a_p .

Οι σύγχρονες μεθοδολογίες για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών του παλμού μεγάλου αριθμού καταγραφών έχουν ιδιαίτερη αξία, καθώς το γινόμενο $a_p T_p^2 = L_p$ αποτελεί μία χαρακτηριστική κλίμακα μήκους της εδαφικής διέγερσης και είναι ενδεικτικό του μεγέθους της εμμονής (*persistence*) του πιο ενεργητικού παλμού που δημιουργεί ανελαστική μετακίνηση (Makris and Black 2004a,b). Επισημαίνεται ότι η εμμονή του παλμού, $a_p T_p^2 = L_p$, είναι διαφορετικό χαρακτηριστικό από την ένταση του παλμού που μετράται με την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης, a_p . Υπενθυμίζεται ότι ανάμεσα σε δύο παλμούς με διαφορετικό πλάτος επιτάχυνσης (έστω $a_{p1} > a_{p2}$) και διαφορετική διάρκεια παλμού (έστω $T_{p1} < T_{p2}$) η ανελαστική παραμόρφωση δεν κλιμακώνεται με τη μεγαλύτερη επιτάχυνση (ένταση παλμού) αλλά με το μεγαλύτερο μήκος (μεγαλύτερο $a_p T_p^2 =$ μεγαλύτερη εμμονή παλμού), (Makris and Black 2004a,b, Karavasilis et al. 2010).

Η έντονη γραμμή στο Σχήμα 1.1.3 (κάτω-αριστερά) αποτελεί έκφραση της δεύτερης παραγώγου της Gaussian κατανομής, $e^{-t^2/2}$, γνωστής στους σεισμολόγους ως το συμμετρικό κυματίδιο Ricker (Ricker 1943, 1944):

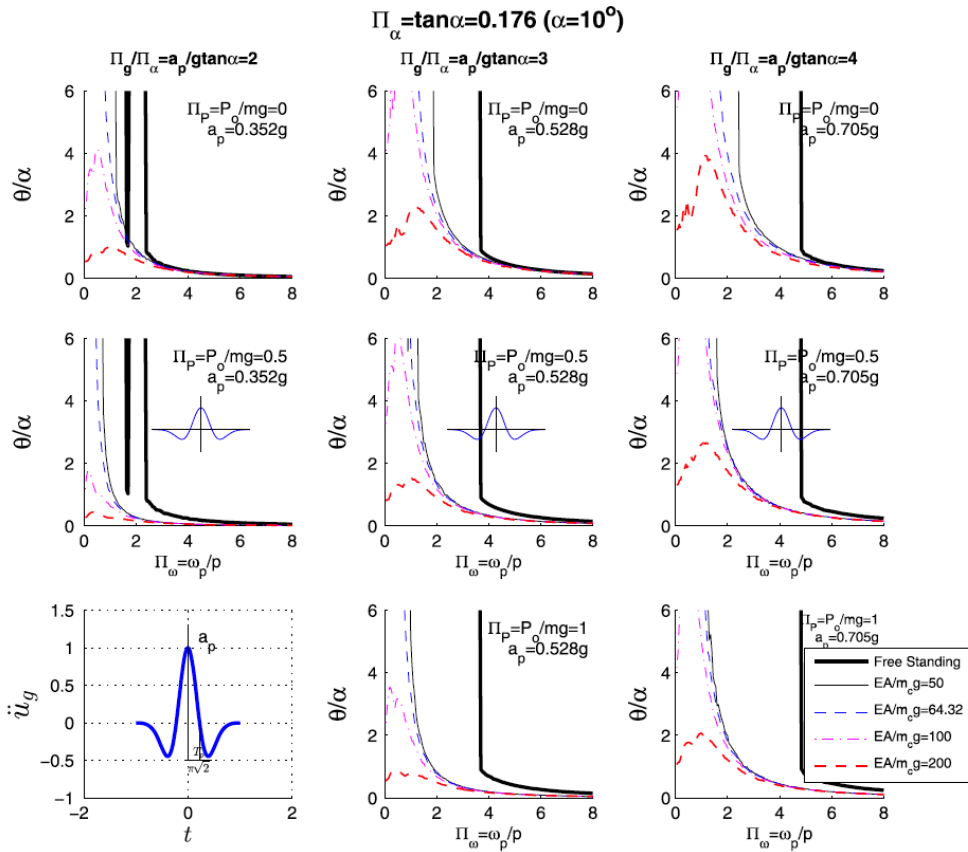
$$\psi(t) = a_p \left(1 - \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}\right) e^{-\frac{1}{2} \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}} \quad (1.1.26)$$

Το αριθμητικό κυματίδιο που περιγράφει η εξ. (1.1.26) ή η παράγωγός του μπορεί να προσεγγίσει ικανοποιητικά τον κύριο παλμό πολλών σεισμών εγγύς πεδίου (Gazetas et al. 2009, Vassiliou and Makris 2011). Ο όρος $T_p = \frac{2\pi}{\omega_p}$, είναι η περίοδος που μεγιστοποιεί το φάσμα Fourier του συμμετρικού κυματιδίου Ricker.

Η βέλτιστη επιλογή της έκφρασης της συνάρτησης για την προσέγγιση του κυρίως παλμού της σεισμικής διέγερσης δεν εξετάστηκε. Είναι σημαντικό να τονιστεί πως αρκετοί ισχυροί σεισμοί περιέχουν έναν διακριτό παλμό ο οποίος είναι υπεύθυνος για την ανελαστική παραμόρφωση των κατασκευών (Hall et al. 1995, Makris and Chang 2000, Alavi and Krawinkler 2001, Makris and Psychogios 2006, Karavasilis et al. 2010, μεταξύ άλλων). Μία μαθηματικά αυστηρή και εύκολα εφαρμόσιμη διαδικασία που βασίζεται στην ανάλυση κυματιδίων ώστε να ταιριάζει το καλύτερο κυματίδιο έχει παρουσιαστεί πρόσφατα από τους Vassiliou and Makris (2011).

Οι δύο πρώτοι όροι στο δεξί μέρος της εξ. (1.1.19) εκφράζουν την απόκριση του μεμονωμένου ελεύθερα εδραζόμενου στύλου, η οποία περιγράφεται εξολοκλήρου από τέσσερις ανεξάρτητες αδιάστατες μεταβλητές (Makris and Vassiliou 2013), $\Pi_\theta = \theta$, $\Pi_\omega = \omega_p/p$, $\Pi_a = \tan \alpha$, $\Pi_g = a_p/g$ όπου a_p και $\omega_p = 2\pi/T_p$ είναι το μέγεθος της επιτάχυνσης και η κυκλική συχνότητα του παλμού διέγερσης. Η συνεισφορά του μέτρου ελαστικότητας, E , και της δύναμης προέντασης, P_o , εισάγεται στην εξ. (1.1.19) σε αδιάστατη μορφή, $\Pi_E = EA/m_c g$ και $\Pi_P = P_o/m_c g$. Με τους έξι αδιάστατους Π -όρους, η δυναμική απόκριση του στύλου με κατακόρυφη προένταση μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει 6 αδιάστατων μεταβλητών

$$\theta(t) = \varphi \left(\frac{\omega_p}{p}, \tan \alpha, \frac{a_p}{g}, \frac{EA}{m_c g}, \frac{P_o}{m_c g}, pt \right) \quad (1.1.27)$$



Σχήμα 1.1.3. Φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραγόντων $\Pi_g = \frac{a_p}{g}$ $\Pi_E = \frac{EA}{m_c g}$ και

$\Pi_p = \frac{P_o}{m_c g}$ όταν ο μεμονωμένος λικνιζόμενος στύλος με ραδινότητα $a=10^\circ$ ($\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.176$) υπόκειται σε συμμετρικό κυματίδιο Ricker. Για τιμές $\Pi_\omega = \omega_p/p > 5$ η απόκριση του ελεύθερα λικνιζόμενου στύλου είναι πανομοιότυπη με την απόκριση του στύλου με κατακόρυφη προένταση.

Διερεύνηση συντονισμού

Η εξ. (1.1.23) υποδεικνύει πως η γραμμικοποιημένη στρεπτική δυσκαμψία του στύλου με την κατακόρυφη προένταση δίνεται από τη σχέση

$$K_r = m_c g R \sin \alpha \left(\frac{1}{2} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad (1.1.28)$$

Όταν ο όρος $\frac{EA}{m_c g}$ είναι αρκετά μεγάλος και ικανοποιείται η ανισότητα (1.1.24), ο όρος K_r είναι θετικός, και μετά την ανασήκωση ($\theta \neq 0$), η στρεπτική συσχότητα του συστήματος είναι

$$\omega_r^2 = \frac{m_c g R \sin \alpha \left(\frac{1}{2} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \frac{1}{\tan \alpha} \right)}{I_o} \quad (1.1.29)$$

Το σύστημα λικνισμού δεν είναι ένα γραμμικό σύστημα. Ακολουθεί έναν διγραμμικό νόμο και αποσβένει ενέργεια με κάθε κρούση. Επομένως, δεν έχει συγκεκριμένη συχνότητα. Παρά ταύτα,

έχει αποδειχθεί (Makris and Kampas 2013) ότι ένας όρος παρόμοιος με αυτόν της εξ. (1.1.29) είναι ένας χρήσιμος όρος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σαν συχνότητα για να προβλέψει φαινόμενα ψευδο-συντονισμού. Λαμβάνοντας υπόψη ότι $p^2 = \frac{m_c g R}{I_o}$ και πως για ψηλόλιγνο στύλο $\sin \alpha \approx \tan \alpha$, η εξ. (1.1.29) δίνει

$$\omega_r = p \sqrt{\frac{1}{2} \tan^2 \alpha \frac{EA}{m_c g} - 1} \quad (1.1.30)$$

Στον συντονισμό, $\omega_p = \omega_r$, και αυτό συμβαίνει όταν

$$\frac{\omega_p}{p} = \sqrt{\frac{1}{2} \tan^2 \alpha \frac{EA}{m_c g} - 1} \quad (1.1.31)$$

ή σε όρους αδιάστατων μεταβλητών, ο λικνιζόμενος στύλος με κατακόρυφη προένταση βρίσκεται σε συντονισμό όταν

$$\Pi_\omega = \sqrt{\frac{1}{2} \Pi_\alpha^2 \Pi_E - 1} \quad (1.1.32)$$

Για παράδειγμα, σύμφωνα με την εξ. (1.1.32) όταν $\alpha = 10^\circ$ και $\frac{EA}{m_c g} = 100 > 64.33$, το σύστημα

βρίσκεται σε συντονισμό όταν $\omega_p/p = 0.75$, ενώ όταν $\frac{EA}{m_c g} = 200$ το σύστημα βρίσκεται σε

συντονισμό όταν $\omega_p/p = 1.45$. Η εξ. (1.1.32) αναμένεται να δώσει μία καλύτερη προσέγγιση της συχνότητας συντονισμού όταν το σύστημα μετακινείται περισσότερο στον κλάδο του διαγράμματος $M-\theta$ που αντιστοιχεί στην απόκριση του στύλου μετά την ανασήκωση.

Ερμηνεία της δυναμικής απόκρισης

Το Σχήμα 1.1.3 παρουσιάζει το φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων Π_g , Π_E και Π_p όταν ο μεμονωμένος στύλος με ραδινότητα $\alpha = 10^\circ$ ($\Pi_\alpha = \tan \alpha = 0.176$) υπόκειται σε συμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο παλμού Ricker (Mexican Hat). Όταν ένας ελεύθερα εδραζόμενος στύλος με ραδινότητα α υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση με μέγιστη τιμή a_p , ο στύλος ανασηκώνεται μόνο όταν $a_p > g \tan \alpha$. Στην περίπτωση όπου υπάρχει κατακόρυφος τένοντας, κατά την στιγμή της έναρξης της κίνησης ($\theta(t) = 0$) ο τένοντας θα προσδώσει μία πεπερασμένη ροπή επαναφοράς μόνο εάν είναι προεντεταμένος ($P_o \neq 0$). Στην περίπτωση αυτή, ισοροπία ροπών γύρω από τον επικείμενο πόλο περιστροφής θα δώσει την έκφραση της ελάχιστης επιτάχυνσης ανασήκωσης:

$$\ddot{u}_g^{up} = g \tan \alpha \left(1 + \frac{P_o}{m_c g} \right) \quad (1.1.33)$$

Συνεπώς, ο λικνισμός θα εκκινήσει μόνο όταν $\frac{\Pi_g}{\Pi_\alpha} = \frac{a_p}{g \tan \alpha} > 1 + \frac{P_o}{m_c g} = 1 + \Pi_p$. Τα διαγράμματα

αριστερά είναι για $a_p = 0.352g$ ($\frac{\Pi_g}{\Pi_\alpha} = \frac{a_p}{g \tan \alpha} = 2$), τα διαγράμματα στο κέντρο είναι για $a_p = 0.528g$

$\left(\frac{\Pi_g}{\Pi_a} = 3\right)$ ενώ τα δεξιά διαγράμματα είναι για $a_p=0.705g$ $\left(\frac{\Pi_g}{\Pi_a} = 4\right)$. Όλα τα διαγράμματα

δείχνουν πως για μικρές τιμές του όρου ω_p/p (μικροί στύλοι ή μακροπερίοδοι παλμοί), οι ελεύθερα εδραζόμενοι στύλοι ανατρέπονται, ενώ ο στύλος με την κατακόρυφη προένταση

$\left(\Pi_E = \frac{EA}{mg} > \frac{2}{\tan^2 \alpha}\right)$ παρουσιάζει την αναμενόμενη ενίσχυση της απόκρισης στην περιοχή

συντονισμού $\left(\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{p} = \sqrt{\frac{1}{2}\Pi_a^2\Pi_E - 1}\right)$. Από την άλλη μεριά, καθώς ο όρος ω_p/p αυξάνεται, η

απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις συγκλίνει σε μία μόνο καμπύλη, αποδεικνύοντας πως η επίδραση του κατακόρυφου τένοντα είναι ασήμαντη συγκριτικά με την σεισμική αντοχή/αντίσταση που προέρχεται από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδρανείας του στύλου.

Στο σημείο αυτό αξίζει να μετατρέψουμε τα αδιάστατα αποτελέσματα του Σχήματος 1.1.3 σε φυσικές ποσότητες τυπικών γεφυρών. Έστω ένας στύλος με βάθρα ύψους 9.6m και πλάτος $2b=1.6m$ ($R=4.87m$, $p=1.23$ rad/sec και $\tan\alpha=1.6m/9.6m=0.166$). Αυτές είναι συνήθεις διαστάσεις βάθρων γεφυρών αυτοκινητοδρόμων ή άλλων μικρότερων γεφυρών στην Ευρώπη και στις Η.Π.Α. (Zhang et al. 2004, Makris and Zhang 2004). Με βάση το Σχήμα 1.1.3, ως υποθέσουμε ότι ο ελεύθερα εδραζόμενος στύλος με διαστάσεις $(9.6m)\times(1.6m)$ διεγείρεται από παλμό Ricker που προσεγγίζει τον μεγάλο παλμό της σεισμικής καταγραφής στο Erzincan της Τουρκίας το 1992

($a_p=0.35g$, $T_p=1.44s$). Αυτό θα δώσει $\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{p} = \frac{2\pi}{pT_p} = 3.54$. Το Σχήμα 1.1.3 (αριστερά) που είναι

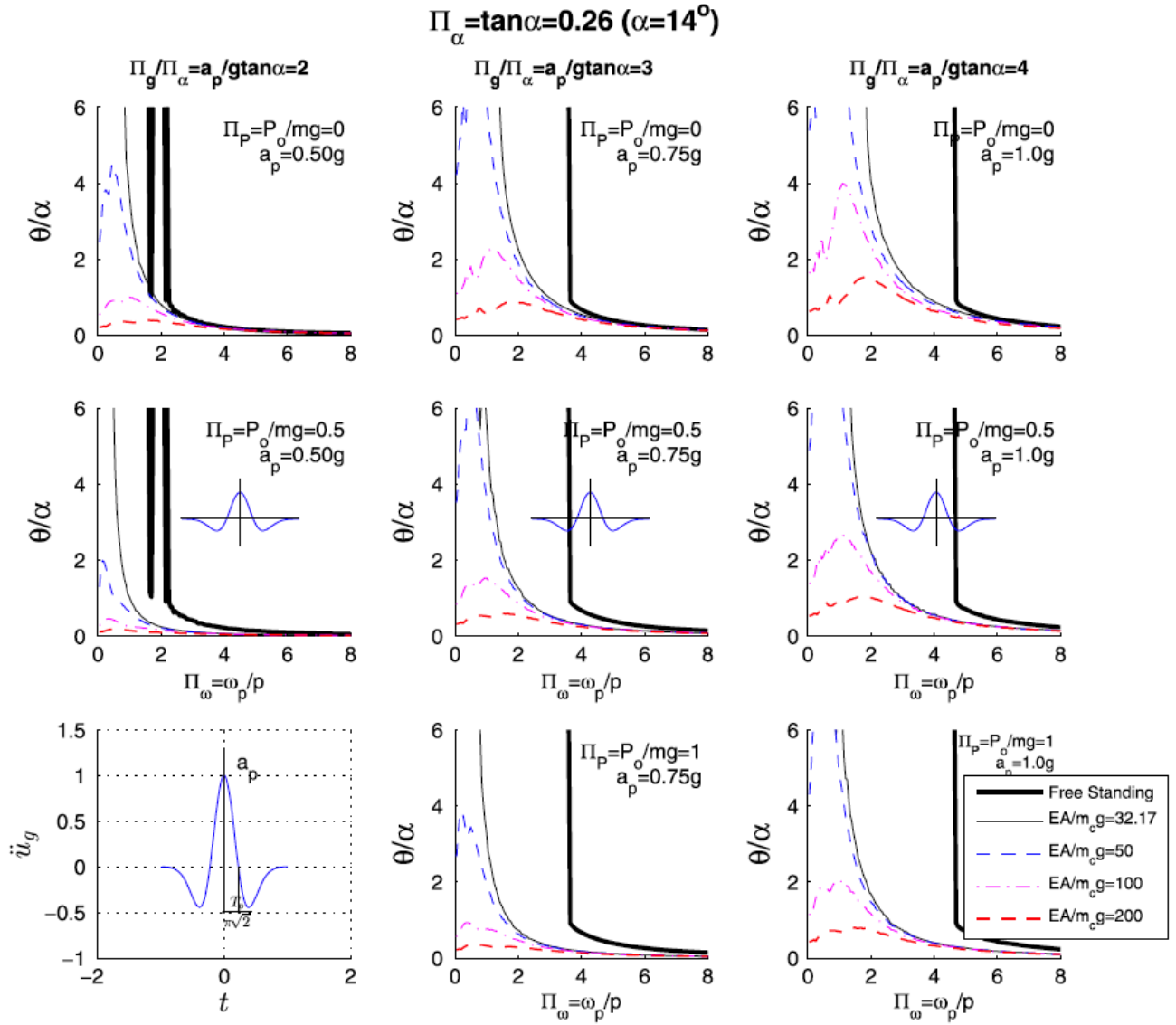
για $a_p=0.352g$, δείχνει πως για $\omega_p/p = 3.54$, η επίδραση του τένοντα δεν είναι σημαντική και ότι ο ελεύθερα εδραζόμενος στύλος παρουσιάζει σχεδόν την ίδια ανασήκωση με αυτόν με τον κατακόρυφο τένοντα με $EA=200m_c g$. Το Σχήμα 1.1.3 (κέντρο) δείχνει πως αν το μέγεθος της επιτάχυνσης του διάρκειας 1.44sec παλμού Ricker αυξηθεί σε $a_p=0.53g$, ο ελεύθερα εδραζόμενος στύλος με διαστάσεις $(9.6m)\times(1.6m)$ ανατρέπεται, αλλά η ευστάθειά του αυξάνεται σημαντικά ακόμα και με την χρήση πολύ εύκαμπτου τένοντα ($EA/m_c g=50$), ο οποίος διατηρεί την αρνητική δυσκαμψία του συστήματος.

Γίνεται τώρα η θεώρηση μίας ψηλής γέφυρας 24m με πλάτος βάθρου $2b=4.0m$ ($R=12.17m$, $p=0.778$ and $\tan\alpha=4/24=0.166$). Τέτοια ψηλά βάθρα είναι συνήθη στις κοιλαδογέφυρες (Makris et al. 2010). Έστω ότι το ελεύθερα εδραζόμενο βάθρο με διαστάσεις $(24m)\times(4m)$ διεγείρεται από

παλμό Ricker με $a_p=0.35g$ and $T_p=1.44s$. Αυτό θα δώσει $\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{p} = \frac{2\pi}{pT_p} = 5.61$. Για αυτή τη

μεγάλη τιμή του ω_p/p το ελεύθερα εδραζόμενο βάθρο παραμένει ευσταθές για τον παλμό διάρκειας 1.44sec ακόμα και για μέγεθος επιτάχυνσης $a_p=0.705g$. Το κύριο συμπέρασμα είναι ότι εάν το μέγεθος του στύλου αυξάνεται ή εάν η συχνότητα του παλμού αυξάνεται, η επίδραση του κατακόρυφου τένοντα γίνεται ασήμαντη, με δεδομένο ότι η σεισμική αντίσταση προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδρανείας.

Το Σχήμα 1.1.4 παρουσιάζει το φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων Π_g , Π_E και Π_p όταν ένας λιγότερο ψηλόλιγνος μεμονωμένος στύλος (ραδιότητα $\alpha=14^\circ$) ($\Pi_a=\tan\alpha=0.26$) υπόκειται σε συμμετρικό παλμό Ricker (Mexican Hat). Τα αποτελέσματα είναι παρόμοια με αυτά για την περίπτωση στύλων με $\alpha=10^\circ$.



Σχήμα 1.1.4. Φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραγόντων $\Pi_g = \frac{a_p}{g}$ $\Pi_E = \frac{EA}{m_c g}$ και

$\Pi_p = \frac{P_o}{m_c g}$ όταν ο μεμονωμένος λικνιζόμενος στύλος με ραδινότητα $a=14^\circ$ ($\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.26$) υπόκειται σε συμμετρικό

κυματίδιο Ricker. Για τιμές $\Pi_\omega = \omega_p/\rho > 5$ η απόκριση του ελεύθερα λικνιζόμενου στύλου είναι πανομοιότυπη με την απόκριση του στύλου με κατακόρυφη προένταση.

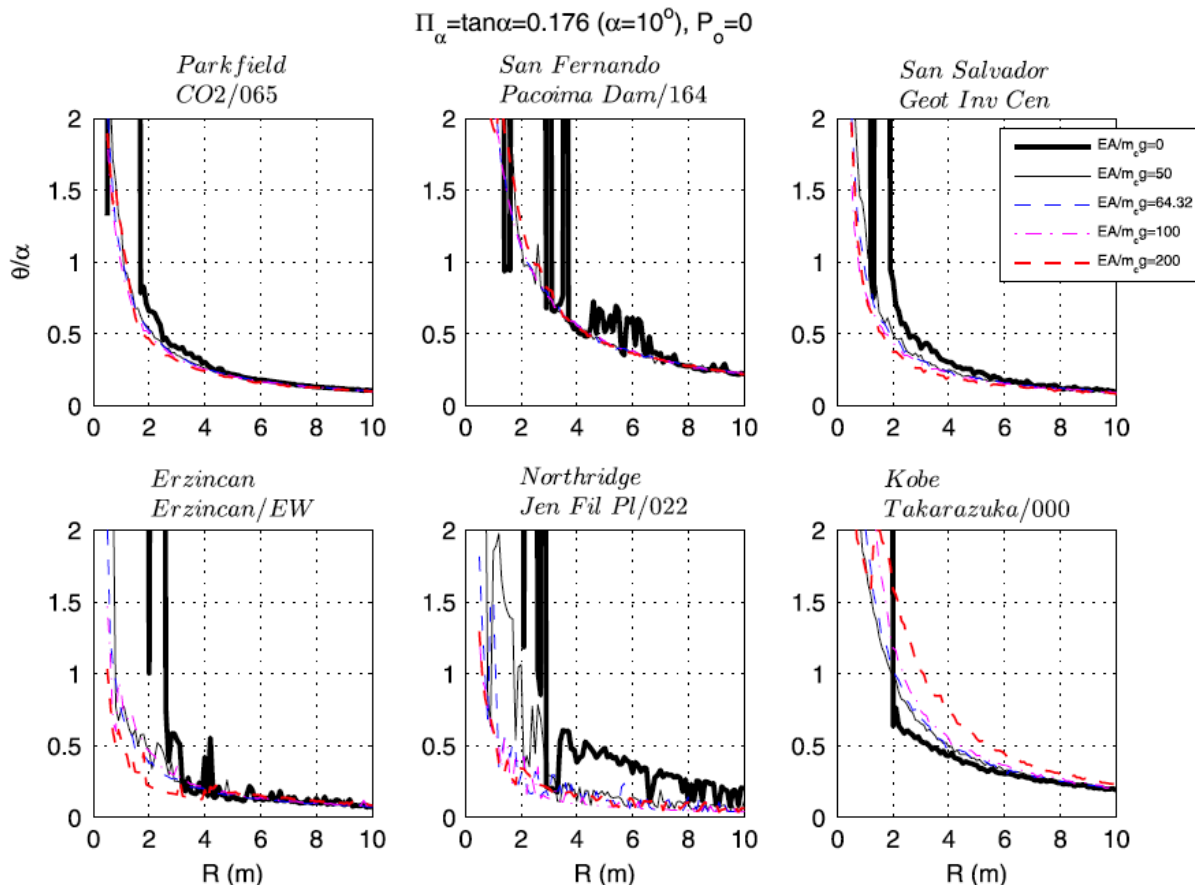
Η σεισμική ανάλυση απόκρισης του στύλου με κατακόρυφη προένταση περιορίζεται εδώ στην χρήση σεισμικών παλμών. Το μέγεθος της επιτάχυνσης, a_p , και η διάρκεια, T_p , ενός οιοδήποτε αριθμητικού κυματιδίου επιτρέπει την χρήση της διαστατικής ανάλυσης που παρουσιάστηκε εδώ με την εξαγωγή Π -παραμέτρων, που ενισχύει την κατανόηση της φυσικής του προβλήματος μαζί με την καλή οργάνωση και παρουσίαση των αποτελεσμάτων της απόκρισης. Η ανάλυση απόκρισης επεκτείνεται με την δημιουργία φασμάτων λικνισμού για στύλο που υπόκειται στις σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 1.1.1. Οι τιμές του μεγέθους της επιτάχυνσης, a_p , και η περίοδος του παλμού, T_p , που φαίνεται στις δύο τελευταίες στήλες του Πίνακα 1.1.1 έχουν προσδιοριστεί με τον εκτεταμένο μετασχηματισμό αριθμητικών κυματιδίων (Vassiliou and Makris 2011).

Πίνακας 1.1.1. Σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση.

Earthquake	Record	Magnitude (Mw)	Epicentral distance (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	a_p (g)	T_p (s)
1966 Parkfield	CO2/065	6.1	0.1	0.48	0.75	0.41	0.6
1971 San Fernando	Pacoima Dam/164	6.6	11.9	1.23	1.13	0.38	1.27
1986 San Salvador	Geotech Investigation Center	5.4	4.3	0.48	0.48	0.34	0.8
1992 Erzincan	Erzincan/EW	6.9	13	0.50	0.64	0.34	0.9
1994 Northridge	Jensen Filter Plant/022	6.7	6.2	0.57	0.76	0.39	0.5
1995 Kobe	Takarazuka/000	6.9	1.2	0.69	0.69	0.50	1.1

Note: PGA = peak ground acceleration; PGV = peak ground velocity.

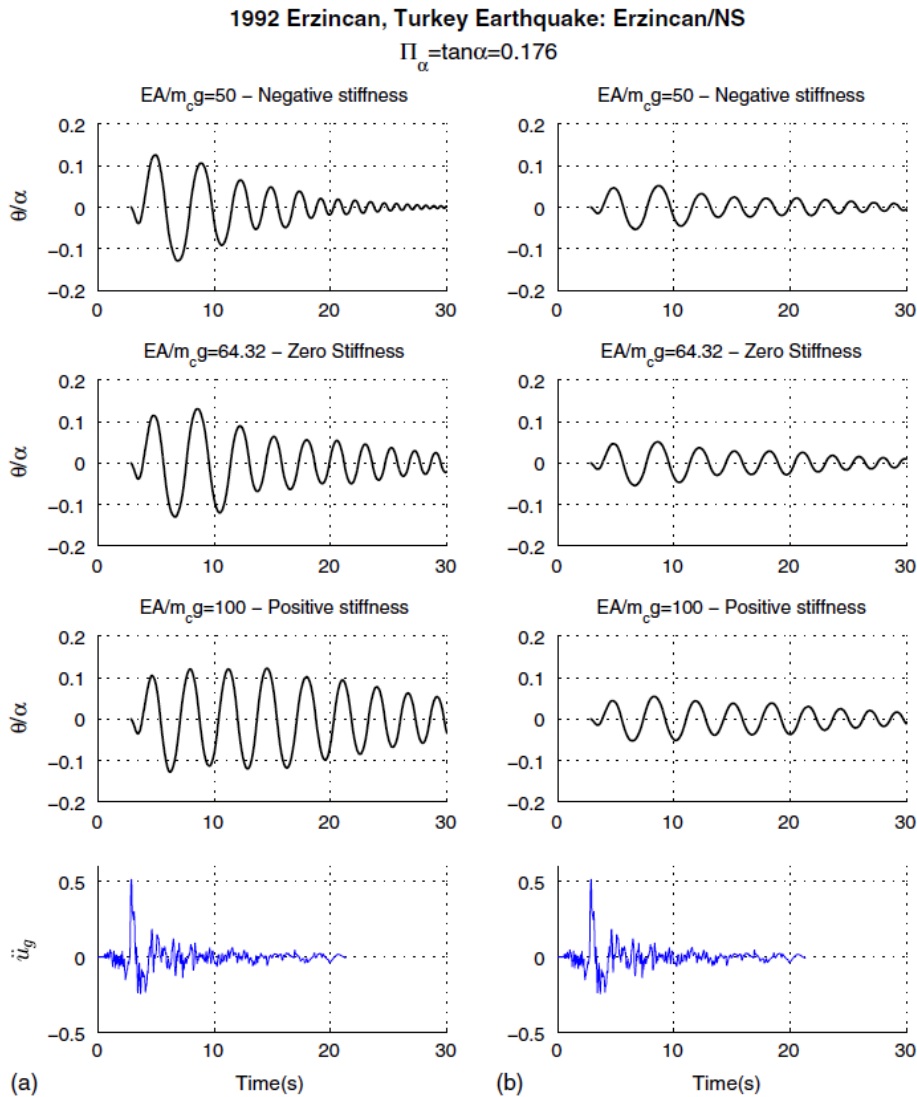
Το Σχήμα 1.1.5 παρουσιάζει φάσματα λικνισμού (μέγιστη στροφή ανασήκωσης) στύλου με κατακόρυφο τένοντα με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$ καθώς το μέγεθος του αυξάνει. Υπενθυμίζεται ότι το μέγεθος R του στύλου σχετίζεται με την παράμετρο συχνότητας $p = \sqrt{\frac{m_c g R}{I_o}}$. Οι στύλοι υπόκεινται στις έξι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 1.1.1.



Σχήμα 1.1.5. Φάσμα λικνισμού (μέγιστη στροφή ανασήκωσης) του στύλου με κατακόρυφο τένοντα με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$, για διάφορες τιμές δυσκαμψίας τένοντα, $\Pi_\alpha=EA/m_c g$ και μηδέν αρχική προέκταση $\Pi_p=P_o/m_c g=0$.

Το Σχήμα 1.1.5 υποδεικνύει πως όταν το μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ του στύλου είναι μεγαλύτερο από 5m, η απόκριση μετά την ανασήκωση είναι ουσιαστικά ανεξάρτητη από το εάν ο στύλος είναι ελεύθερα εδραζόμενος ή με κατακόρυφο τένοντα ακόμα και με μεγάλη δυσκαμψία $EA=200m_c g$. Η

άλλη σημαντική πληροφορία που προσφέρει το Σχήμα 1.1.5 είναι πως ένας ελεύθερα εδραζόμενος στύλος με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$ ($\tan\alpha=0.167$) μπορεί να παραμείνει ευσταθής και για τις έξι καταγραφές όταν το μέγεθός του R είναι μεγαλύτερο από 4.0m ($R>4m$). Επιπλέον, το Σχήμα 1.1.5 δείχνει πως για μέτριου μεγέθους στύλους ($4m<R<6m$) ένας σχετικά εύκαμπτος τένοντας που διατηρεί την αρνητική δυσκαμψία του συστήματος προσφέρει συγκρίσιμα αποτελέσματα με αυτό ενός δύσκαμπτου τένοντα που προσφέρει στο σύστημα μεγάλες εντάσεις στους πόλους περιστροφής χωρίς λόγο. Στο Σχήμα 1.1.6 παρουσιάζεται η απόκριση στύλων με ύψος 9.6m (αριστερά) και 24m (δεξιά) όταν υπόκεινται στον σεισμό του Erzincan του 1992 στην Τουρκία. Η ραδινότητα και στις δύο περιπτώσεις είναι $\alpha=10^\circ$. Το Σχήμα 1.1.6 υποδεικνύει πως όταν η δυσκαμψία του τένοντα αυξάνεται, η εξασθένηση της απόκρισης είναι πιο αδύναμη λόγω της ενέργειας που αποθηκεύει ο τένοντας.



Σχήμα 1.1.6. Χρονοϊστορίες απόκρισης της στροφής στύλων με (α) 9.6m ή (β) 24m ύψος όταν υπόκεινται στον σεισμό Erzincan 1992 στην Τουρκία. Οι στύλοι έχουν ραδινότητα $\alpha=10^\circ$. Η μέγιστη στροφή και στις δύο περιπτώσεις είναι πρακτικά ανεξάρτητη από τη δυσκαμψία του τένοντα.

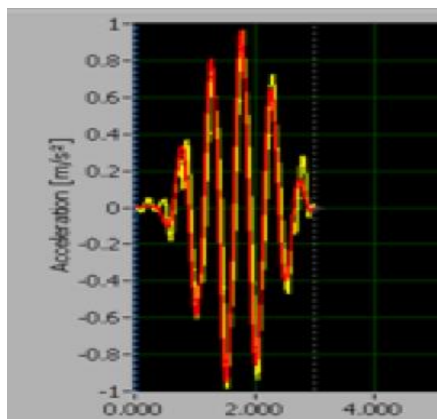
Συμπερασματικά, η αναλυτική διερεύνηση της λικνιστικής απόκρισης ψηλόλιγων στύλων με κατακόρυφη προένταση μέσω ελαστικού κεντροβαρικού τένοντα έδειξε ότι ενώ η δυσκαμψία του ελεύθερα εδραζόμενου στύλου είναι αρνητική, η δυσκαμψία του στύλου με τον κατακόρυφο τένοντα μπορεί να είναι από αρνητική έως θετική ανάλογα με την δυσκαμψία του τένοντα. Βάσει της θεωρίας μεταβολών αποδεικνύεται ότι ο κατακόρυφος τένοντας συνεισφέρει στην απόκριση μικρών στύλων ή μακροπεριόδων παλμών. Καθώς το μέγεθος του στύλου ή η συχνότητα της

διέγερσης αυξάνεται, η επίδραση του τένοντα σταδιακά γίνεται ασήμαντη, καθώς η σεισμική αντοχή/αντίσταση του μεγάλου στύλου προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδρανείας του στύλου. Για μέτριου μεγέθους στύλους, όπου η ιδέα του κατακόρυφου τένοντα είναι πιο ελκυστική, υπάρχει νόημα στο να είναι ο τένοντας αρκετά εύκαμπτος ώστε η δυσκαμψία του συστήματος να παραμένει αρνητική. Με τον τρόπο αυτό τα σημεία επαφής στους πόλους περιστροφής δεν αναπτύσσουν υπερβολικές θλιπτικές δυνάμεις και συγχρόνως η λικνιζόμενη κατασκευή παρουσιάζει σημαντική ευστάθεια.

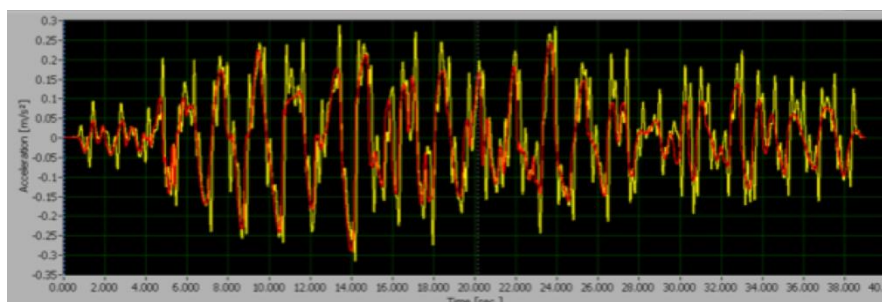
1.2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΑΞΗΣ

Βαθμονόμηση προσομοιωτή για επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις

Πραγματοποιήθηκαν προκαταρκτικές δοκιμές στην σεισμική τράπεζα του Πανεπιστημίου Πατρών, για να ταυτοποιηθούν οι βέλτιστες παράμετροι που θα πρέπει να εισαχθούν στο σύστημα έτσι ώστε η επιβαλλόμενη διέγερση να ταυτίζεται με αξιοπιστία με την διέγερση εισόδου. Πραγματοποιήθηκαν δοκιμές τόσο με ημιτονοειδείς παλμούς (Σχήμα 1.2.1) σε ένα εύρος συχνοτήτων και μέγιστης επιτάχυνσης, όσο και με επιταχυνσιογραφήματα (Σχήμα 1.2.2).



Σχήμα 1.2.1: Σύγκριση σήματος εισόδου (ημιτονοειδής παλμός μεταβλητού εύρους) και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας (διέγερση τράπεζας).



Σχήμα 1.2.2: Σύγκριση σήματος εισόδου (τυχαία διέγερση) και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας (διέγερση τράπεζας).

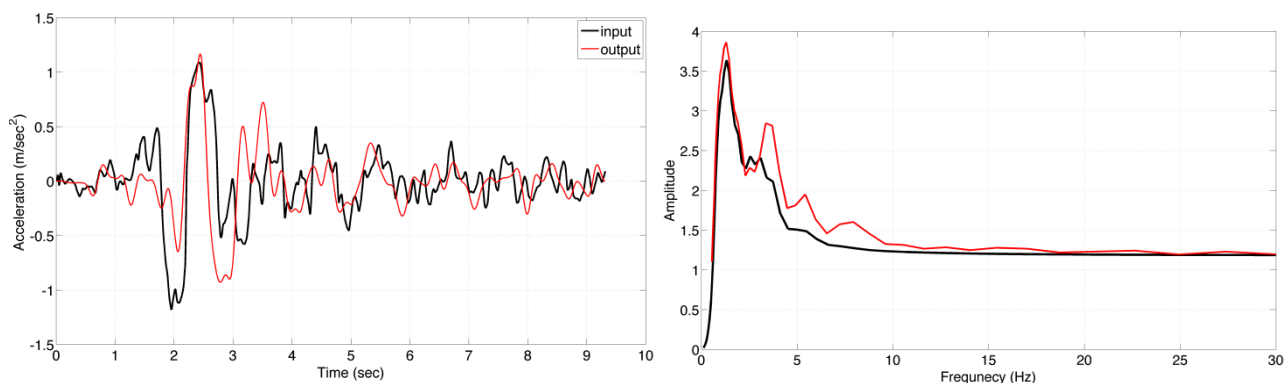
Οι παραπάνω δοκιμές πραγματοποιούνται έτσι ώστε να υπολογιστεί η κατάλληλη συνάρτηση μεταφοράς η οποία θα εφαρμοστεί στην επιθυμητή διέγερση της σεισμικής τράπεζας. Σε ένα ιδεατό σύστημα που αποκρίνεται χωρίς σφάλματα η συνάρτηση δε απαιτείται ο προσδιορισμός της συνάρτησης μεταφοράς –για πραγματικά συστήματα εν τούτοις πρέπει να υπολογιστεί και να εφαρμοστεί έτσι ώστε να συμπεριληφθούν όλα τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος. Ο υπολογισμός της συνάρτησης μεταφοράς πραγματοποιείται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας. Το

σήμα εισόδου (η επιθυμητή διέγερση) συγκρίνεται με το σήμα ανάδρασης (πραγματική επιτάχυνση που καταγράφεται πάνω στην τράπεζα) και στην συνέχεια χρησιμοποιώντας συνδυασμό από μαθηματικούς υπολογισμούς, πολλαπλασιαστές και φίλτρα υπολογίζεται η συνάρτηση μεταφοράς η οποία εφαρμόζεται στο σήμα εισόδου στην επόμενη δοκιμή. Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται έως ότου το σήμα εισόδου και το σήμα ανάδρασης να έχουν καλή συνοχή.

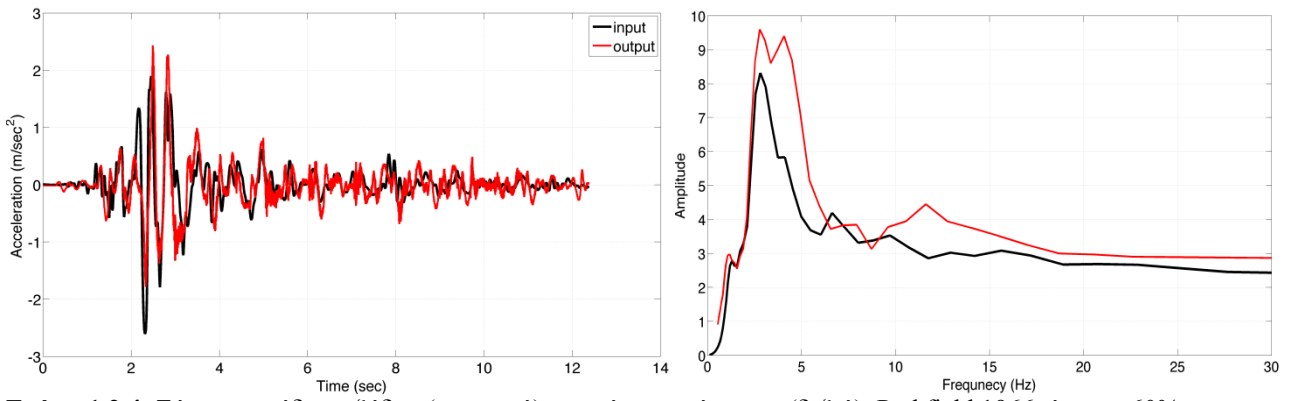
Η παραπάνω διαδικασία εφαρμόστηκε σε μια σειρά από φυσικά επιταχυνσιογραφήματα σε διάφορες στάθμες έντασης. Σε όλα τα επιταχυνσιογραφήματα (Πίνακας 1.2.1) ο χρόνος πολλαπλασιάστηκε με $\sqrt[3]{1/3}$ λόγω της κλίμακας του δοκιμίου (βλ. επόμενη παράγραφο).

Πίνακας 1.2.1: Επιταχυνσιογραφήματα

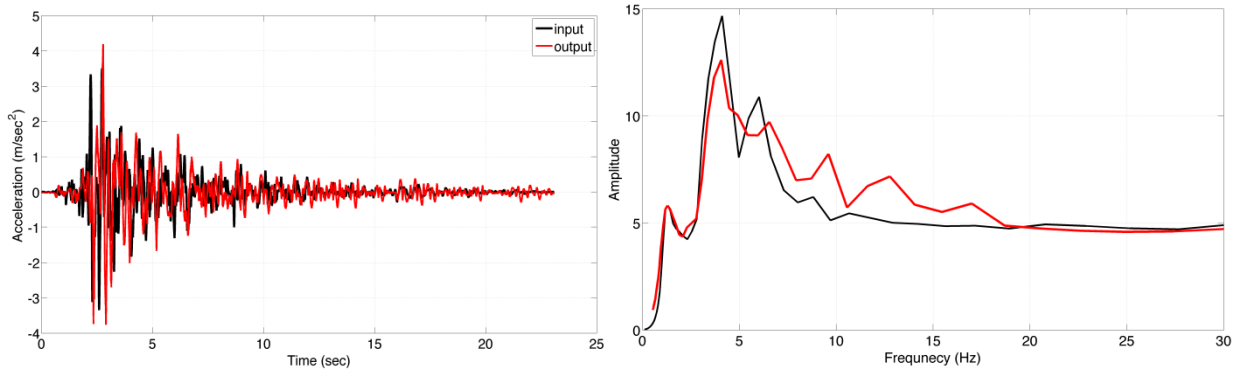
Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Επιβαλλόμενη Ένταση
1977 Vrancea	Bucharest NS	0.2g	60%
1966 Parkfield	Cholame #2 065	0.48g	40%, 60%
1989 Loma Prieta	Gilroy Historic Building (2%, 50 χρόνια) FN	1.14g	40%
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	40%, 60%, 80% 100%
1995 Αίγιο	OTE FP	0.5g	40%, 60%, 80% 100%
1971 San Fernando	Pacoima Dam 164	1.23g	40%, 60%, 80% 100%
1994 Northridge	Rinaldi Station 228	0.84g	20%, 40%



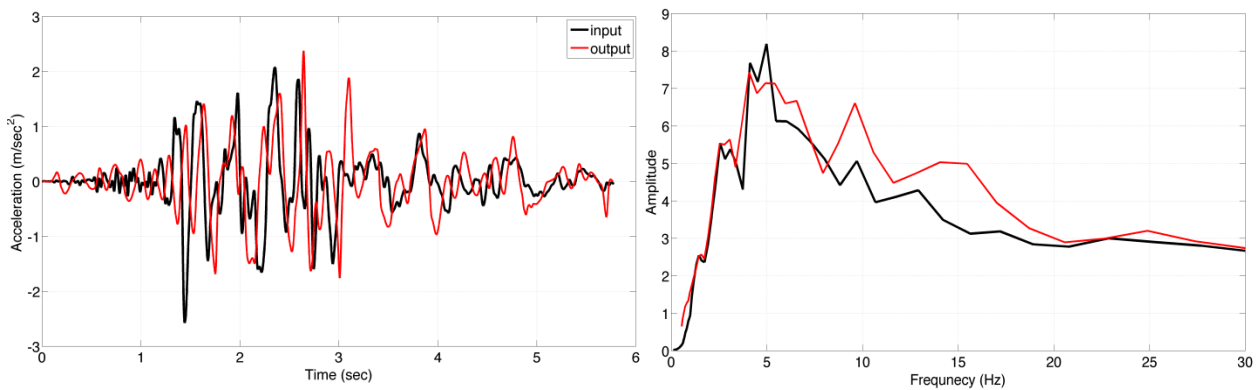
Σχήμα 1.2.3: Σύγκριση σήματος εισόδου και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), σεισμός Vrancea 1977, ένταση 60%.



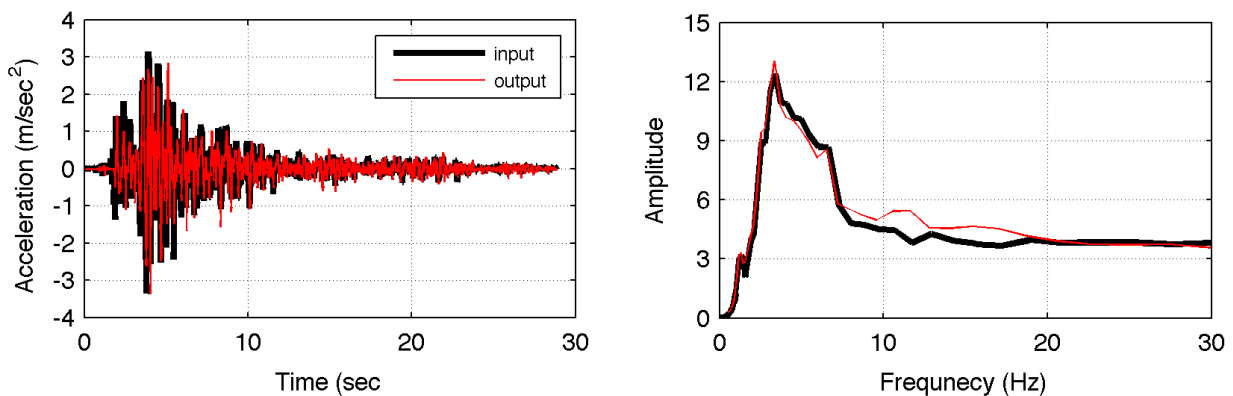
Σχήμα 1.2.4: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Parkfield 1966, ένταση 60%.



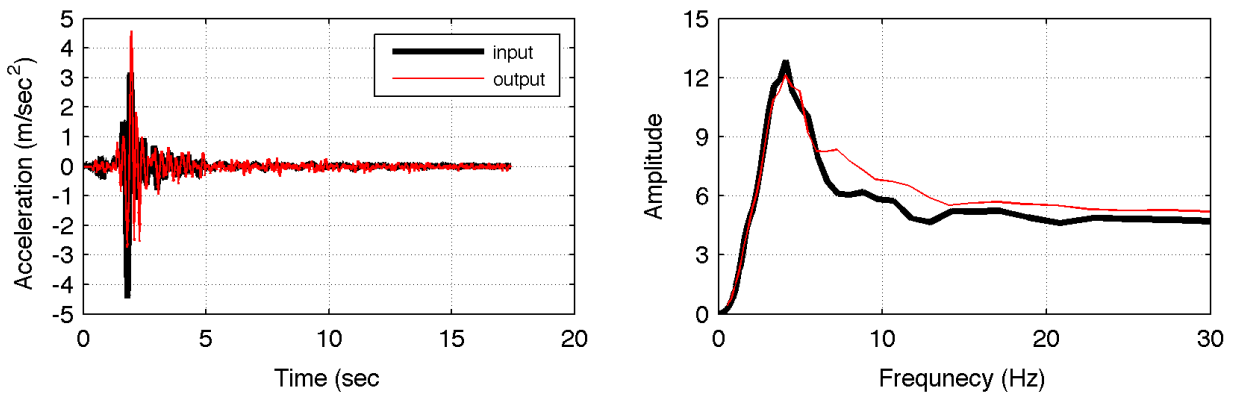
Σχήμα 1.2.5: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Loma Prieta 1989, ένταση 40%.



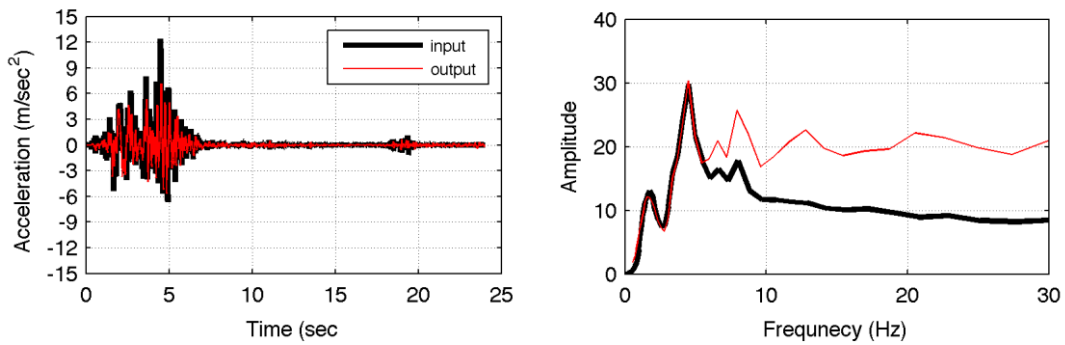
Σχήμα 1.2.6: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Καλαμάτας 1986, ένταση 100%.



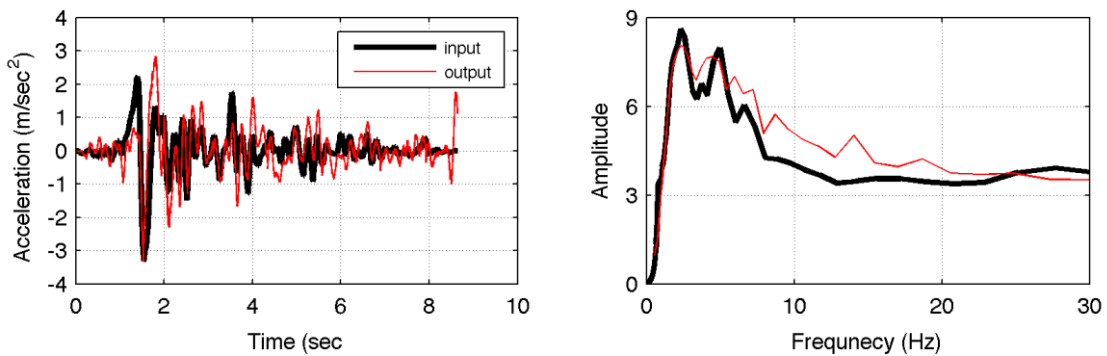
Σχήμα 1.2.7: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Λευκάδας 2003, ένταση 100%.



Σχήμα 1.2.8: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Αιγίου 1995, ένταση 100%.

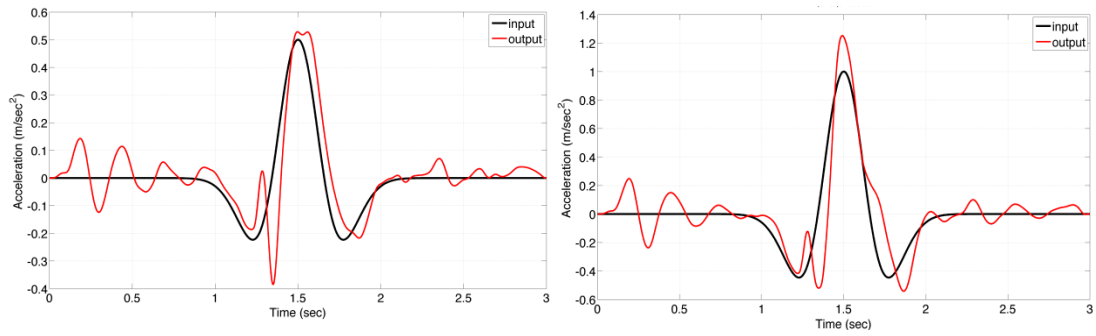


Σχήμα 1.2.9: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), San Fernando 1971, ένταση 100%.

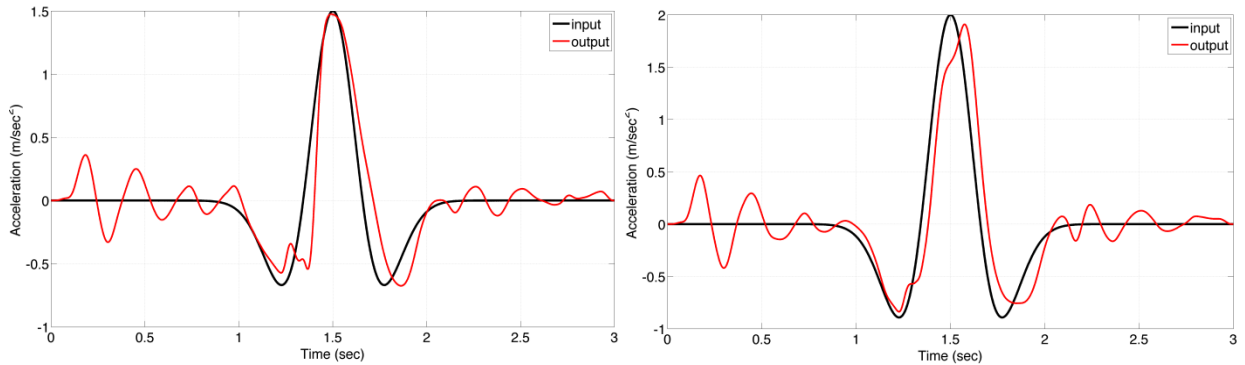


Σχήμα 1.2.10: Σήματα εισόδου, εξόδου (αριστερά) και φάσμα απόκρισης (δεξιά), Northridge 1994, ένταση 40%.

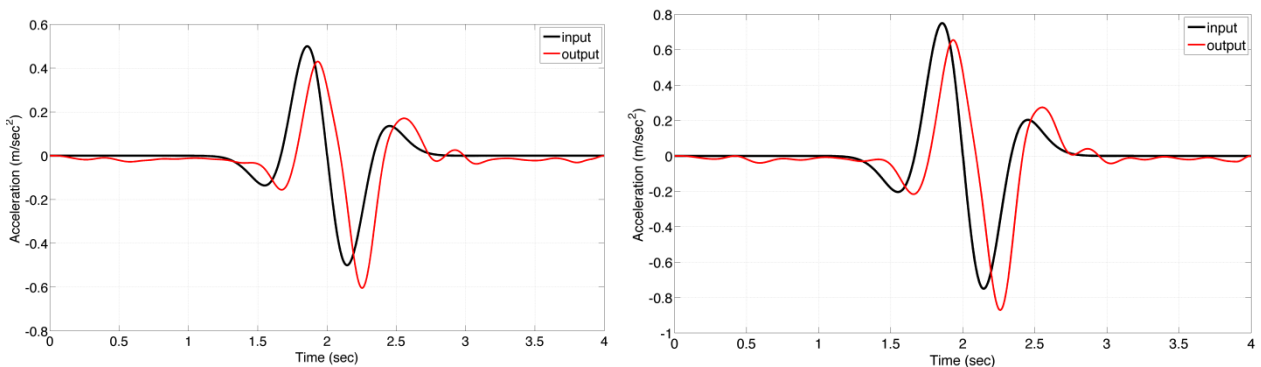
Εκτός των επιταχυνσιογραφημάτων, η διαδικασία εξισορρόπησης εφαρμόστηκε και σε μια σειρά από παλμούς. Χρησιμοποιήθηκαν δύο ειδών παλμοί, συμμετρικοί και αντισυμμετρικοί παλμοί Ricker με περίοδο $T_p=0.7$ sec, σε διάφορες στάθμες έντασης.



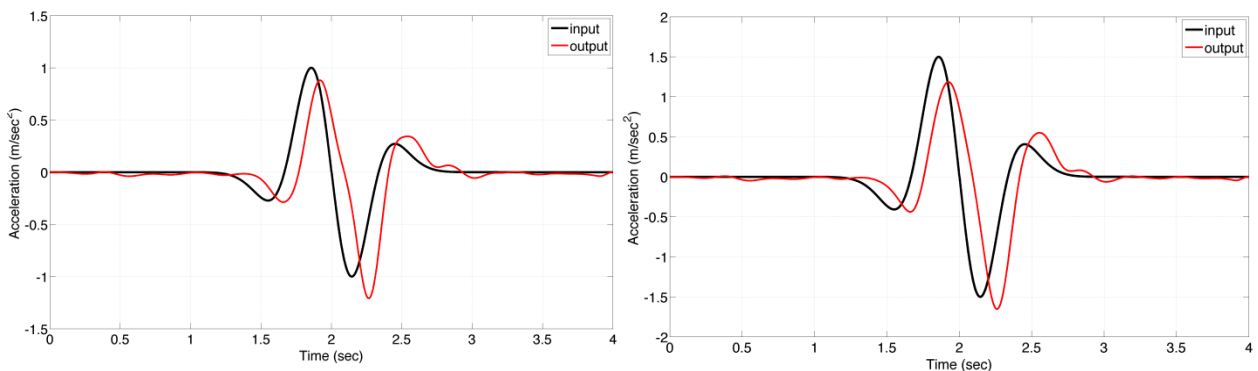
Σχήμα 1.2.11: Σύγκριση σήματος εισόδου και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας, συμμετρικός παλμός Ricker, ένταση 0.05g (αριστερά), ένταση 0.1g (δεξιά).



Σχήμα 1.2.12: Σύγκριση σήματος εισόδου και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας, συμμετρικός παλμός Ricker, ένταση 0.15g (αριστερά), ένταση 0.2g (δεξιά).



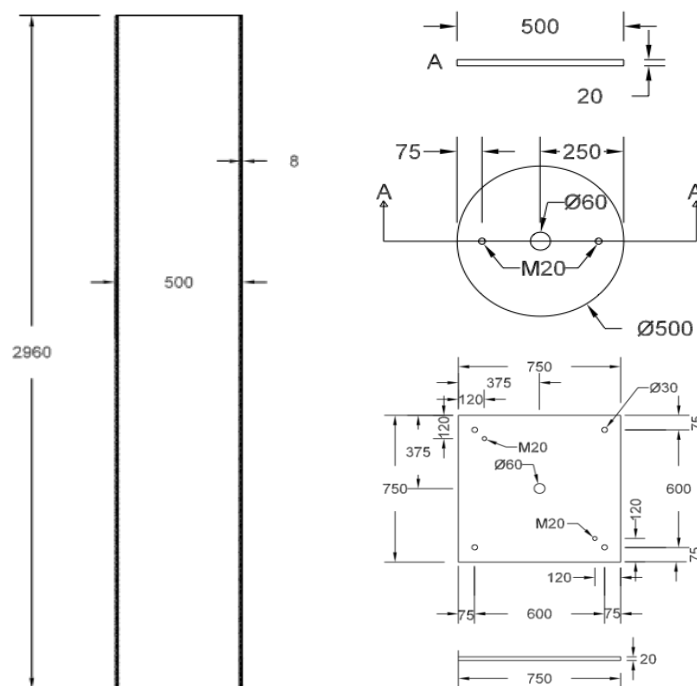
Σχήμα 1.2.13: Σύγκριση σήματος εισόδου και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας, αντισυμμετρικός παλμός Ricker, ένταση 0.05g (αριστερά), ένταση 0.075g (δεξιά).



Σχήμα 1.2.14: Σύγκριση σήματος εισόδου και σήματος εξόδου της σεισμικής τράπεζας, αντισυμμετρικός παλμός Ricker, ένταση 0.1g (αριστερά), ένταση 0.15g (δεξιά).

Πειραματική διάταξη βάρου χωρίς προένταση

Στα Σχήματα 1.2.15 και 1.2.16 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και η πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου βάρου. Το βάρο αποτελείται από ένα κοίλο χαλύβδινο λικνιζόμενο στοιχείο ύψους 2.96m, διαμέτρου 0.5m και πάχους τοιχώματος 8mm (Σχήμα 1.2.15). Στα άκρα του έχουν συγκολληθεί χαλύβδινες κυκλικές πλάκες διαμέτρου 0.5m πάχους 20mm (Σχήμα 1.2.15). Το συνολικό ύψος του δοκιμίου είναι 3m, που προσεγγίζει σε κλίμακα 1/3 το ύψος βάρου μίας τυπικής κοιλαδογέφυρας αυτοκινητοδρόμου. Το δοκίμιο εδράζεται σε χαλύβδινη πλάκα διαστάσεων 750mm x 750mm και πάχους 20mm (Σχήματα 1.2.15, 1.2.16). Τόσο στις κυκλικές πλάκες, που έχουν συγκολληθεί στα άκρα του κυλινδρικού στοιχείου, όσο και στις πλάκες έδρασης, έχουν διανοιχθεί στο κέντρο οπές διαμέτρου 60mm ώστε να διέρχεται το συρματόσχοινο προέντασης (βλ. επόμενη παράγραφο).



Σχήμα 1.2.15: Λικνιζόμενο βάρο (αριστερά), μεταλλικές πλάκες (δεξιά)



Σχήμα 1.2.16: Η πειραματική διάταξη με το λικνιζόμενο βάρο και τους αισθητήρες.

Στη σεισμική τράπεζα τοποθετήθηκαν έξι αισθητήρες μετακινήσεων (ποτενσιόμετρα) τύπου «σύρματος». Τρεις τοποθετήθηκαν αριστερά του βάρου (βλ Σχήμα 1.2.16 αριστερά-κάτω) και τρεις δεξιά (βλ. Σχήμα 1.2.16 δεξιά-κάτω). Τα σύρματα από κάθε τριάδα αισθητήρων συνδέονται σε ένα μόνο σημείο στην κορυφή του βάρου από την αριστερή και δεξιά πλευρά αντίστοιχα. Κάθε αισθητήρας μετακινήσεων μετράει στον χώρο την ακτίνα μίας νοητής σφαίρας. Η ένωση τριών σφαιρών στον χώρο με προσδιορισμένο κέντρο και ακτίνα συμβαίνει σε ένα συγκεκριμένο σημείο που μπορεί να προσδιοριστεί επακριβώς μέσω της γεωμετρικής επίλυσης της τομής των τριών αυτών σφαιρών. Έτσι κάθε τριάδα αισθητήρων μπορεί να δώσει κάθε χρονική στιγμή της διέγερσης τις χωρικές συντεταγμένες του σημείου αυτού, και συγκεκριμένα της κορυφής του βάρου. Τα δύο αντιδιαμετρικά σημεία στην κορυφή του βάρου ήταν απαραίτητα για τον προσδιορισμό της μετακίνησης λόγω τυχόν περιστροφής του δοκιμίου κατά την διάρκεια του λικνισμού. Στο Σχήμα 1.2.17-αριστερά διακρίνεται το ένα από τα σημεία σύνδεσης των αισθητήρων μετακινήσεων 5cm κάτω από την κορυφή, ενώ ακριβώς στην κορυφή έχει τοποθετηθεί σύστημα τριών επιταχυνσιομέτρων για την καταγραφή της εντός επιπέδου, της εγκάρσιας και της κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Το ίδιο σύστημα επιταχυνσιομέτρων έχει τοποθετηθεί και στη βάση του βάρου (βλ. Σχήμα 1.2.17-δεξιά).

Μετά το πέρας κάθε δοκιμής πραγματοποιούνταν αναλυτικές μετρήσεις της συνολικής μετακίνησης της βάσης του βάρου λόγω περιστροφής, αναπήδησης ή ολίσθησης του κατά τη στιγμή των επαναλαμβανόμενων κρούσεων (βλ. Σχήμα 1.2.18).



Σχήμα 1.2.17: Λεπτομέρεια κορυφής και βάσης του βάρου.

Για την προστασία της πειραματικής διάταξης η κορυφή του βάρου εξασφαλίζεται σημειακά από τη γέφυρα του εργαστηρίου της σεισμικής τράπεζας (Σχήμα 1.2.16) με χαλαρό ιμάντα ώστε να μην επηρεάζει τη δυναμική απόκριση του βάρου, αλλά να ενεργοποιείται σε περίπτωση μεγάλης μετακίνησης της κορυφής του βάρου λόγω ανατροπής του σε σημαντικής έντασης διέγερση.

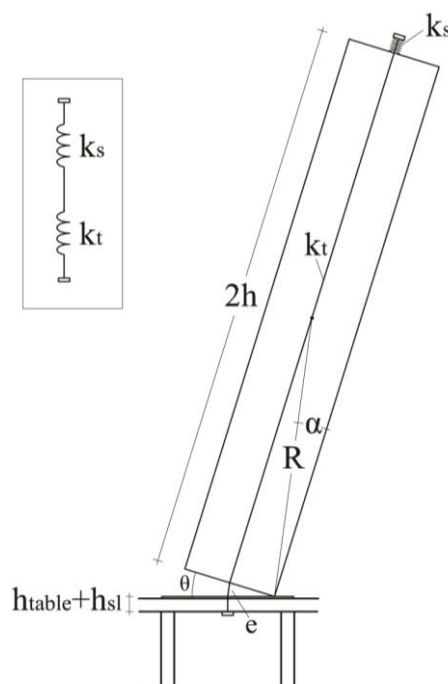
Οι αισθητήρες μετακινήσεων έχουν συγκεκριμένο όριο ανοχής μετακίνησης του σύρματος και σε περίπτωση ανατροπής του βάρου υπάρχει κίνδυνος καταστροφής τους. Για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκε σειρά από διερευνητικές δοκιμές χωρίς αισθητήρες μετακινήσεων (αλλά με αισθητήρες επιταχύνσεων) για όλες τις διεγέρσεις του Πίνακα 1.2.1. Με αυτόν τον τρόπο διαπιστώθηκε μέχρι ποιο επίπεδο σεισμικής έντασης αποκλείεται ανατροπή του βάρου – στις δοκιμές με αυτές τις καταγραφές τοποθετούνταν οι αισθητήρες μετακινήσεων. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών διαπιστώθηκε πως δεν υπάρχει ακριβής επαναληψιμότητα της απόκρισης του δοκιμίου. Για αύξηση της αξιοπιστίας των καταγραφών κάθε δοκιμή εκτελούνταν δύο φορές.



Σχήμα 1.2.18: Μέτρηση της ολίσθησης μετά από κάθε πείραμα.

Πειραματική διάταξη βάρου με προένταση

Οι δοκιμές της προηγούμενης παραγράφου επαναλήφθηκαν για δύο στάθμες χαμηλής και υψηλής προέντασης. Το ελεύθερα λικνιζόμενο στοιχείο παρουσιάζει στο διάγραμμα ροπών (λόγω πλευρικών αδρανειακών δυνάμεων) στροφής βάσης αρνητικό κλάδο, ή διαφορετικά, αρνητική δυσκαμψία, με όλα τα οφέλη της ασυντόνιστης απόκρισης υπό οποιαδήποτε διέγερση. Η παρουσία καλωδίου προέντασης, που είναι τυπική στις προκατασκευασμένες γέφυρες για σύνδεση των βάρων με το κατάστρωμα, μπορεί να επηρεάσει τη συμπεριφορά αυτή. Ανάλογα με την εφαρμοζόμενη δυσκαμψία του καλωδίου, ο κλάδος του διαγράμματος ροπής-στροφής βάσης μπορεί να παραμείνει αρνητικός (εύκαμπτο σύστημα καλωδίου), θετικός (δύσκαμπτο σύστημα καλωδίου) ή οριζόντιος, παρουσιάζοντας ελαστοπλαστική συμπεριφορά.



Σχήμα 1.2.19: Δυναμικής απόκριση μεμονωμένου βάρου με καλώδιο προέντασης.

Παρακάτω παρουσιάζεται η υλοποίηση της πειραματικής διάταξης με εύκαμπτο και δύσκαμπτο σύστημα καλωδίου για την διερεύνηση της προέντασης στην απόκριση του βάρου. Οι παράμετροι της ανάλυσης παρουσιάζονται στη Σχήμα 1.2.19. Η επιμήκυνση του καλωδίου κατά την διάρκεια της απόκρισης δίνεται από την σχέση

$$e = R \sin \alpha \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \quad (1.2.1)$$

όπου R η ακτίνα του βάρου, α η ραδινότητα, και θ η γωνία στροφής της βάσης. Η δυσκαμψία του καλωδίου είναι

$$k_t = \frac{EA}{L} \quad (1.2.2)$$

όπου E και A το μέτρο ελαστικότητας και το εμβαδό της διατομής του καλωδίου και $L = (h_{table} + h_{st}) + 2h$ το συνολικό του μήκος (βλ. Σχ. 1.2.19).

Η συνθήκη για την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βάρου είναι:

$$\frac{EA}{m_c g} = 2 \frac{1}{\tan^2 \alpha} = \bar{C} \quad (1.2.3)$$

όπου m_c είναι η μάζα του βάρου. Με δεδομένο ότι η συνολική δυσκαμψία του καλωδίου δίνεται από την εξ. (1.2.2), η δυσκαμψία μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C} ως εξής:

$$k_{total} = \frac{m_c g}{L} \bar{C} \quad (1.2.4)$$

Για να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία, το καλώδιο προέντασης μεταφέρει αξονική δύναμη επαναφοράς στην κορυφή του βάρου μέσω ελατηρίων τύπου *belleville springs*. Η δυσκαμψία λόγω ελαστικότητας του καλωδίου, k_t , και η δυσκαμψία των ελατηρίων, k_s , προσφέρουν στο σύστημα συνολική δυσκαμψία

$$k_{total} = \frac{k_s k_t}{k_s + k_t} = \frac{k_s EA}{k_s L + EA} \quad (1.2.5)$$

ισοδύναμα με την δυσκαμψία δύο «ελατηρίων σε σειρά». Η εξ. (1.2.5) μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C}

$$k_s = \frac{EA m_c g \bar{C}}{L(EA - m_c g \bar{C})} \quad (1.2.6)$$

ενώ η κατακόρυφη δύναμη που εφαρμόζεται στο βάρου είναι

$$P = k_{tot} e \quad (1.2.7)$$

Εφαρμόζοντας τα αριθμητικά δεδομένα $E=68.258$ GPa, $A=61.632$ mm², $L=3.15$ m, $m_c g=3.481$ kN, $\tan \alpha=0.5/3$, $R=1.5207$, η συνθήκη για ελαστοπλαστική συμπεριφορά δίνει

$$\bar{C} = 72 \Rightarrow k_s = 84.61 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 79.57 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 1.64 \text{ kN} \quad (1.2.8)$$

Επομένως, για αρνητικό ή θετικό κλάδο στο διάγραμμα ροπής-στροφής θα πρέπει να υλοποιηθεί διάταξη με συντελεστή $\bar{C} = \frac{EA}{m_c g}$ μικρότερο ή μεγαλύτερο από 72 αντίστοιχα. Επιλέχθηκαν οι τιμές 25 και 100. Για $\bar{C} = 25$ προκύπτει

$$k_s = 28.21 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 27.63 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 0.57 \text{ kN} \quad (1.2.9)$$

ενώ για $\bar{C} = 100$ προκύπτει

$$\Rightarrow k_s = 120.48 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 110.5 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 2.28 \text{ kN} \quad (1.2.10)$$

Για να προσεγγιστεί η δυσκαμψία της πρώτης περίπτωσης, $k_s=28.21$ kN/m, τοποθετήθηκαν 100 ελατήρια τύπου *belleville springs* σε σειρά, ενώ για την δεύτερη περίπτωση με $k_s=120.48$ kN/m τοποθετήθηκαν 35 διπλά ελατήρια.



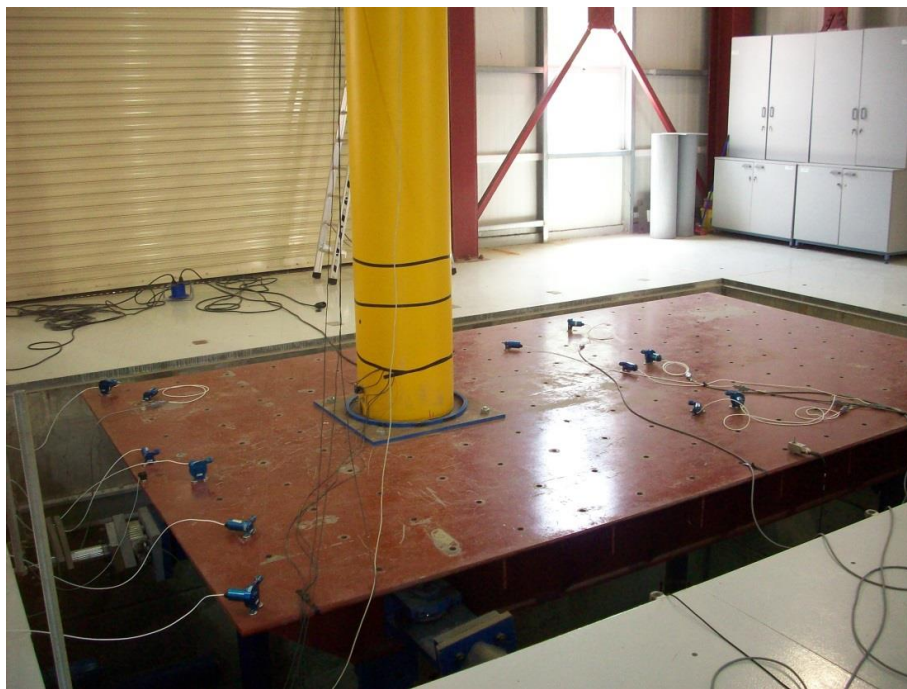
Σχήμα 1.2.20: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στην κορυφή του βάρους ($EA/m_c g=25$) και διάταξη της δυναμοκυψέλης για την μέτρηση της αξονικής δύναμης επαναφοράς.



Σχήμα 1.2.21: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης κάτω από την σεισμική τράπεζα ($EA/m_c g=25$) και διάταξη των ελατηρίων τύπου *belleville springs*.



Σχήμα 1.2.22: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στην κορυφή του βάρου ($EA/m_c g=100$) και διάταξη της δυναμοκυψέλης μαζί με τα ελατήρια.



Σχήμα 1.2.23. Διάταξη αισθητήρων στην σεισμική τράπεζα

Στο Σχήμα 1.2.20 παρουσιάζεται η σύνδεση του καλωδίου προέντασης με την κορυφή του βάθρου, η οποία πραγματοποιείται μέσω δυναμοκυψέλης για τη μέτρηση κάθε χρονική στιγμή της εφαρμοζόμενης αξονικής δύναμης επαναφοράς, ενώ στο Σχήμα 1.2.21 παρουσιάζεται ο τρόπος τοποθέτησης των ελατηρίων σε σειρά (περίπτωση $EA/m_c g=25$). Στην δεύτερη περίπτωση με την υψηλή δυσκαμψία ($EA/m_c g=100$) ήταν δυνατόν τα ελατήρια να τοποθετηθούν μαζί με την δυναμοκυψέλη στην κορυφή του βάθρου για εποπτικούς λόγους (Σχήμα 1.2.22). Στο Σχήμα 1.2.23 παρουσιάζεται η διάταξη των αισθητήρων στη σεισμική τράπεζα.

Ακολουθείται η λογική της τοποθέτησης των αισθητήρων της περίπτωσης του βάθρου χωρίς προένταση (βλ. προηγούμενη παράγραφο) με την επιπλέον τοποθέτηση έξι αισθητήρων μετακίνησης στη βάση σε αντιδιαμετρικά σημεία, για τον ακριβή προσδιορισμό της μετακίνησης της βάσης σε κάθε χρονική στιγμή. Συνολικά μετρώνται οι τρεις χωρικές συντεταγμένες 2 αντιδιαμετρικών σημείων της βάσης και 2 της κορυφής μέσω $4 \times 3 = 12$ αισθητήρων μετακίνησης. Τα επιταχυνσιόμετρα είναι έξι, τρία στην βάση και τρία στην κορυφή, όπως και στην προηγούμενη ενότητα.

Οι δοκιμές έγιναν για τους σεισμούς της Καλαμάτας 1986, της Λευκάδας 2003 και του Αιγίου 1995 σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή πραγματοποιήθηκε δύο φορές.

1.3. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ

Συντελεστής ανάπαλσης και ολισθήσεις κατά την κρούση

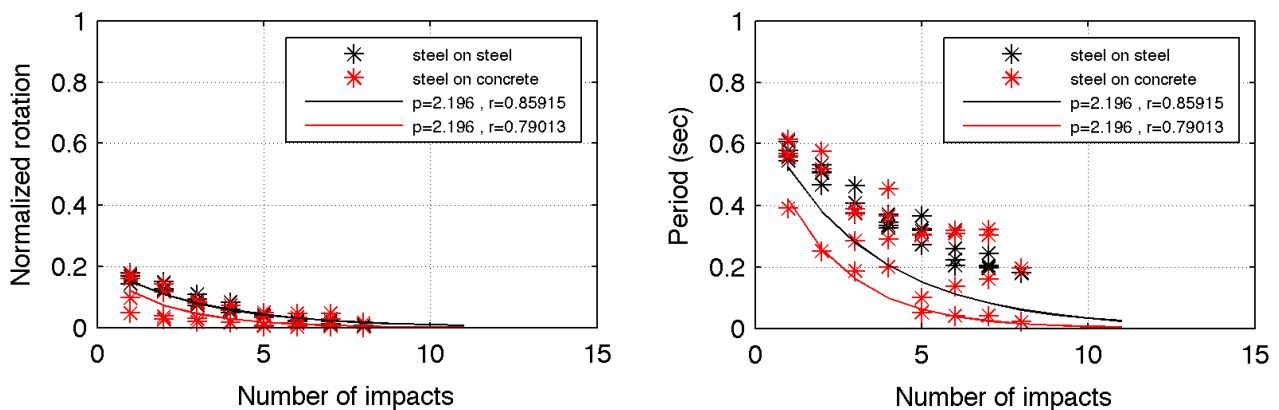
Πριν την επιβολή σεισμικών διεγέρσεων στα δοκίμια, διενεργήθηκαν δοκιμές ελεύθερης ταλάντωσης (*pull-out, free vibration tests*) για το μεγάλο βάθρο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3.1. Οι δοκιμές αυτές είχαν στόχο τον προσδιορισμό του πραγματικού συντελεστή ανάπαλσης (*coefficient of restitution*), r , σε σύγκριση με το θεωρητικό (Housner 1963), καθώς επίσης και τη συμπεριφορά του δοκιμίου κατά τη στιγμή της κρούσης, και συγκεκριμένα τον βαθμό ολίσθησης είτε σε μεταλλική βάση, είτε σε βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Γύρω από το δοκίμιο κατασκευάστηκε μεταλλικό πλαίσιο (Σχήμα 1.3.1) που περιόριζε τυχόν εκτροπή του δοκιμίου κατά την εγκάρσια διεύθυνση, έτσι ώστε να πραγματοποιείται λικνισμός στο επίπεδο. Στις δύο παράλληλες μεταλλικές δοκούς στην κορυφή του βάθρου τοποθετούταν εγκάρσια δοκός ως οδηγός, έτσι ώστε τραβώντας με σχοινί την κορυφή του βάθρου, αυτή να είχε την επιθυμητή αρχική μετακίνηση. Πραγματοποιήθηκαν πειράματα για αρχική μετακίνηση κορυφής $\pm 10\text{cm}$, $\pm 15\text{cm}$, $\pm 20\text{cm}$ και $\pm 25\text{cm}$, είτε σε μεταλλική βάση, είτε σε βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μέτρηση μετακίνησης κορυφής έγινε με αισθητήρες μετακινήσεων (ποτενσιόμετρα) τύπου «σύρματος» σύμφωνα με το σύστημα της γεωμετρικής επίλυσης των τριών σφαιρών στο χώρο που αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Παράλληλα αναπτύχθηκε κώδικας επεξεργασίας της χρονοϊστορίας μετακίνησης της κορυφής του βάθρου, ο οποίος αναγνώριζε αυτόματα τη στιγμή των κρούσεων, την χρονική διαφορά ανάμεσα στις κρούσεις και την απομείωση της ταχύτητας αμέσως μετά την κρούση και άρα τον συντελεστή ανάπαλσης. Μετά το πέρας κάθε δοκιμής μετρούσαν η τελική ολίσθηση είτε κατά την διεύθυνση x (παράλληλα στην κίνηση), είτε κατά τη διεύθυνση y (κάθετα στην κίνηση).

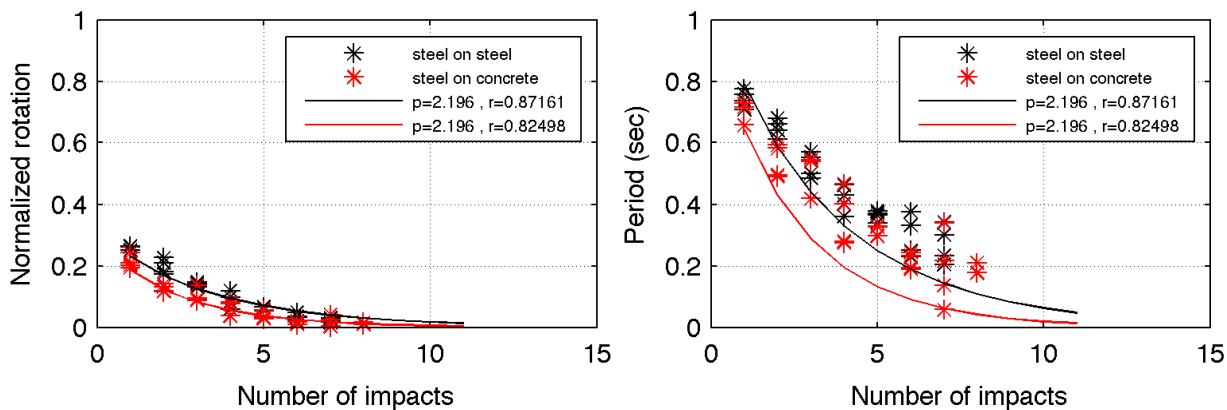


Σχήμα 1.3.1. Δοκιμές ελεύθερης ταλάντωσης (*pull-out, free vibration tests*) βάρου σε μεταλλική βάση ή βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα, με δέσμευση της εγκάρσιας μετακίνησης.

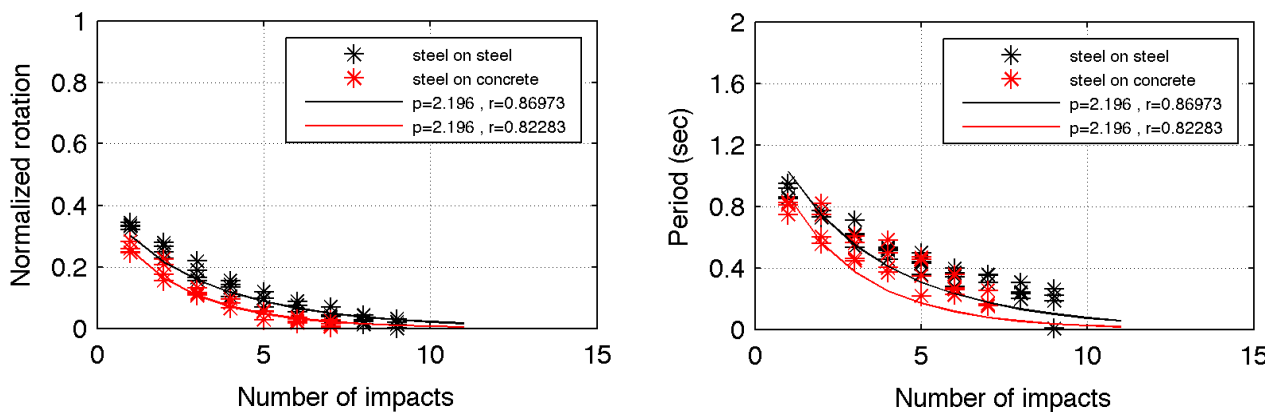
Στα Σχήματα 1.3.2-1.3.6 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των πειραμάτων ελεύθερης ταλάντωσης. Τα αριστερά διαγράμματα στα Σχήματα 1.3.2-1.3.5 παρουσιάζουν τιμές της κανονικοποιημένης ως προς τη ραδιότητα στροφής (θ/a) ανά αριθμό κρούσης. Τα σημεία μαύρου χρώματος αναφέρονται στα πειράματα πάνω σε μεταλλική βάση, ενώ με κόκκινο χρώμα πάνω σε βάση από σκυρόδεμα. Πάνω στα σημεία αυτά έχει προσαρμοστεί ή βέλτιστη καμπύλη μετά τον προσδιορισμό του συντελεστή ανάπασης. Σε αντιστοιχία με τα διαγράμματα αριστερά, τα διαγράμματα δεξιά παρουσιάζουν τιμές της διάρκειας της κίνησης (στιγμιαία περίοδος ταλάντωσης) ανάμεσα στις κρούσεις.



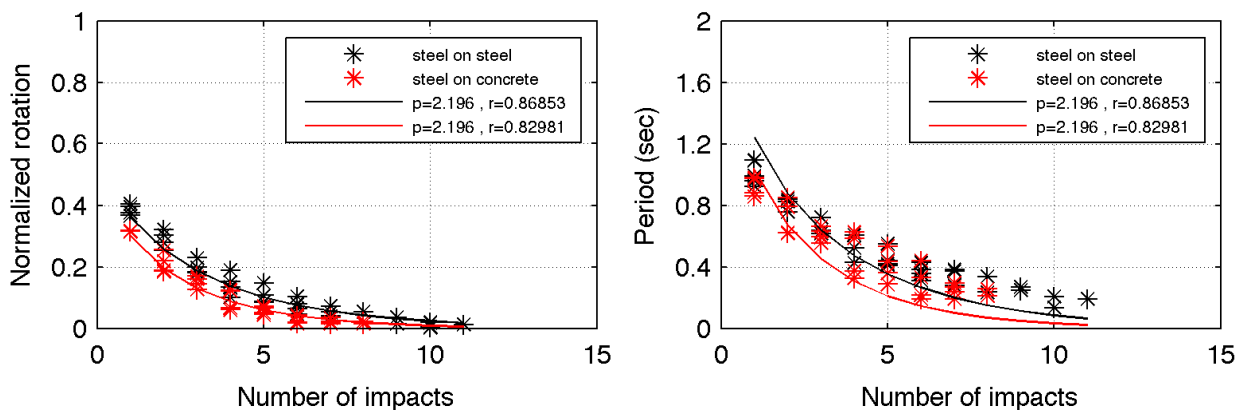
Σχήμα 1.3.2. Αριστερά: Τιμές της κανονικοποιημένης ως προς τη ραδιότητα στροφής (θ/a) ανά αριθμό κρούσης. Δεξιά: Τιμές της διάρκειας της κίνησης (στιγμιαία περίοδος ταλάντωσης) ανάμεσα στις κρούσεις. Τα σημεία μαύρου χρώματος αναφέρονται στα πειράματα με τη μεταλλική βάση, ενώ με κόκκινο στα πειράματα με βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεχής γραμμή είναι η βέλτιστη θεωρητική γραμμή μετά την επιλογή του βέλτιστου συντελεστή ανάπασης. Τα πειράματα είναι για αρχική μετακίνηση κορυφής βάρου 10cm.



Σχήμα 1.3.3. Αριστερά: Τιμές της κανονικοποιημένης ως προς τη ραδινότητα στροφής (θ/a) ανά αριθμό κρούσης. Δεξιά: Τιμές της διάρκειας της κίνησης (στιγμιαία περίοδος ταλάντωσης) ανάμεσα στις κρούσεις. Τα σημεία μαύρου χρώματος αναφέρονται στα πειράματα με τη μεταλλική βάση, ενώ με κόκκινο στα πειράματα με βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεχής γραμμή είναι η βέλτιστη θεωρητική γραμμή μετά την επιλογή του βέλτιστου συντελεστή ανάπαλσης. Τα πειράματα είναι για αρχική μετακίνηση κορυφής βάθρου 15cm.



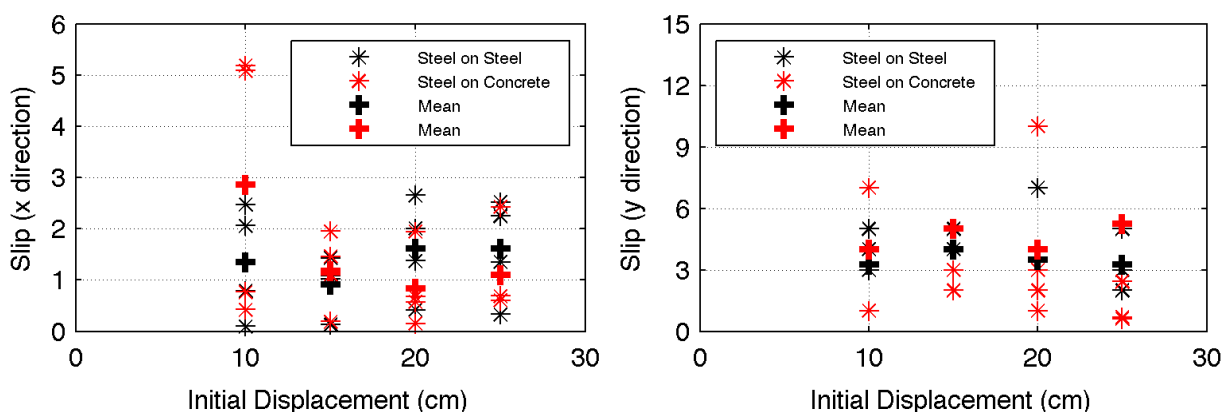
Σχήμα 1.3.4. Αριστερά: Τιμές της κανονικοποιημένης ως προς τη ραδινότητα στροφής (θ/a) ανά αριθμό κρούσης. Δεξιά: Τιμές της διάρκειας της κίνησης (στιγμιαία περίοδος ταλάντωσης) ανάμεσα στις κρούσεις. Τα σημεία μαύρου χρώματος αναφέρονται στα πειράματα με τη μεταλλική βάση, ενώ με κόκκινο στα πειράματα με βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεχής γραμμή είναι η βέλτιστη θεωρητική γραμμή μετά την επιλογή του βέλτιστου συντελεστή ανάπαλσης. Τα πειράματα είναι για αρχική μετακίνηση κορυφής βάθρου 20cm.



Σχήμα 1.3.5. Αριστερά: Τιμές της κανονικοποιημένης ως προς τη ραδινότητα στροφής (θ/a) ανά αριθμό κρούσης. Δεξιά: Τιμές της διάρκειας της κίνησης (στιγμιαία περίοδος ταλάντωσης) ανάμεσα στις κρούσεις. Τα σημεία μαύρου χρώματος αναφέρονται στα πειράματα με τη μεταλλική βάση, ενώ με κόκκινο στα πειράματα με βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεχής γραμμή είναι η βέλτιστη θεωρητική γραμμή μετά την επιλογή του βέλτιστου συντελεστή ανάπαλσης. Τα πειράματα είναι για αρχική μετακίνηση κορυφής βάθρου 20cm.

Ο θεωρητικός συντελεστής ανάπαλσης, διατυπωμένος πρώτα από τον Housner (1963), είναι $r = \left[1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha\right]^2 = 0.92056$. Με άλλα λόγια η γωνιακή ταχύτητα μετά την κρούση θα είναι $\sqrt{r} = \sqrt{0.92056}$ φορές μικρότερη από την ταχύτητα πριν την κρούση. Ο συντελεστής ανάπαλσης κατά Housner προκύπτει από την αρχή διατήρησης της στροφορμής. Στην πραγματικότητα, η σχέση αυτή δίνει το ανώτατο όριο στο οποίο μπορεί να φτάσει η τιμή του πραγματικού συντελεστή ανάπαλσης, ο οποίος είναι πάντα μικρότερος από τον θεωρητικό και εξαρτάται από τις συνθήκες τις κρούσης (όπως τα υλικά διεπιφάνειας). Όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 1.3.2-1.3.5, για αρχική μετακίνηση κορυφής βάθρου 10cm (ή $\theta/\alpha \approx 0.2$), ο συντελεστής ανάπαλσης βρέθηκε ίσος με 0.85915 για βάση σε μεταλλική βάση (περίπου 93% του θεωρητικού) και 0.79013 για βάση σε βάση από σκυρόδεμα (περίπου 86% του θεωρητικού). Για μεγαλύτερες τιμές τις αρχικής μετακίνησης οι τιμές αυξάνονται ελαφρώς, φθάνοντας σε τιμές του 94% του θεωρητικού συντελεστή για μεταλλική βάση και 90% για βάση από σκυρόδεμα. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι κατά την κρούση πάνω σε επιφάνεια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποσβένεται περισσότερη ενέργεια.

Όσον αφορά όμως το θέμα της ολίσθησης, η εικόνα είναι βελτιωμένη για τις μεταλλικές διεπιφάνειες. Στο Σχήμα 1.3.6, παρουσιάζεται η συνολική ολίσθηση του βάθρου μετά το πέρας του πειράματος κατά τη διεύθυνσης x (παράλληλα στην κίνηση) και κατά τη διεύθυνσης y (εγκάρσια στην κίνηση). Παρόλη τη μεγάλη διάχυση των αποτελεσμάτων, οι μέσες τιμές (μαύρος σταυρός για μεταλλική βάση και κόκκινος για βάση από σκυρόδεμα) δείχνουν πως οι ολισθήσεις ήταν γενικά πιο περιορισμένες για την περίπτωση της μεταλλικής βάσης, ενώ η συμπεριφορά του δοκιμίου παρουσίαζε μικρότερη εκτροπή κατά την εγκάρσια διεύθυνση.



Σχήμα 1.3.6. Αριστερά: Ολίσθηση βάθρου μετά το πέρας των πειραμάτων κατά τη διεύθυνσης x (παράλληλα στην κίνηση) για διάφορες τιμές τις αρχικής μετακίνησης κορυφής. Δεξιά: Ολίσθηση βάθρου κατά τη διεύθυνσης y (εγκάρσια στην κίνηση) για διάφορες τιμές τις αρχικής μετακίνησης κορυφής.

Απόκριση μεμονωμένου βάθρου χωρίς προένταση σε πραγματικούς σεισμούς

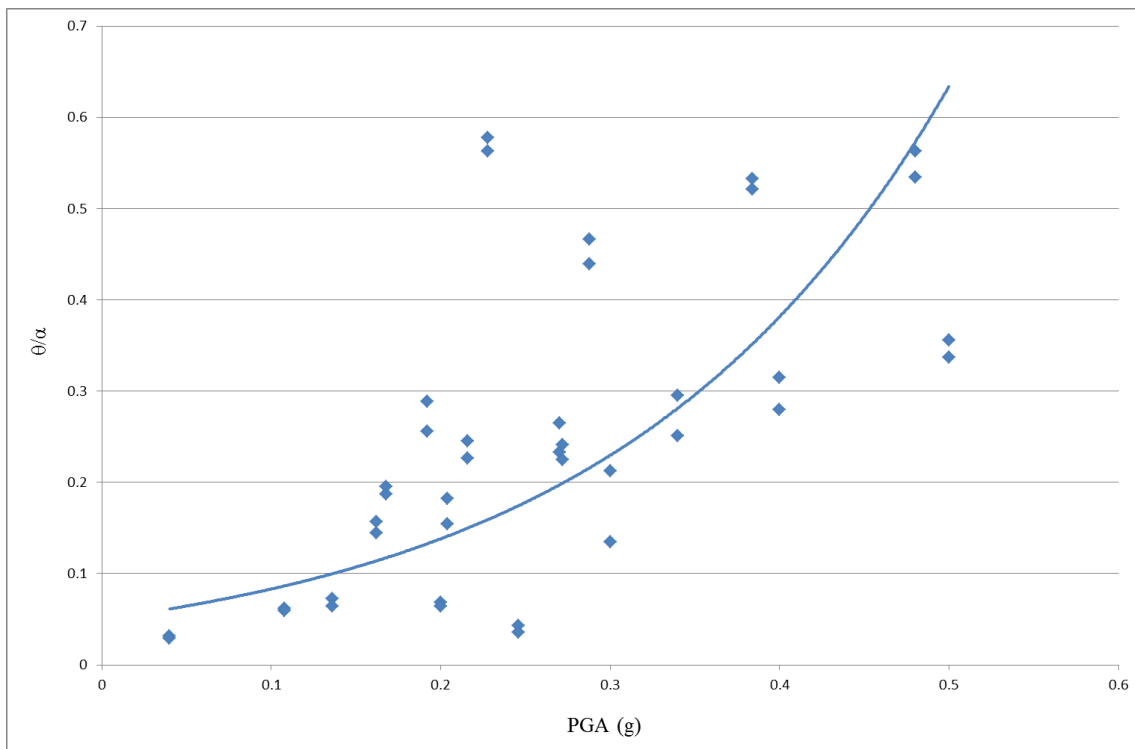
Ο Πίνακας 1.3.1 παρουσιάζει τις σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στα πειράματα της σεισμικής τράπεζας για το μεμονωμένο βάθρο. Στον πίνακα αναφέρονται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) καθώς και το χαρακτηριστικό μήκος του πιο ενεργητικού παλμού $L_e = a_p T_p^2$ (Makris and Black 2004a, b; Karavasilis et al. 2010). Η τελευταία στήλη παρουσιάζει το ποσοστό της επιβαλλόμενης έντασης του σεισμού. Για τους σεισμούς Parkfield 1966, Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Αίγιο 1995 η ένταση επιβλήθηκε σταδιακά έως και το 100%. Για τους υπόλοιπους σεισμούς, οι οποίοι παρουσιάζουν μεγάλη έως εξαιρετικά μεγάλη τιμή του χαρακτηριστικού μήκους L_e έγιναν διερευνητικές δοκιμές μέχρι την στάθμη 100% χωρίς

αισθητήρες μετακινήσεων. Για τους σεισμούς αυτούς, και με δεδομένο ότι τα πειράματα δεν παρουσιάζουν ακριβή επαναληψιμότητα, η πιθανότητα ανατροπής του δοκιμίου (και επομένως απώλεια των αισθητήρων) μηδενιζόταν μόνο για σεισμική στάθμη της τάξεως του 20%, οπότε και για αυτή την στάθμη παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

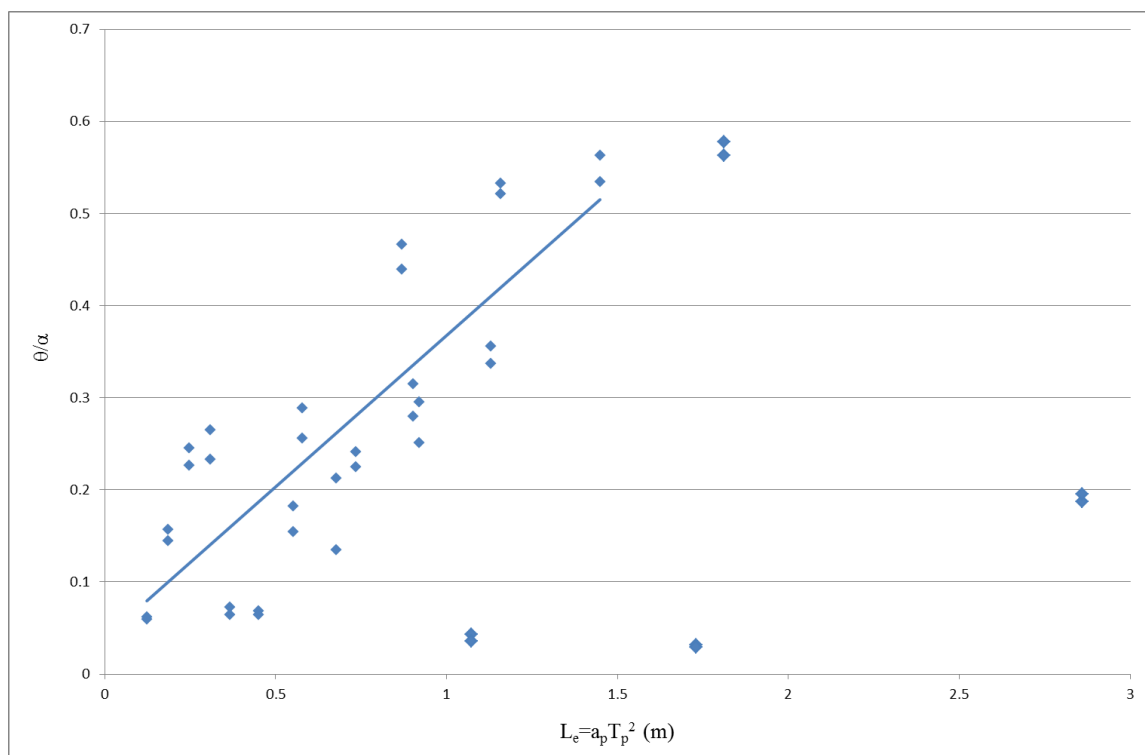
Στο Σχήμα 1.3.7 παρουσιάζονται οι τιμές της μέγιστης αδιάστατης ως προς τη ραδιότητα γωνίας θ , που εκφράζει την μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για όλες τις δοκιμές του Πίνακα 1.3.1, για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Στο Σχήμα 1.3.8 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα, μόνο που τώρα ο οριζόντιος άξονας εκφράζει το χαρακτηριστικό μήκος του πιο ενεργητικού παλμού. Κάθε πείραμα για σεισμό με συγκεκριμένη επιβαλλόμενη ένταση επαναλήφθηκε άλλη μία φορά. Στο Σχήμα 1.3.7 δείχνει πως καθώς η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αυξάνεται, αυξάνεται και η απόκριση του λικνιζόμενου βάθρου. Η σχέση δεν είναι γραμμική, και παρουσιάζει σχετική διάχυση αποτελεσμάτων. Για αυτό και στο Σχήμα 1.3.8 γίνεται παρουσίαση της μέγιστης απόκρισης του βάθρου με βάση το χαρακτηριστικό μήκος του πιο ενεργητικού παλμού, που είναι μια έννοια πιο πλήρης για να εξηγήσει την καταστρεψιμότητα ενός σεισμού. Για παράδειγμα, ενώ ο σεισμός Vrancea 1977 έχει μόλις 0.2g μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (βλ. Πίνακα 1.3.1), δηλαδή λιγότερο από το μισό PGA του σεισμού του Αιγίου 1995, η διάρκεια του πιο ενεργητικού παλμού ήταν πολύ μεγάλη, με αποτέλεσμα το χαρακτηριστικό μήκος να είναι 8.65m, δηλαδή 8 φορές περίπου μεγαλύτερο από αυτό του Αιγίου. Έτσι το χαρακτηριστικό μήκος εξηγεί γιατί στο 40% της έντασης του Vrancea 1977 υπήρχε πιθανότητα ανατροπής, ενώ δεν υπήρχε για τον σεισμό του Αιγίου σε ένταση 100%. Με βάση λοιπόν αυτήν την πιο ορθολογική προσέγγιση, το Σχήμα 1.3.8 παρουσιάζει ένα σύνολο σημείων με μία σχεδόν γραμμική εξάρτηση. Εξαιρέση αποτελούν τα 3 μεμονωμένα ζεύγη που αποκλίνουν εμφανώς από το κύριο νέφος σημείων, και αφορούν το 20% της έντασης των σεισμών Vrancea 1977, San Fernando 1971 και Northridge 1994, που είναι και οι σεισμοί με τα μεγαλύτερα χαρακτηριστικά μήκη. Στους σεισμούς αυτούς, αλλοιωμένους σημαντικά λόγω της μεγάλης μείωσης της έντασης (20%), η απόκριση του βάθρου ήταν περιορισμένη.

Πίνακας 1.3.1. Σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στο μεμονωμένο βάθρο

Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Χαρακτηριστικό μήκος πιο ενεργητικού παλμού L_e (ένταση 100%)	Επιβαλλόμενη Ένταση
1977 Vrancea	Bucharest NS	0.2g	8.65m	20%
1966 Parkfield	Cholame #2 065	0.48g	1.45m	40%, 60%, 80% 100%
1989 Loma Prieta	Gilroy Historic Building (2%, 50 χρόνια) FN	1.14g	9.06m	20%
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	0.31m	40%, 60%, 80% 100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	0.92m	40%, 60%, 80% 100%
1995 Αίγιο	OTE FP	0.5g	1.13m	40%, 60%, 80% 100%
1971 San Fernando	Pacoima Dam 164	1.23g	5.36m	20%
1994 Northridge	Rinaldi Station 228	0.84g	14.3m	20%



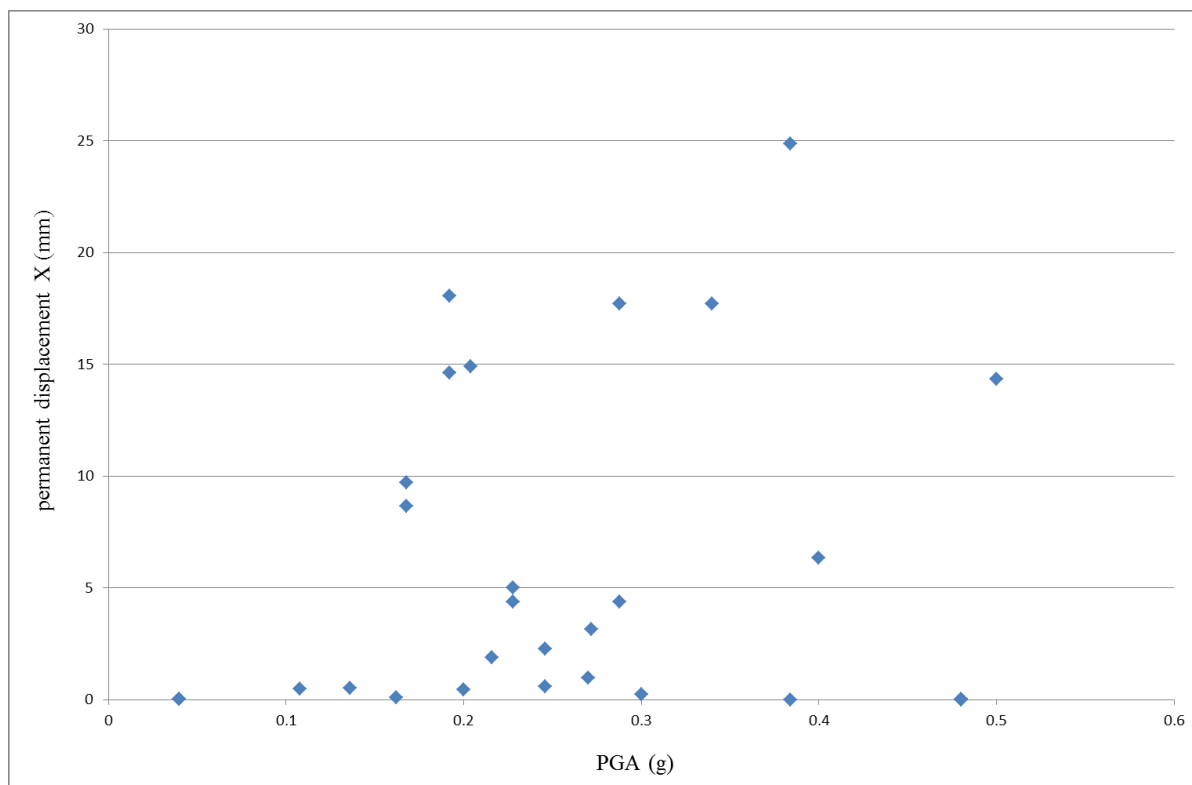
Σχήμα 1.3.7. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) του βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 1.3.1.



Σχήμα 1.3.8. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) του βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένο χαρακτηριστικό μήκος L_e των σεισμών του Πίνακα 1.3.1.

Στο Σχήμα 1.3.9 παρουσιάζεται η παραμένουσα μετακίνηση/μετατόπιση του βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) μετά το πέρας της απόκρισης. Οι τιμές κυμαίνονται από 0 έως 2.5cm. Παρατηρείται σημαντική διάχυση αποτελεσμάτων και έλλειψη επαναληψιμότητας.

Πάντως, καθώς η ένταση του σεισμού αυξάνεται, η πιθανότητα για μεγαλύτερη παραμένουσα μετατόπιση επίσης αυξάνεται, χωρίς να σημαίνει απαραίτητα ότι για σεισμούς μεγάλης έντασης δεν μπορεί να είναι η τιμή ακόμα και κοντά στο μηδέν, δεδομένου ότι κατά την διάρκεια της δυναμικής απόκρισης στιγμιαίες ολισθήσεις και μετακινήσεις συμβαίνουν και προς αρνητική και προς την θετική φορά του άξονα x και η παραμένουσα μετατόπιση είναι το άθροισμα όλων αυτών των επιμέρους μετατοπίσεων.



Σχήμα 1.3.9. Παραμένουσα μετακίνηση του βάρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 1.3.1.

Σύγκριση απόκρισης μεμονωμένου βάρου με ή χωρίς προένταση

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα της απόκρισης του μεμονωμένου βάρου χωρίς κατακόρυφη προένταση (μπλε χρώμα), για χαμηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=25$ (κόκκινο χρώμα) και για υψηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=100$ (πράσινο χρώμα). Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 1.3.2, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Αίγιο 1995 για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%. Κάθε πείραμα επαναλήφθηκε άλλη μία φορά. Το Σχήμα 1.3.10 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου και για τις τρεις περιπτώσεις ($EA/m_c g=0, 25, 100$) για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 1.3.10-άνω), της Λευκάδας (Σχήμα 1.3.10-κέντρο) και του Αιγίου (Σχήμα 1.3.10-κάτω). Το Σχήμα 1.3.11 παρουσιάζει την μέγιστη τιμή της απόκρισης του βάρου για όλους τους σεισμούς (για διάφορα PGA), ενώ το Σχήμα 1.3.12 παρουσιάζει τις αντίστοιχες παραμένουσες μετακινήσεις μετά το πέρας των δοκιμών.

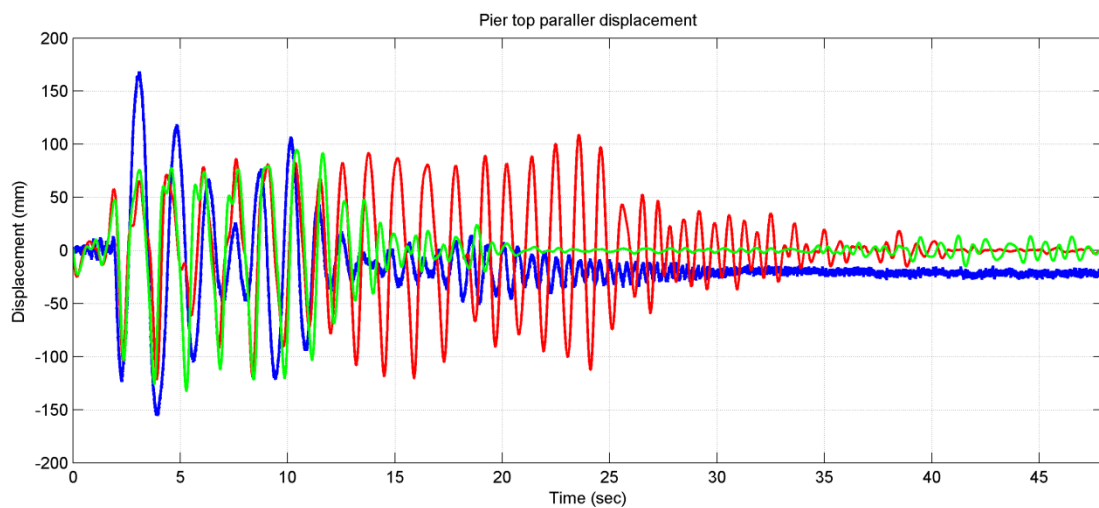
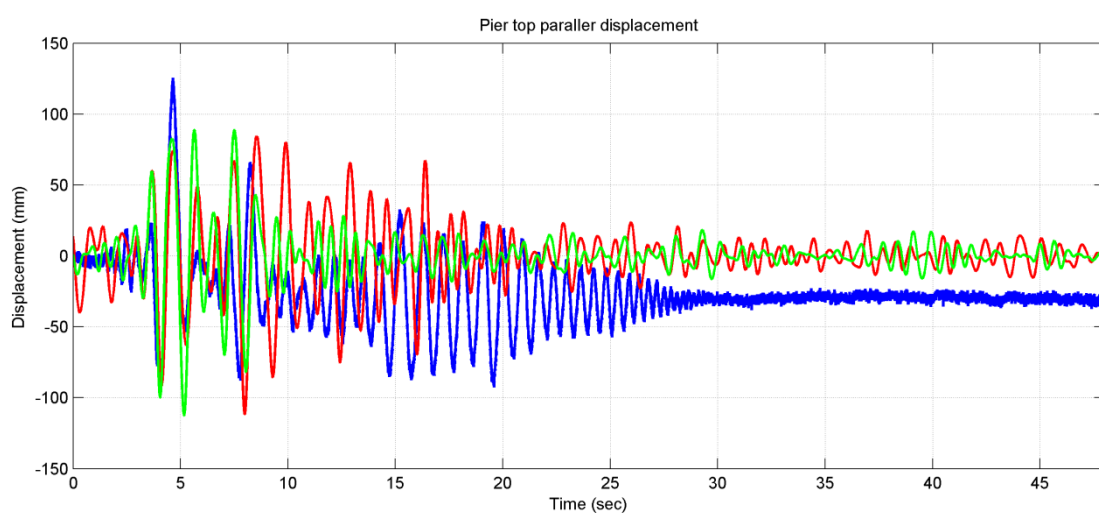
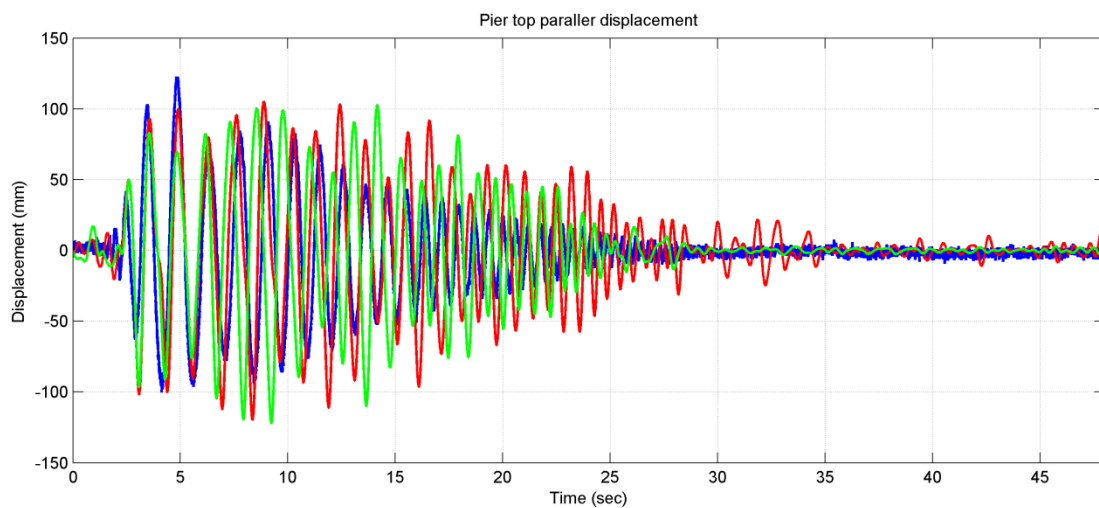
Πίνακας 1.3.2. Σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στο βάθρο με κατακόρυφη προένταση.

Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Χαρακτηριστικό μήκος πιο ενεργητικού παλμού L_e (ένταση 100%)	Επιβαλλόμενη Ένταση
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	0.31m	80%, 100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	0.92m	80%, 100%
1995 Αίγιο	ΟΤΕ FP	0.5g	1.13m	80%, 100%

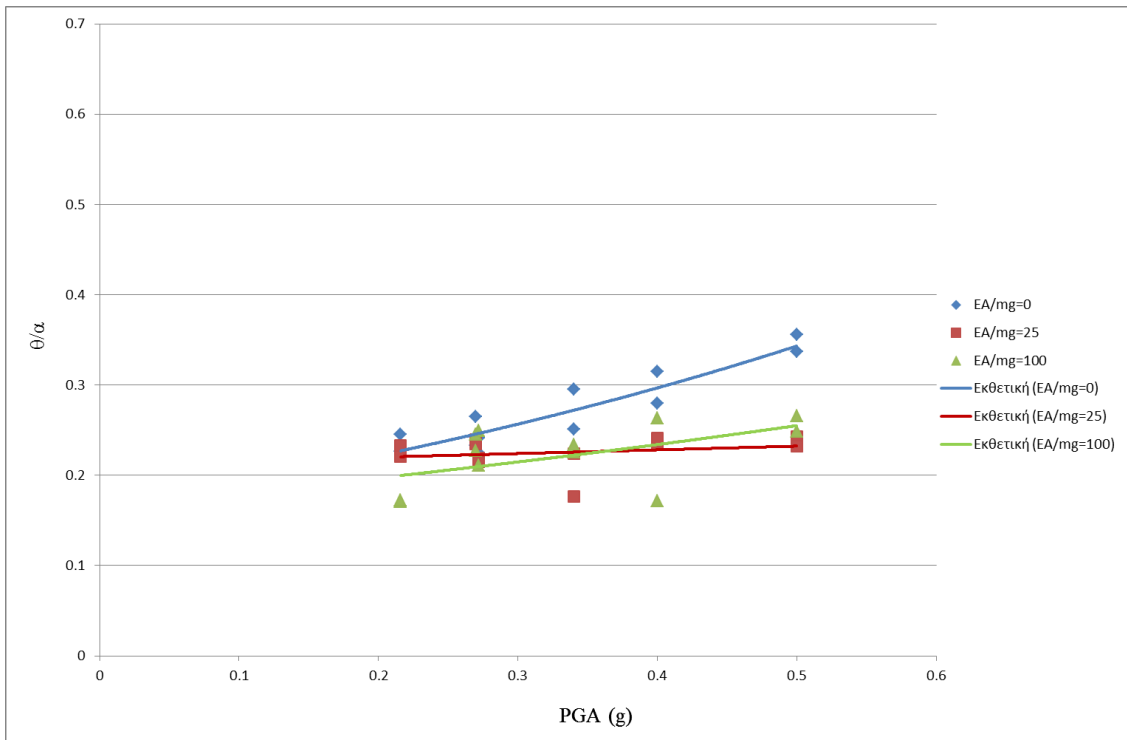
Η κατακόρυφη προένταση μειώνει τις τιμές της μέγιστης μετακίνησης της κορυφής του βάρου όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3.11 – οι συνεχείς γραμμές είναι οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες για το αντίστοιχο νέφος σημείων – αλλά και από το Σχήμα 1.3.10 από τις χρονοϊστορίες της απόκρισης. Για σεισμούς μεσαίας έντασης η μείωση της μέγιστης τιμής της απόκρισης λόγω προέντασης είναι της τάξεως του 20%, ενώ για $PGA=0.5g$ είναι της τάξεως του 30%. Με άλλα λόγια η προένταση είχε μεγαλύτερη απόδοση για μεγάλες μετακινήσεις. Η μεγαλύτερη στάθμη προέντασης μείωνε την απόκριση για σεισμούς μεγάλης έντασης, ενώ για τους υπόλοιπους δεν υπήρχε ουσιαστική διαφορά σε σχέση με την χαμηλότερη στάθμη προέντασης.

Η κατακόρυφη προένταση πολλές φορές αντί να περιορίζει τους κύκλους ταλάντωσης, τους ενισχύει. Αυτό είχε προβλεφθεί από την θεωρία στα προηγούμενα κεφάλαια, καθώς ο κατακόρυφος τένοντας συγκεντρώνει ένταση κατά τη στιγμή της παραμόρφωσης, την οποία και επιστρέφει στο σύστημα. Έτσι η ταλάντωση του βάρου χωρίς προένταση τις περισσότερες φορές αποσβενόταν πιο γρήγορα.

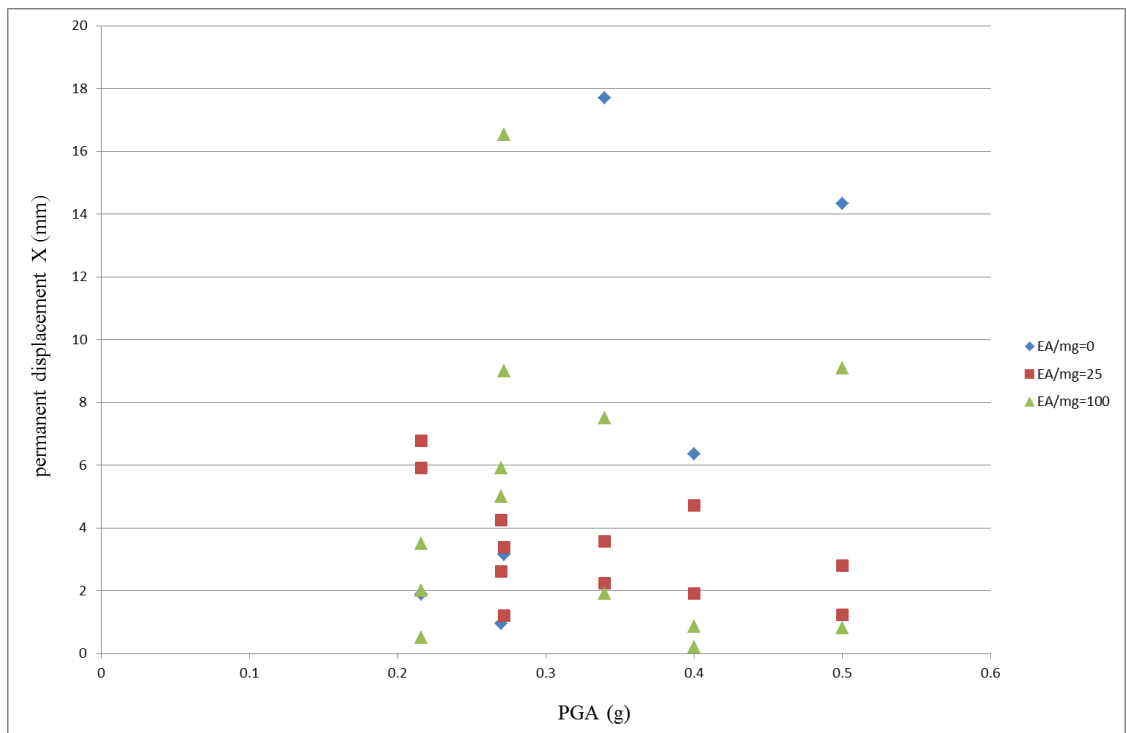
Η κατακόρυφη προένταση είχε το πολύ σημαντικό πλεονέκτημα της πιο ελεγχόμενης/προβλέψιμης συμπεριφοράς της απόκρισης. Στα διαγράμματα του Σχήματος 1.3.10 (κέντρο και κάτω) φαίνεται πως στην περίπτωση της προέντασης (κόκκινη και πράσινη γραμμή) υπήρχε περιορισμός στην παραμένουσα μετακίνηση και επιστροφή του βάρου στην αρχική θέση. Το Σχήμα 1.3.12 παρουσιάζει καλύτερη εικόνα για την μικρή στάθμη προέντασης, που περιόρισε την παραμένουσα μετατόπιση σε τιμές μικρότερες από 1cm.



Σχήμα 1.3.10. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) χωρίς προένταση (μπλε), με μικρή προένταση $EA/m_c g=25$ (κόκκινο) και με μεγαλύτερη προένταση $EA/m_c g=100$ (πράσινο). Επάνω: Καλαμάτα 1986. Κέντρο: Λευκάδα 2003. Κάτω: Αίγιο 1995.



Σχήμα 1.3.11. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδιότητα) του βάρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 1.3.2. Η μπλε γραμμή είναι βάρου χωρίς προένταση, η κόκκινη για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=25$) και η πράσινη για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=100$).



Σχήμα 1.3.12. Παραμένουσα μετακίνηση του βάρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 1.3.2. Τα μπλε σημεία είναι βάρου χωρίς προένταση, τα κόκκινα για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=25$) και τα πράσινα για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=100$).

Συμπερασματικά:

- η βέλτιστη επιλογή της στάθμης προέντασης δεν είναι απαραίτητα η μεγαλύτερη, αλλά εξαρτάται από το σεισμό σχεδιασμού. Μικρή προένταση που μπορεί να διατηρεί τα χαρακτηριστικά τις αρνητικής πλευρικής δυσκαμψίας του συστήματος μπορεί να περιορίσει εξίσου την απόκριση, να ελέγξει καλύτερα τις παραμένουσες μετατοπίσεις στο τέλος της κίνησης και να μην επιβαρύνει το σύστημα με μεγάλες δυνάμεις που συγκεντρώνονται στον τένοντα χωρίς λόγο και επιβαρύνουν το υλικό στα σημεία ανασήκωσης.
- Ανεξάρτητα από την στάθμη προέντασης, η παρουσία του κατακόρυφου τένοντα κάνει πιο ελεγχόμενη/προβλέψιμη την συμπεριφορά της απόκρισης, γεγονός που θα έχει μεγάλη αξία για τον έλεγχο του συστήματος του λικνιζόμενου πλαισίου (δηλαδή σύστημα δύο ελεύθερα εδραζόμενων στύλων που φέρουν ελεύθερα οριζόντια άκαμπτη δοκό), όπως αναλύεται στα επόμενα κεφάλαια.

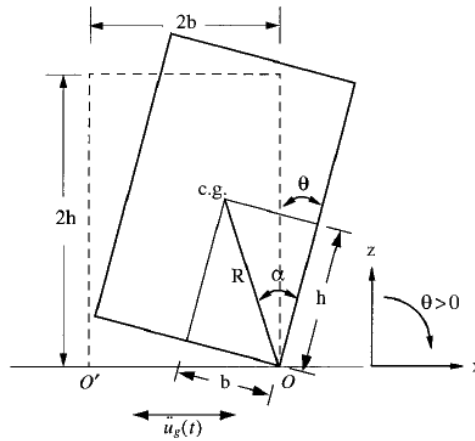
1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ/ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό έγιναν αριθμητικές αναλύσεις προσομοίωσης λικνιζόμενων βάθρων μέσω του λογισμικού UDEC (Itasca). Το λογισμικό UDEC χρησιμοποιεί τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων Discrete Elements Method (DEM) σε δύο διαστάσεις και έχει κατασκευαστεί αρχικά για την διερεύνηση προβλημάτων βραχομηχανικής και εδαφομηχανικής. Δεδομένου όμως ότι χρησιμοποιεί μοντέλα προσομοίωσης ρωγμών και ασυνεχειών χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον σε διερεύνηση συμπεριφοράς μονολιθικών και πολυσπόνδυλων αρχαίων κίωνων στο επίπεδο, ενώ με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστών χρησιμοποιήθηκε ευρύτερα το λογισμικό 3DEC της ίδιας εταιρίας για επίλυση προβλημάτων σε τρεις διαστάσεις.

Εν προκειμένω οι αναλύσεις έγιναν τυπικά σε 2 διαστάσεις. Για αυτό το λόγο χρησιμοποιήθηκε το Udec προκειμένου να γίνει σύγκριση των πειραματικών ευρημάτων με τα ευρήματα του υπολογιστικού προσομοιώματος διακριτών στοιχείων. Δεδομένης της φύσης των δοκιμών και του γεγονότος ότι - όπως διακρίνεται και από τα πειραματικά αποτελέσματα - ήταν πρακτικά αδύνατο να υπάρξει τέλεια κίνηση σε επίπεδο δύο διαστάσεων, η ταύτιση των αποκρίσεων των προσομοιωμάτων σε σχέση με την απόκριση των δοκιμών υπήρξε πολύ ικανοποιητική.

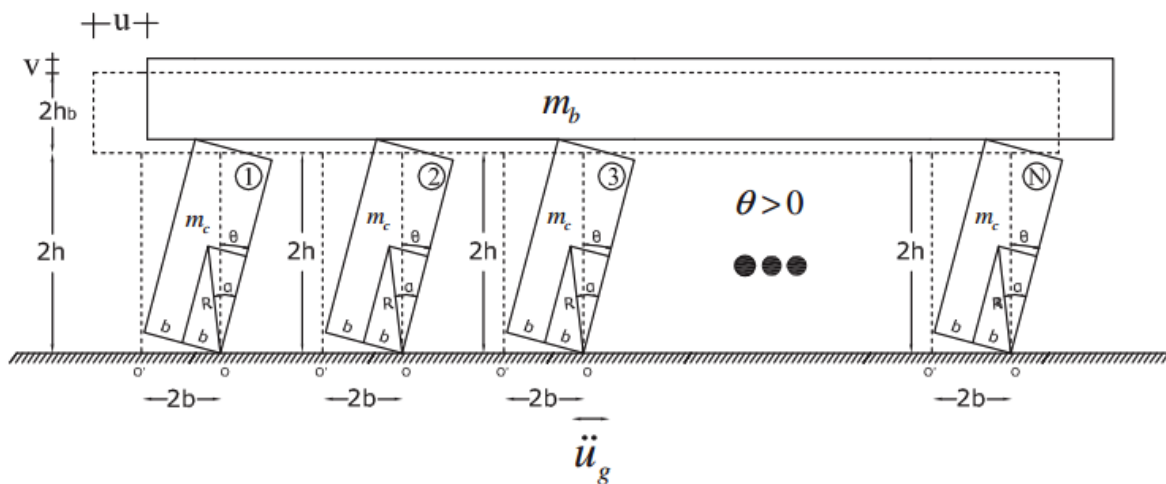
Βαθμονόμηση – Προσομοίωμα

Το λογισμικό Udec κατασκευάστηκε αρχικά για την προσομοίωση προβλημάτων εδαφομηχανικής. Ως εκ τούτου θα έπρεπε να εξεταστεί κατά πόσο μπορεί να δεχτεί παραμέτρους έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί για προβλήματα λικνισμού. Ως βάση για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν οι έρευνες των Zhang and Makris (2001) και των Makris and Vassiliou (2013) οι οποίες χρησιμοποιώντας τους συντελεστές ανάπαλσης για μεμονωμένα μπλοκ (solitary blocks, εξ.1.4.1) και για πλαίσια (frames, νέα εξ. 1.4.2) όρισαν τα φάσματα ανατροπής για παλμούς ημιτόνου, συνημίτονου και Ricker.



Σχήμα 1.4.1. Σημειολογία ενός solitary block υπό λικνισμό (Makris and Zhang 2001)

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right]^2 \quad (1.4.1)$$



Σχήμα 1.4.2. Σημειολογία ενός πολύστυλου frame κατά Makris and Vassiliou (2013)

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \right)^2 = \left(\frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \right)^2 \quad (1.4.2)$$

Μία από τις προτάσεις για την ρύθμιση των παραμέτρων που αφορούν σε δυναμική ανάλυση προτείνεται από το Manual του προγράμματος UDEC (2004). Τα δεδομένα που ζητούνται είναι η γεωμετρία του προβλήματος, και οι ιδιότητες που έχει η επαφή μεταξύ των διαφορετικών blocks. Η επαφή αυτή δηλώνεται με βάση ένα γνωστό μοντέλο επαφής τριβής και συγκεκριμένα στην παρούσα έρευνα με το μοντέλο επαφής Coulomb που έχει ενσωματωμένο το λογισμικό. Το λογισμικό έχει τη δυνατότητα να αναγνωρίζει μεγάλες μετακινήσεις μεταξύ των στερεών σωμάτων, την αποκόλληση και την επαφή μετά από στατική ή δυναμική φόρτιση στερεών σωμάτων. Ως δεδομένα στο πρόβλημα ζητούνται η γωνία τριβής, η συνοχή, η γωνία διόγκωσης, οι συντελεστές ακαμψίας k_s και k_n (s =shear και n =normal) η αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού εντός της ρωγμής,

καθώς και άλλες παράμετροι με την βοήθεια των οποίων γίνεται η προσομοίωση του υλικού που βρίσκεται εγκλωβισμένο μέσα σε μια ρωγμή. Εν προκειμένω η ρωγμή είναι κενή υλικού δηλαδή θεωρείται ότι υπάρχει η τέλεια επαφή μεταξύ των στερεών απαραμόρφωτων υλικών με μηδενική συνοχή και εφελκυστική αντοχή.

Όσο αφορά την απόσβεση του συστήματος, η απόσβεση που δηλώνεται για δυναμικά προβλήματα (σύμφωνα με το εγχειρίδιο του UDEC) είναι τύπου Rayleigh:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1.4.3)$$

όπου M το μητρώο μάζας, K το μητρώο ακαμψίας και C το μητρώο απόσβεσης. Ως εκ τούτου θα πρέπει να αναζητηθούν οι κατάλληλοι συντελεστές α και β οι οποίοι μεταφράζονται σε ποσοστό απόσβεσης και συχνότητα ώστε να ληφθούν υπόψη από το πρόγραμμα σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad \text{ή} \quad \xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (1.4.4)$$

και την εξ.

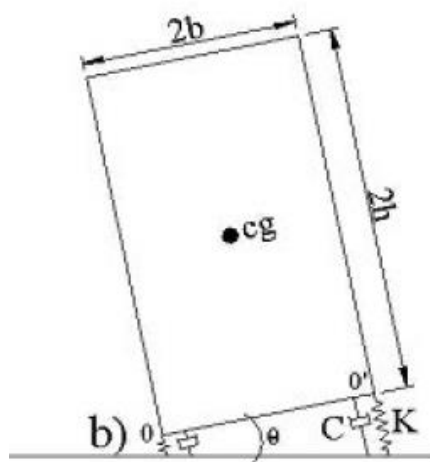
$$f_{\min} = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (1.4.5)$$

όπου ω_i η φυσική συχνότητα ενός solitary block. Συγκεκριμένα από το UDEC ως παράμετροι στην γλώσσα προγραμματισμού δεδομένων του, ζητούνται τα ξ_{\min} και f_{\min} όπου ξ_{\min} η κρίσιμη απόσβεση του συστήματος. Οι παράμετροι που προτείνονται στο εγχειρίδιο του UDEC είναι:

$$\text{frequency} = \frac{1}{2\pi} * \left(\frac{kl}{m} \right)^{1/2} \quad (1.4.6)$$

όπου k οι συντελεστές ακαμψίας των κόμβων, l το μήκος της ένωσης, και m η μάζα του block.

Οι Peña et al. (2007) πρότειναν μέσω πειραματικών δεδομένων τις παρακάτω σχέσεις προκειμένου να προσδιοριστεί η σταθερά των ελατηρίων και οι παράμετροι της απόσβεσης ενός block υπό λικνισμό:



Σχήμα 1.4.3 Σχηματική αναπαράσταση μοντέλου διακριτών στοιχείων στο UDEC κατά DeJong (2009).

$$K = \frac{M}{2} \left(p^2 + \frac{3g}{4R} \right) ; K_s = K ; \xi_{\min} = 2\pi b f_{\min} ; f_{\min} = p \quad (1.4.7)$$

όπου b, μ, α, p, R :

$$\sqrt{b}=0.0057 \ln\left(\frac{KR}{\mu^2}\right)-0.0336 \ ; \ \alpha=\tan^{-1}\left(\frac{b}{h}\right) \ ; \ R=\sqrt{b^2+h^2} \ ; \ \mu=1-3/2 \sin^2(\alpha) \quad (1.4.8)$$

Ο Matthew DeJong (2009) πρότεινε μια σειρά από σχέσεις ανάλογα με το είδος της κρούσης ενός Solitary Block. Θεώρησε ότι για ένα μονό block που λικνίζεται υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τύποι πρόσκρουσης στο σταθερό υπόβαθρο (Σχήμα 1.4.4). Κατακόρυφη μεταφορική γωνιακή πρόσκρουση, η κατακόρυφη μεταφορική πρόσκρουση ακμής και η περιστροφική πρόσκρουση. Ως περιστροφική πρόσκρουση νοείται η περιστροφή του block γύρω από μια γωνία του, κρούση και μετά επαναφορά και περιστροφή στην ίδια όμως γωνία.

Στο UDEC, οι επαφές μεταξύ των blocks μοντελοποιούνται με ένα στοιχείο ελατηρίου-αποσβεστήρα σε κάθε επαφή γωνίας με ακμή - ή γωνίας με γωνία. Έτσι ένα μονό block διαθέτει σε κάθε γωνία που είναι σε επαφή με την βάση, ένα ελατήριο με δυσκαμψία k_s . Οι φυσικές συχνότητες για την περίπτωση γωνιακής πρόσκρουσης και πρόσκρουσης ακμής είναι:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_s}{m_B}} \quad (1.4.9)$$

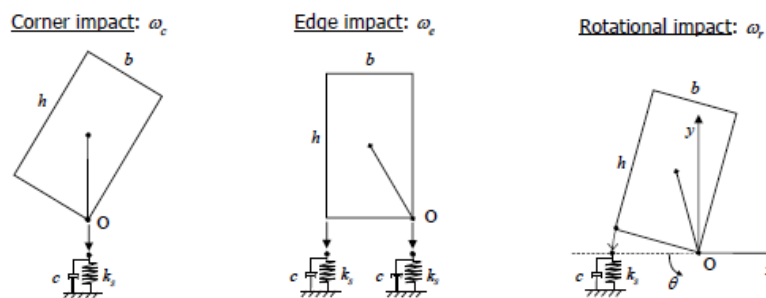
για γωνιακή πρόσκρουση και

$$\omega_e = \sqrt{\frac{2k_s}{m_B}} \quad (1.4.10)$$

για πρόσκρουση ακμής, όπου m_B η μάζα του λικνιζόμενου block. Επίσης ο DeJong καταλήγει για την φυσική συχνότητα περιστροφικής κρούσης:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_s B^2}{J}} = \sqrt{\frac{3k_s B^2}{m_B (B^2+H^2)}} = \sqrt{\frac{3k_s B}{\rho H (B^2+H^2)}} \quad (1.4.11)$$

σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 1.4.4. Σχηματική αναπαράσταση μοντέλου DeJong (2013)

Για να υπολογιστεί όμως η συχνότητα θα πρέπει να προσδιοριστούν οι σταθερές των ελατηρίων. Για απαραμόρφωτα blocks η παραμόρφωση είναι συγκεντρωμένη στις γωνίες. Η ακαμψία της ένωσης προσδιορίζεται τότε χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά του υλικού των blocks δηλαδή:

$$k_j = \frac{EA}{L} \quad (1.4.12)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του block, A είναι η επιφάνεια επαφής μεταξύ των blocks και L είναι το μήκος του απαραμόρφωτου υλικού κάθετο στην επαφή και ο ανωτέρω τύπος μεταπίπτει για την περίπτωσή μας σε:

$$k_j = \frac{EB}{H} \quad (1.4.13)$$

όπου B η βάση και H το ύψος του ορθογωνικού block. Όμως η δυσκαμψία των κόμβων πρέπει να μεταφραστεί σε ακαμψία ελατηρίου k_s . Έτσι αφού η ακαμψία θεωρείται συγκεντρωμένη σε ελατήρια στη γωνία των blocks η παραπάνω σχέση μεταπίπτει στην :

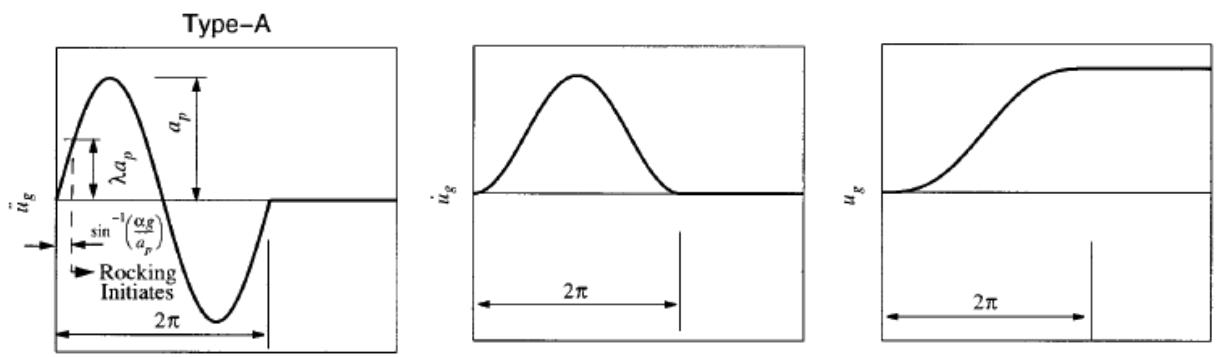
$$k_s = \frac{EB^2}{2H} \quad (1.4.14)$$

Συνεπώς οι ανωτέρω εξισώσεις φυσικής συχνότητας γίνονται:

$$\omega_{\text{corner}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}}, \quad \omega_{\text{edge}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}}, \quad \omega_{\text{rot}} = \sqrt{\frac{3EB^3}{2\rho H^2(B^2+H^2)}} \quad (1.4.15)$$

Από την πρώτη των εξ. (1.4.5) καθορίζεται η παράμετρος f_{\min} και το ξ_{\min} τίθεται ίσο με μονάδα.

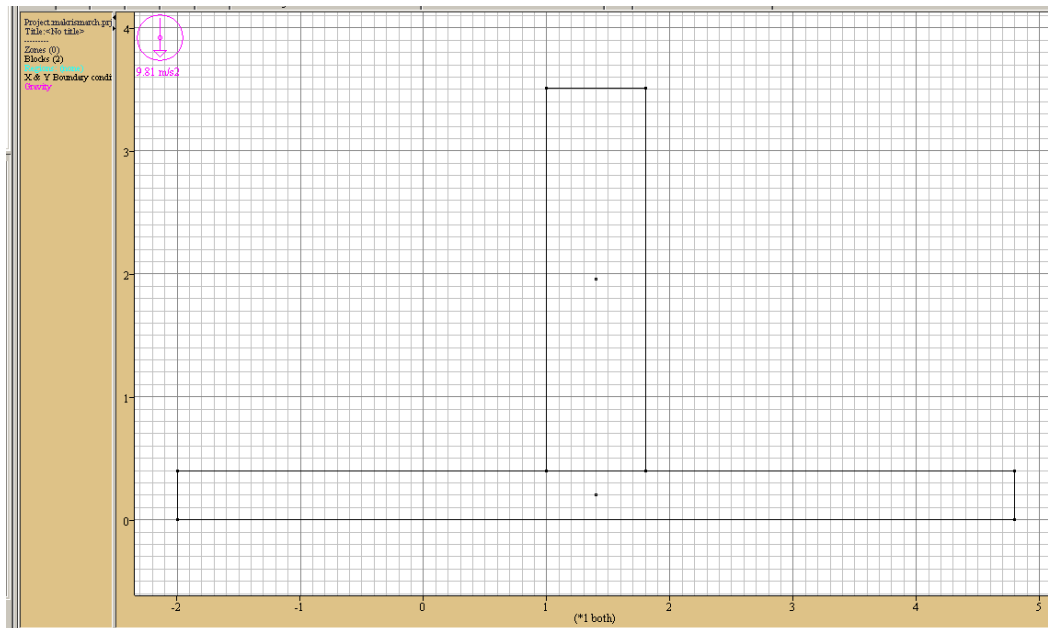
Σύμφωνα με τα ανωτέρω έγιναν δοκιμές ανατροπής εφαρμόζοντας ένα φάσμα εντάσεων και συχνοτήτων ημιτονοειδούς φόρτισης (Σχήμα 1.4.5) . Οι δοκιμές έγιναν για τέσσερις περιπτώσεις εφαρμογής παραμέτρων των ανωτέρω προτάσεων (DeJong (2009) rotational, edge, corner και Lemos et al. 2007)) για δύο τύπους Solitary Block. Το solitary block type I με $B=0.8\text{m}$ και $H=3.11\text{m}$ και type II με $B=1\text{m}$ και $H=6\text{m}$. Τα διαγράμματα που προέκυψαν συγκρίθηκαν με τα διαγράμματα που προέκυψαν από τις έρευνες Zhang and Makris (2001) και Makris and Vassiliou (2013). Η εξέταση της περίπτωσης που προτείνει το εγχειρίδιο του UDEC (2004) ταυτίζεται με την περίπτωση edge impact του Dejong (2009). Προκειμένου να υπάρχει μια ρεαλιστική έννοια των παραμέτρων χρησιμοποιήθηκε υλικό πυκνότητας $d=2700\text{kg/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E=5E10\text{Pa}$. Για να δημιουργηθούν τα διαγράμματα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Matlab. Δεδομένου του μεγάλου όγκου υπολογισμών και της χρονοβόρας διαδικασίας και επειδή κατά τη διάρκεια της έρευνας διαπιστώθηκε ότι ουσιαστικά διαφέρουν τα διαγράμματα του φάσματος στις υψηλές συχνότητες ($\omega_p/p > 4$) έγιναν διερευνήσεις για την περιοχή αυτή και άνω, όπου με επεξεργαστή Intel I7 2.2GHz χρειάστηκαν περίπου 80 ώρες υπολογισμών για κάθε περίπτωση.



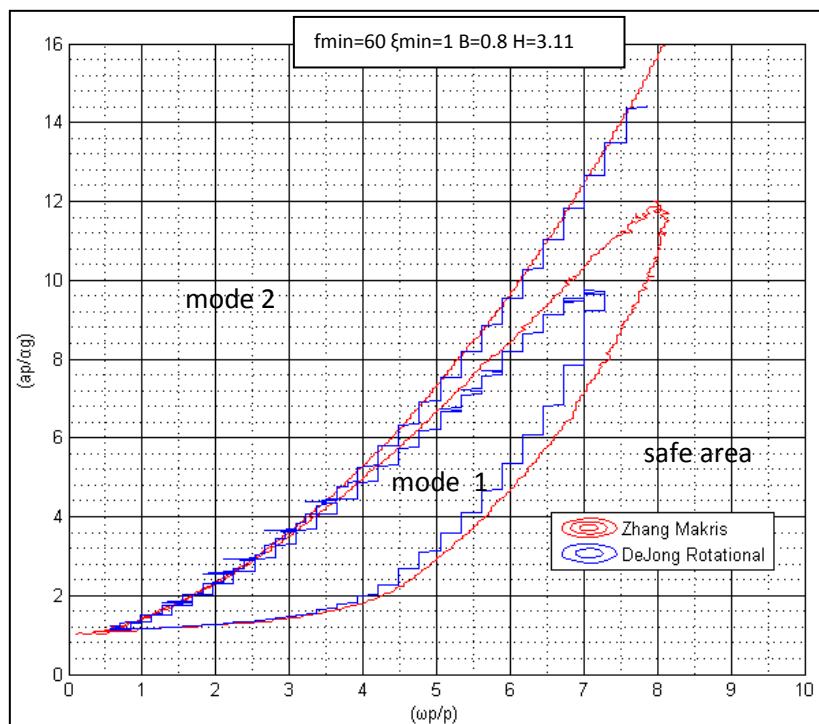
Σχήμα 1.4.5 Υποβληθείσα Φόρτιση. Παλμός Ημιτόνου με παραμένουσα παραμόρφωση (Makris and Zhang 2001)

Αποτελέσματα Βαθμολόμησης

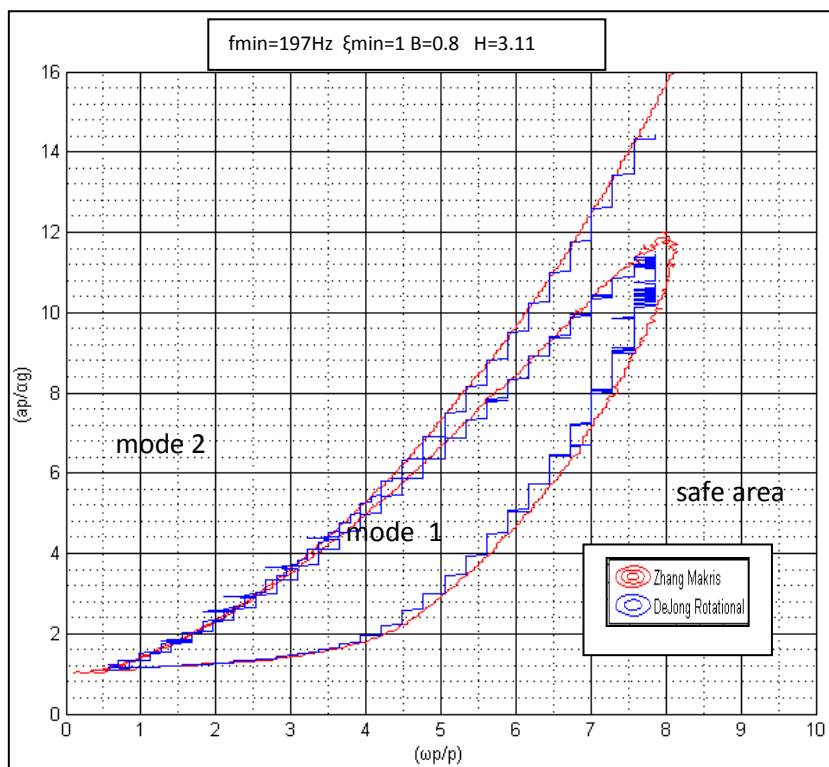
Solitary Block Type I, $B=0.8$ $H=3.11$



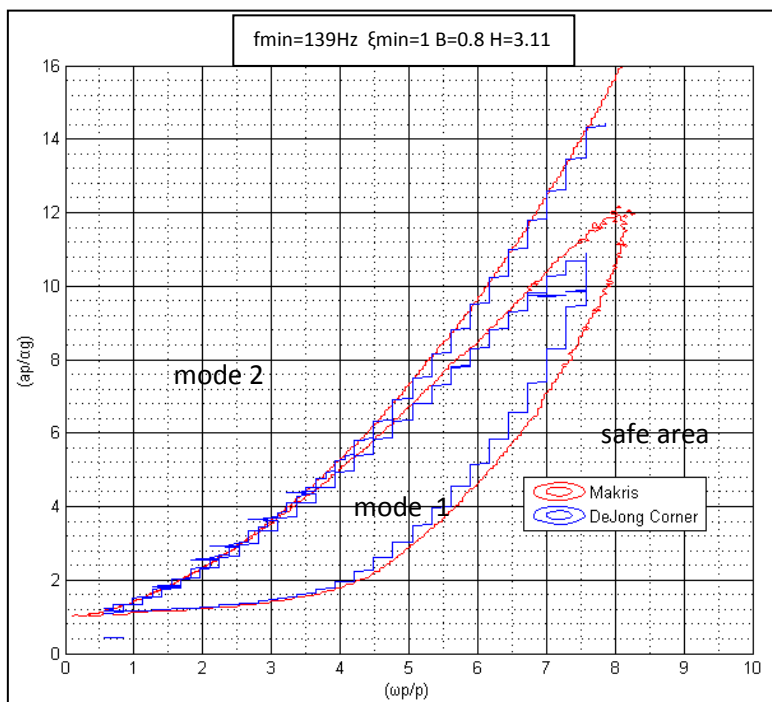
Σχήμα 1.4.6. Εικόνα του προγράμματος Udec με το Solitary Block Type I.



Σχήμα 1.4.7. Σύγκριση φασμάτων ανατροπής DeJong-Makris για f_{min} αντίστοιχο του ω_{rot} και κρίσιμη απόσβεση $\xi_{min}=1$ (Συντελεστής $\beta=5.27E-3$). Η μεγάλη διαβάθμιση στην μπλε καμπύλη οφείλεται στο μεγάλο υπολογιστικό βήμα για τον περιορισμό του χρόνου υπολογισμών.

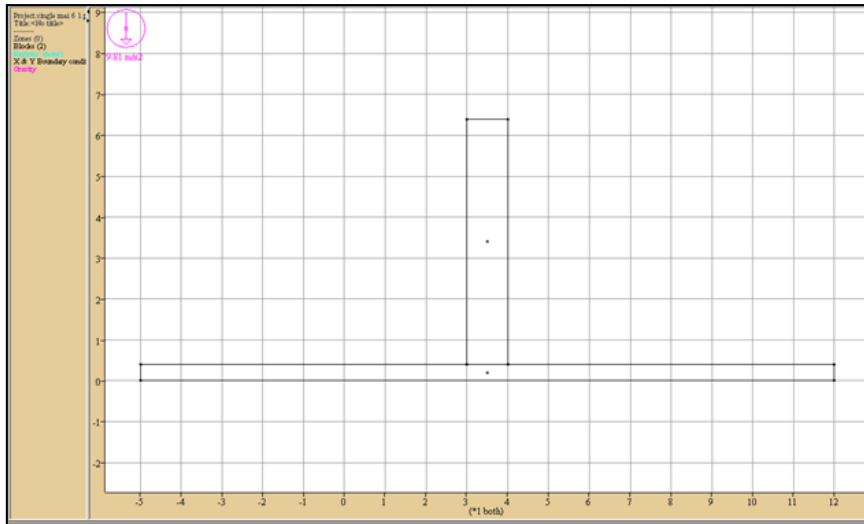


Σχήμα 1.4.8. Σύγκριση φασμάτων ανατροπής DeJong-Makris για f_{min} αντίστοιχο του ω_{edge} ($f_{min} = 197\text{Hz}$) και κρίσιμη απόσβεση $\zeta_{min}=1$ (Συντελεστής $\beta=1.6\text{E-}3$). Εν προκειμένω το f_{min} που υπολογίζεται μέσω του manual του προγράμματος συμπίπτει ως τιμή με αυτό του DeJong.

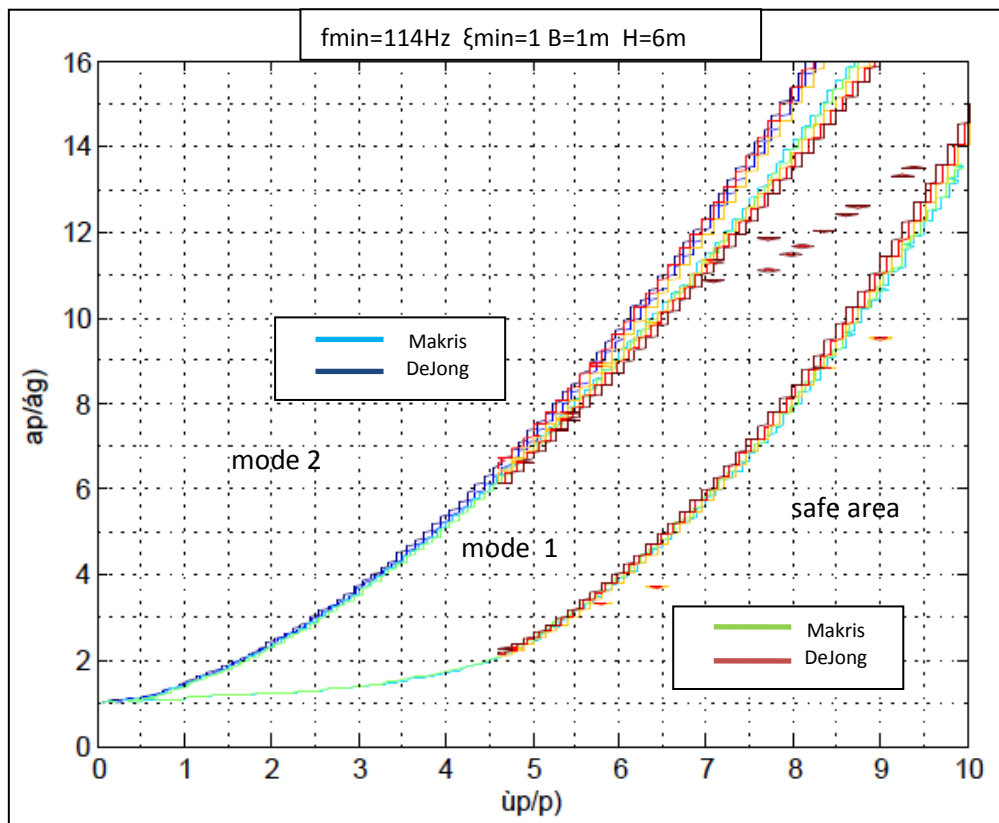


Σχήμα 1.4.9. Σύγκριση φασμάτων ανατροπής DeJong-Makris για f_{min} αντίστοιχο του ω_{corner} ($f_{min}=139\text{Hz}$) και κρίσιμη απόσβεση $\zeta_{min}=1$ (Συντελεστής $\beta=2.3\text{E-}3$).

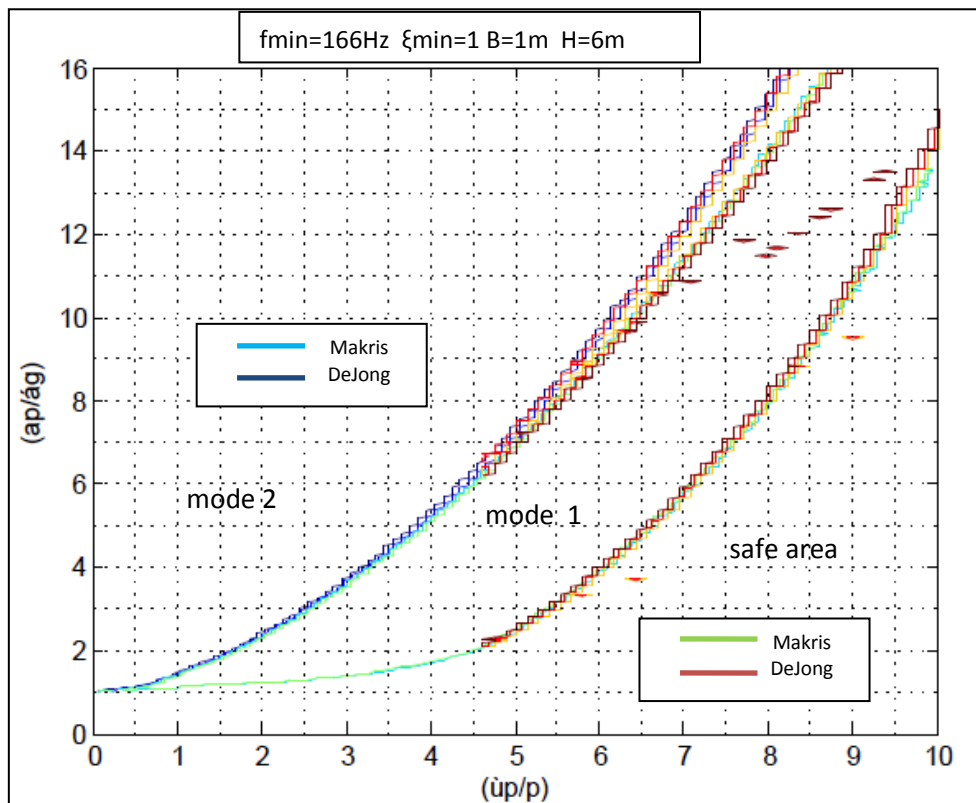
Solitary Block Type II - $B=1m$ $H=6m$



Σχήμα 1.4.10. Εικόνα του προγράμματος Udec με το Solitary Block Type II



Σχήμα 1.4.11 Σύγκριση φασμάτων ανατροπής DeJong-Makris για f_{min} αντίστοιχο του ω_{corner} ($f_{min}=114Hz$).

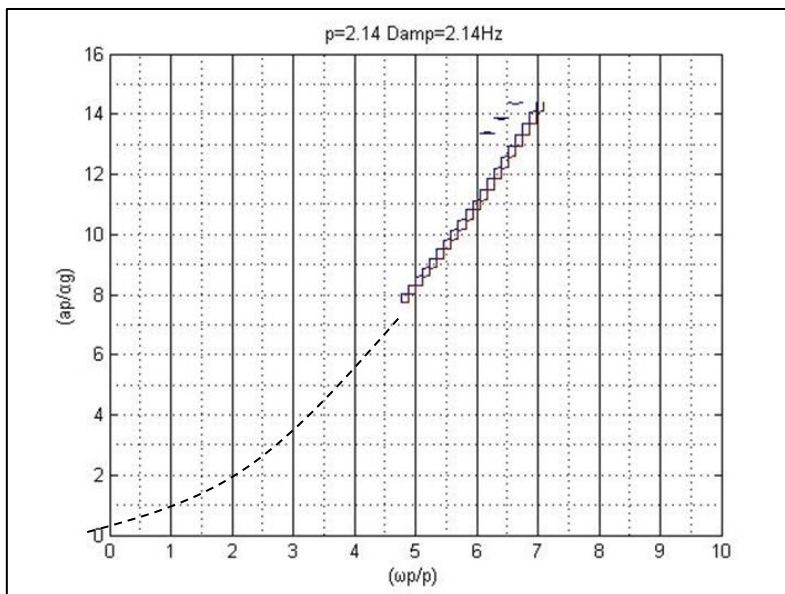


Σχήμα 1.4.12 Σύγκριση φασμάτων ανατροπής DeJong-Makris για f_{min} αντίστοιχο του ω_{edge} ($f_{min}=166\text{Hz}$).

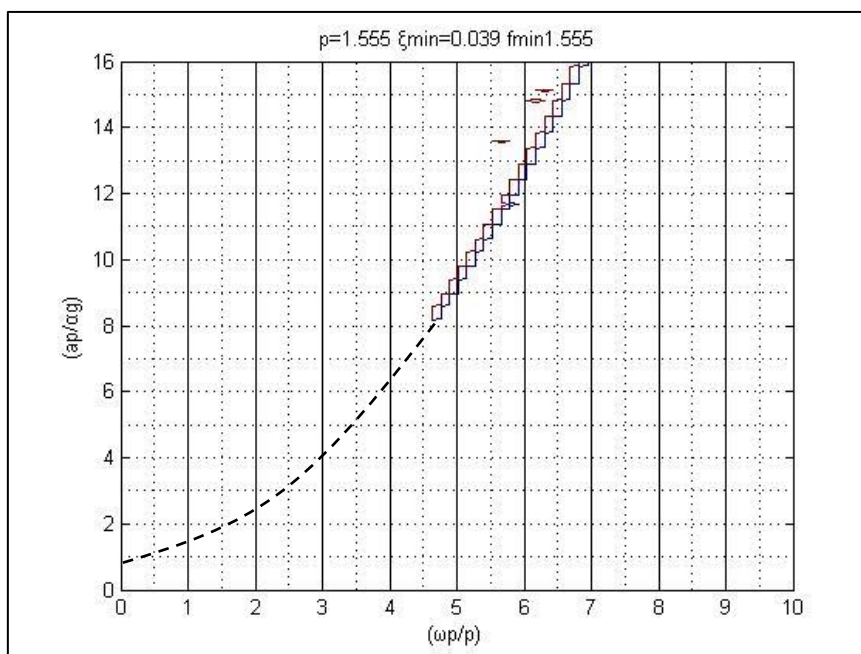
Οι αστάθειες του λογισμικού UDEC δεν επέτρεψαν την ολοκλήρωση των υπολογισμών σε όλο το φάσμα συχνοτήτων και επιταχύνσεων για την περίπτωση f_{min} προερχόμενης από συχνότητα βάσει ω_{rot} κατά DeJong.

Solitary Block Type I & II με παραμέτρους κατά Peña et al. (2007).

Στην αντίστοιχη δοκιμή για Solitary Block Type I σύμφωνα με τις προτεινόμενες παραμέτρους των F. Peña et al δεν κατέστη δυνατή η δημιουργία καμπύλης mode I για $\omega_p/\rho > 4.5$



Σχήμα 1.4.13. Φάσμα ανατροπής με παραμέτρους των Peña et al. για Solitary Block Type I



Σχήμα 1.4.14. Φάσμα ανατροπής με παραμέτρους των Peña et al. για Solitary Block Type II με καμπύλη mode I εκτός εύρους υπολογισμών.

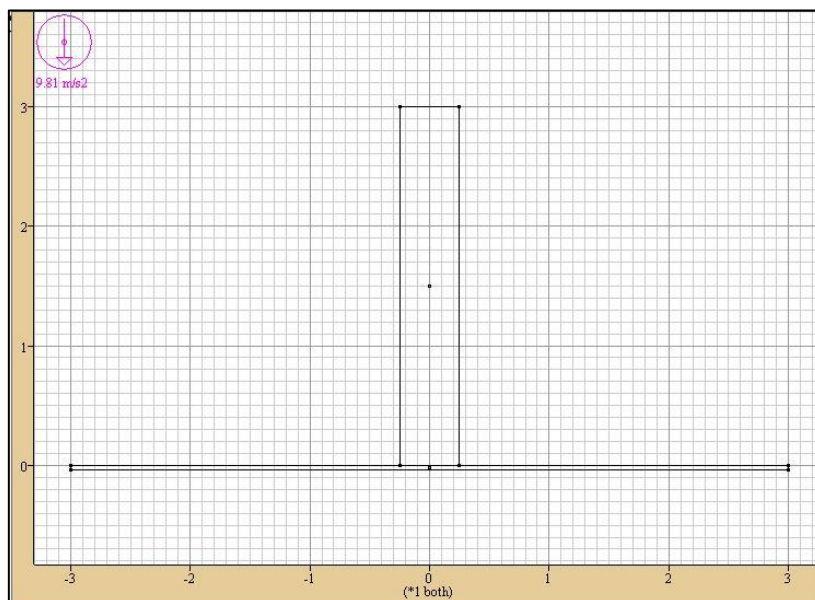
Προσομοιώσεις δοκιμών

Σύμφωνα με την παραπάνω διερεύνηση οι παράμετροι ελατηρίων και απόσβεσης ελήφθησαν με βάση την έρευνα του DeJong (2009). Οι προσομοιώσεις έγιναν με την εφαρμογή των ίδιων ιστοριών με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στις αντίστοιχες δοκιμές και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων του προσομοιώματος με εκείνα των δοκιμών. πειραμάτων.

Για τις δοκιμές στη σεισμική τράπεζα χρησιμοποιήθηκε ως στύλος, χαλύβδινος σωλήνας εξωτερικής διαμέτρου 0.5m πάχους 8mm και ύψους 2.96m με συγκολλημένες στα άκρα μεταλλικές κυκλικές πλάκες πάχους 20mm. Το συνολικό ύψος κάθε στύλου ήταν 3m.

Δεδομένου ότι το λογισμικό UDEC προσομοιώνει φορείς σε δύο διαστάσεις (η τρίτη διάσταση υφίσταται ως μέτρο μήκους) απαιτήθηκε η αναγωγή των ανωτέρω γεωμετρικών παραμέτρων και μηχανικών χαρακτηριστικών σε προσομοίωμα δύο διαστάσεων. Το κυριότερο χαρακτηριστικό που έμεινε αναλλοίωτο ήταν τα μεγέθη των στερεών και τα κέντρα βάρη τους σε δύο διαστάσεις ανά μέτρο μήκους της τρίτης διάστασης. Κατόπιν των υπολογισμών αυτών και μέσω διερευνήσεων που προαναφέρθηκαν, υπολογίστηκαν οι ζητούμενες τιμές των σταθερών των ελατηρίων και απόσβεσης που χρησιμοποιεί το λογισμικό. Τέλος έγιναν αναλύσεις για τις αντίστοιχες σεισμικές καταγραφές που πραγματοποιήθηκαν στις πειραματικές δοκιμές.

Για πυκνότητα μεταλλικού σωλήνα $d_{\text{pillar}}=7850 \text{ kg/m}^3$ η μάζα του σωλήνα προκύπτει $M_{\text{pillar}}=348.8 \text{ kg}$. Αναγωγή για διάσταση βάθρου $0.5 \times 3 \times 1 \text{ m}$ είναι $d'_{\text{pillar}}=232 \text{ kg/m}^3$. Από τις Εξισώσεις (1.4.12), (1.4.13), (1.4.14) προκύπτει $k_j=868E6 \text{ N/m}$, $k_j'=\frac{E'A'}{L}=\frac{E'0.5 \cdot 1.0}{3} \Rightarrow E'=5.2E9 \text{ Pa}$, και $k_s=k_j=217E6 \text{ N/m}$. Για το μεμονωμένο βάθρο υπολογίστηκε και χρησιμοποιήθηκε η σχέση (1.4.16) και για $\zeta_{\min}=1$ υπολογίστηκε $f_{\min}=178\text{Hz}$. Για την περίπτωση του λικνιζόμενου πλαισίου επιλέχθηκε το ίδιο ζ και $f_{\min}=\sqrt{2} \cdot 178=252\text{Hz}$.

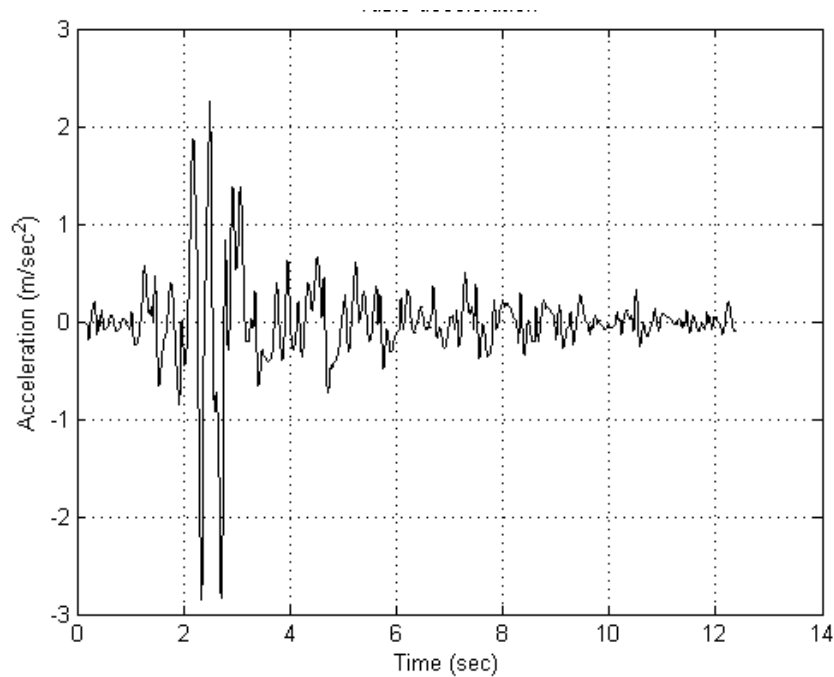


Σχήμα 1.4.15 Προσομοίωμα μεμονωμένου στύλου στο Udec.

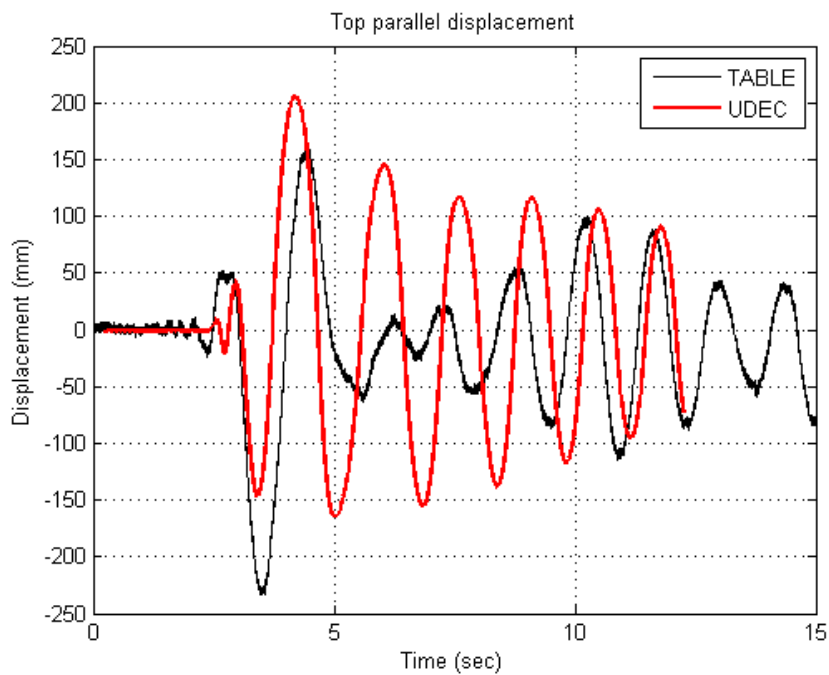
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκρίσεις μεταξύ των μετακινήσεων σε δεδομένα σημεία του βάθρου των δοκιμών και του προσομοιώματος στο UDEC. Ως δεδομένα κίνησης στο UDEC χρησιμοποιήθηκαν οι ιστορίες των μετακινήσεων που καταγράφηκαν από τους αισθητήρες στη σεισμική τράπεζα και οι οποίες για τις ανάγκες του προγράμματος UDEC μετατράπηκαν σε

χρονοϊστορίες ταχυτήτων, μετά την επεξεργασία τους με κατάλληλα φίλτρα. Για την εισαγωγή των δεδομένων στο UDEC καθώς και για την επεξεργασία τους χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Matlab. Τέλος παρουσιάζονται και συγκριτικά διαγράμματα μεταξύ UDEC και της εργασίας των Makris and Vassiliou (2013) για τη μεταβολή της γωνίας στροφής σε επιλεγμένους σεισμούς.

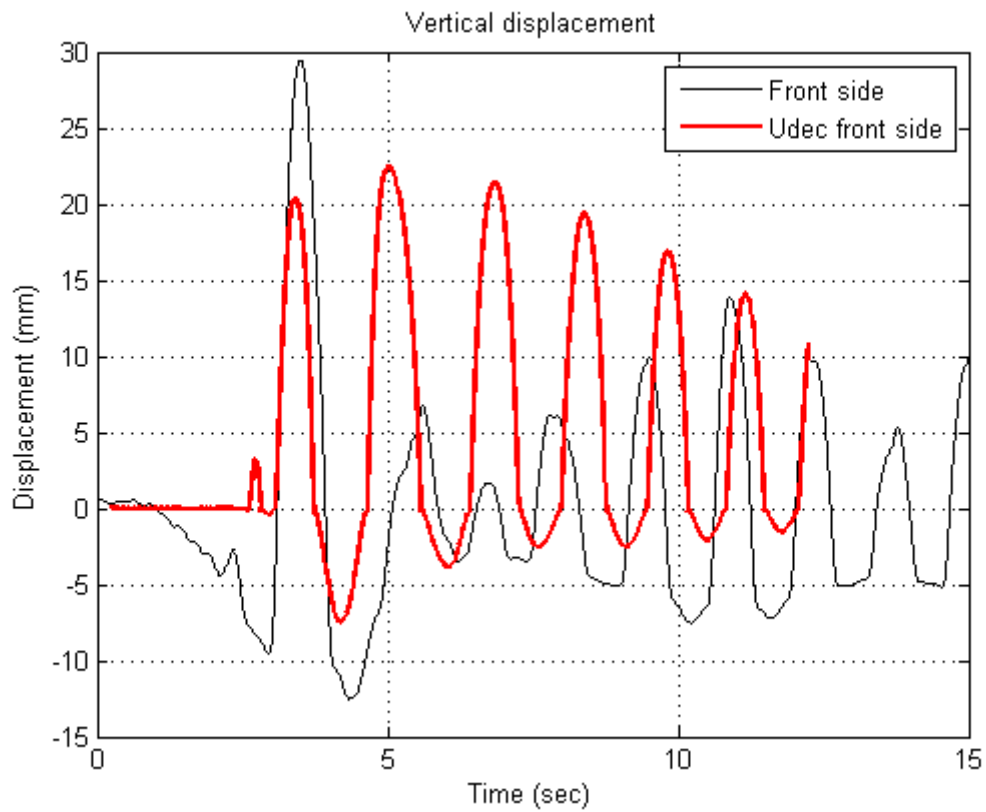
Καταγραφή Parkfield/ Cholame #2 065 /1966/ PGA=0.48g. Ένταση 60%



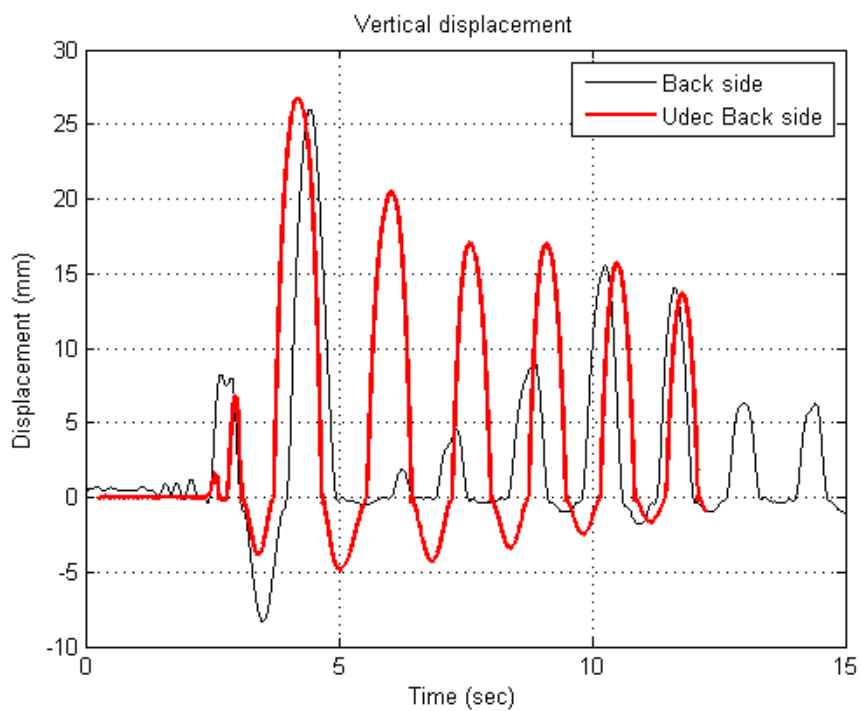
Σχήμα 1.4.16 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



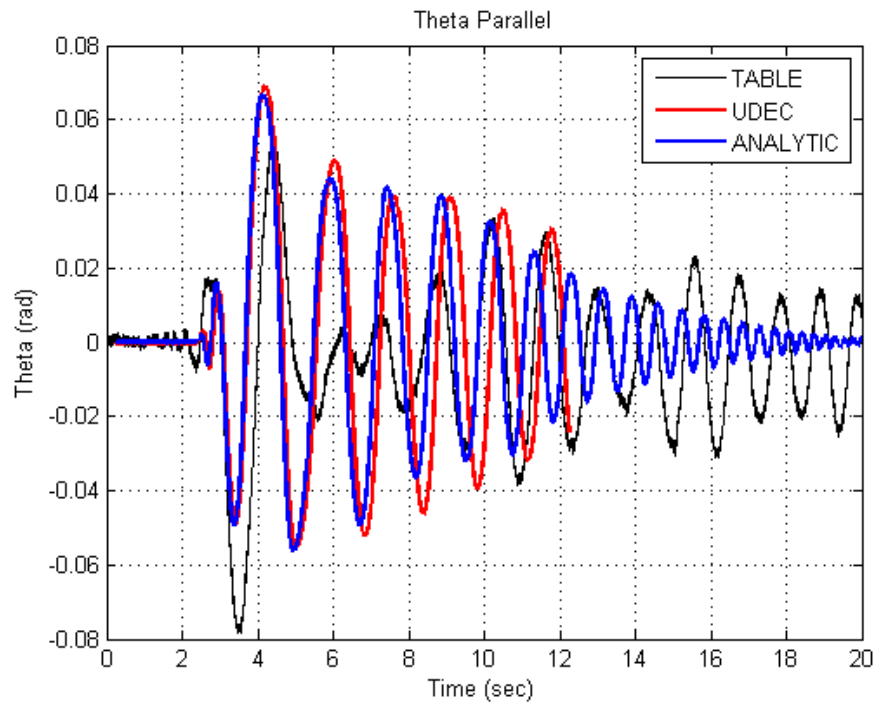
Σχήμα 1.4.17 Μετακίνηση κορυφής στύλου παράλληλα στην κίνηση



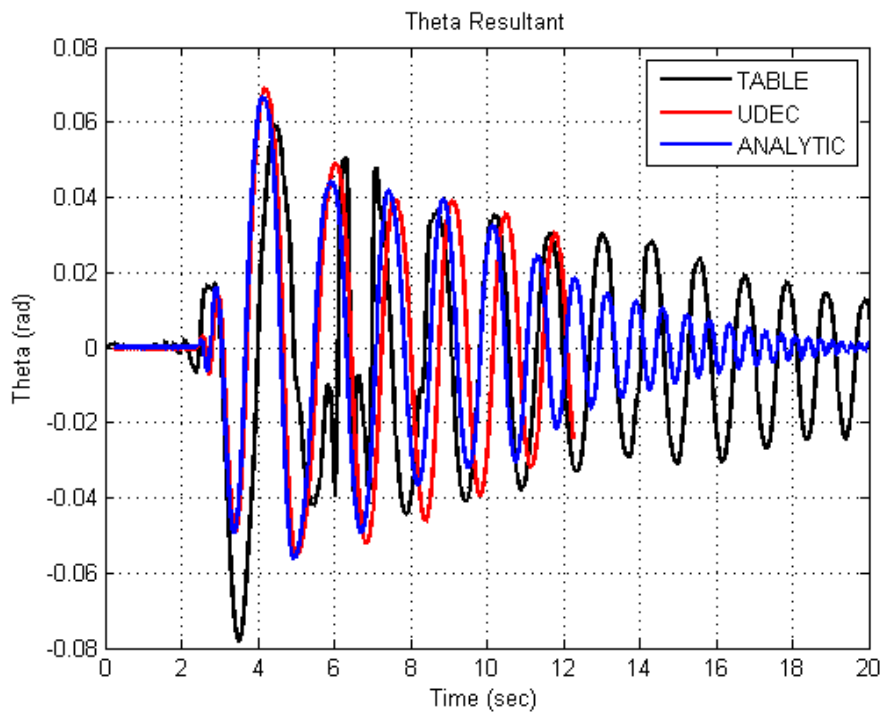
Σχήμα 1.4.18. Κατακόρυφη μετακίνηση εμπρός πλευράς (πάνω δεξιά γωνία βάρου).



Σχήμα 1.4.19. Κατακόρυφη μετακίνηση εμπρός πλευράς (αριστερά πάνω γωνία βάρου).

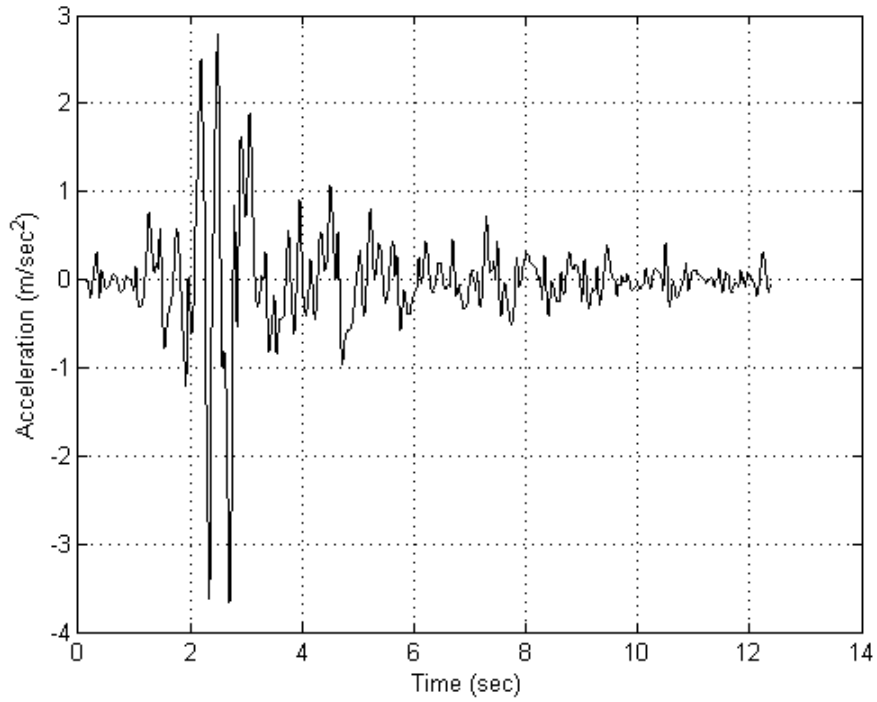


Σχήμα 1.4.20 Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

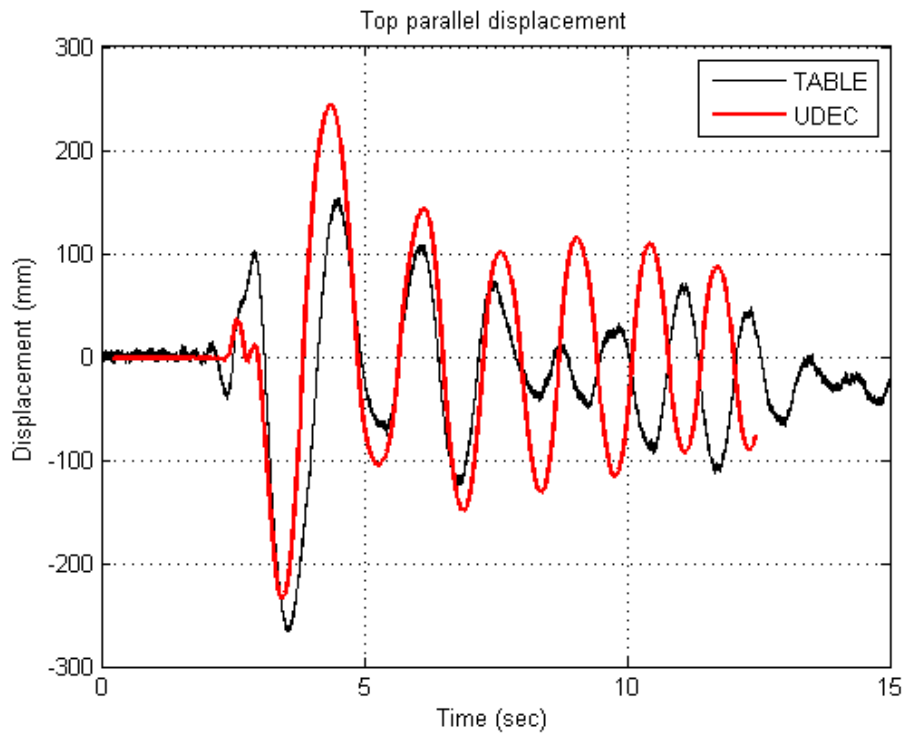


Σχήμα 1.4.21. Συνολική μεταβολή γωνίας θ

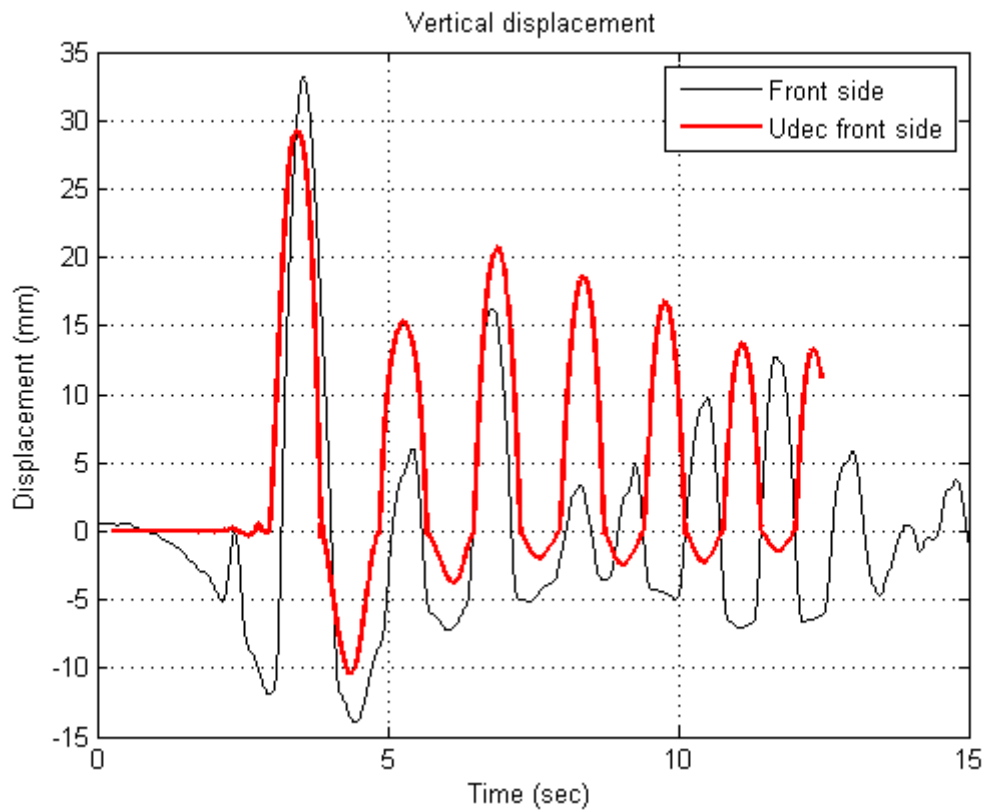
Καταγραφή Parkfield/ Cholame #2 065/ 1966/PGA=0.48g . Ένταση 80%



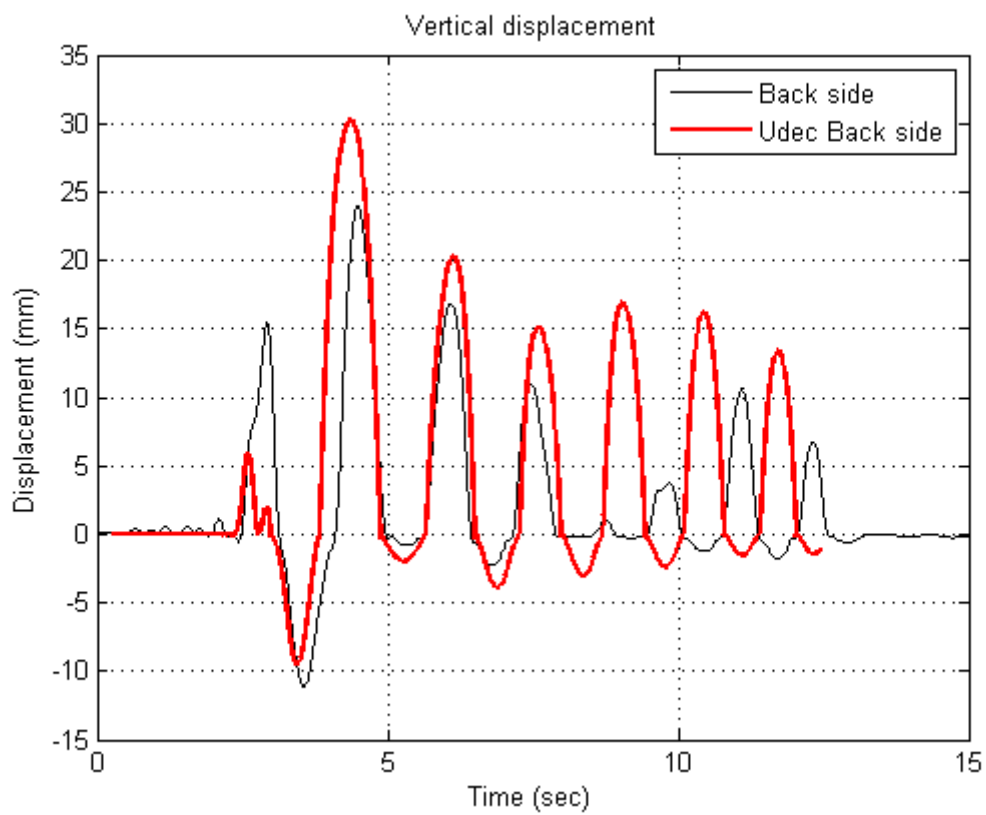
Σχήμα 1.4.22 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



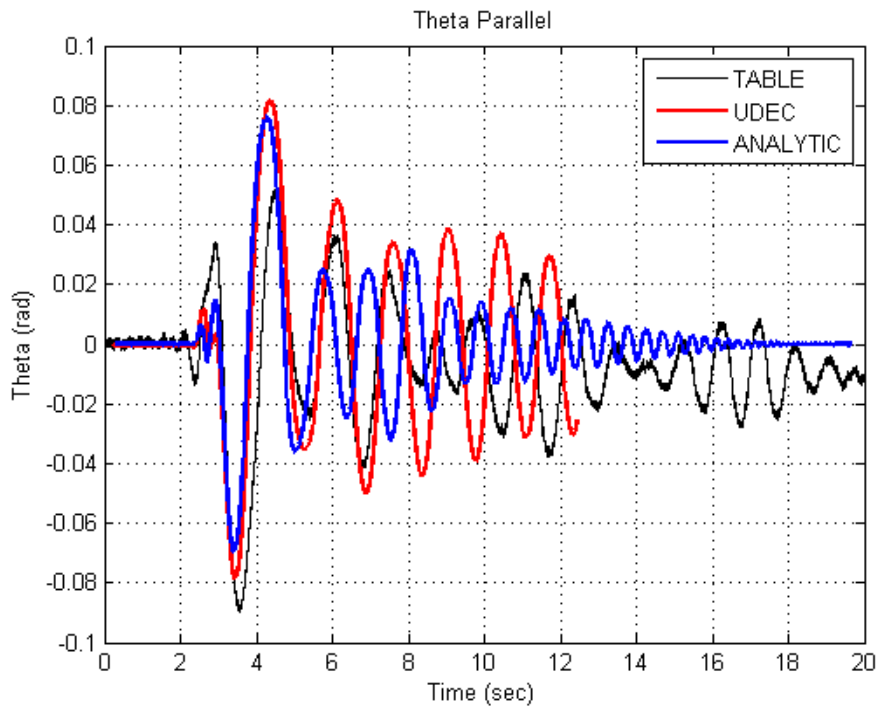
Σχήμα 1.4.23 Παράλληλη μετακίνηση κορυφής.



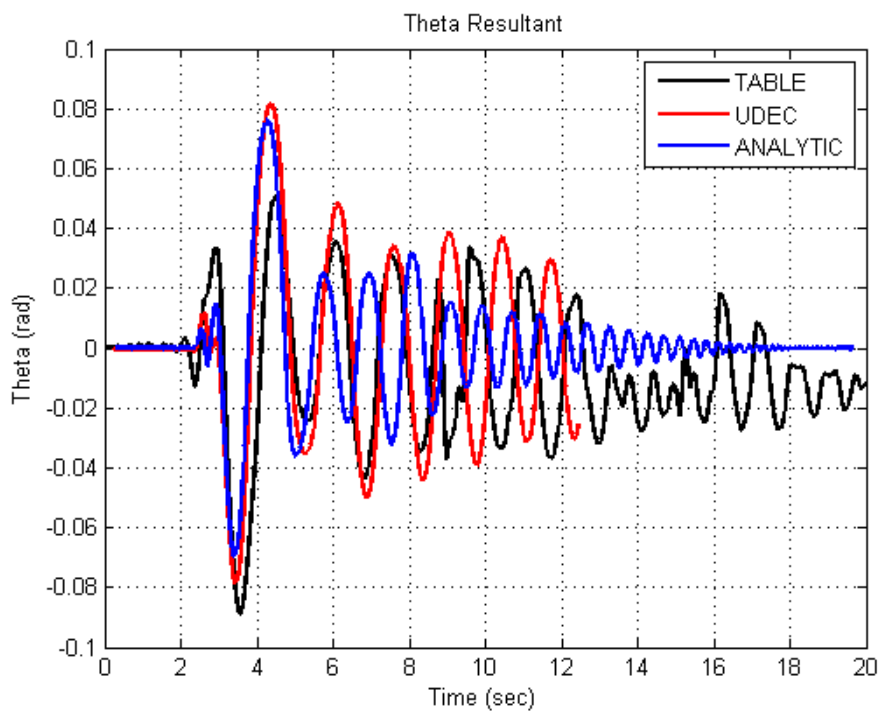
Σχήμα 1.4.24 Κατακόρυφη μετακίνηση δεξιά.



Σχήμα 1.4.25 Κατακόρυφη μετακίνηση αριστερά.

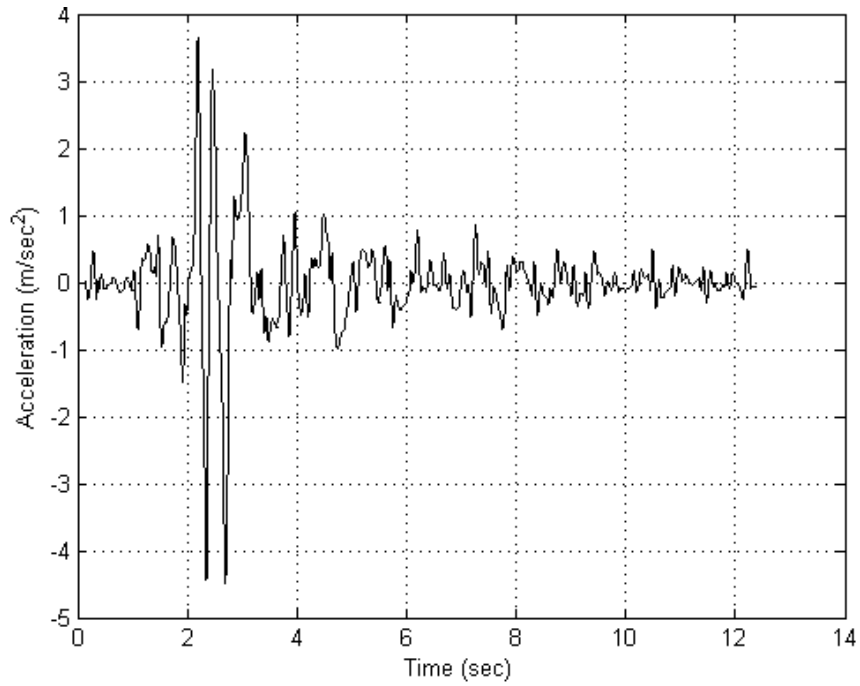


Σχήμα 1.4.26. Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

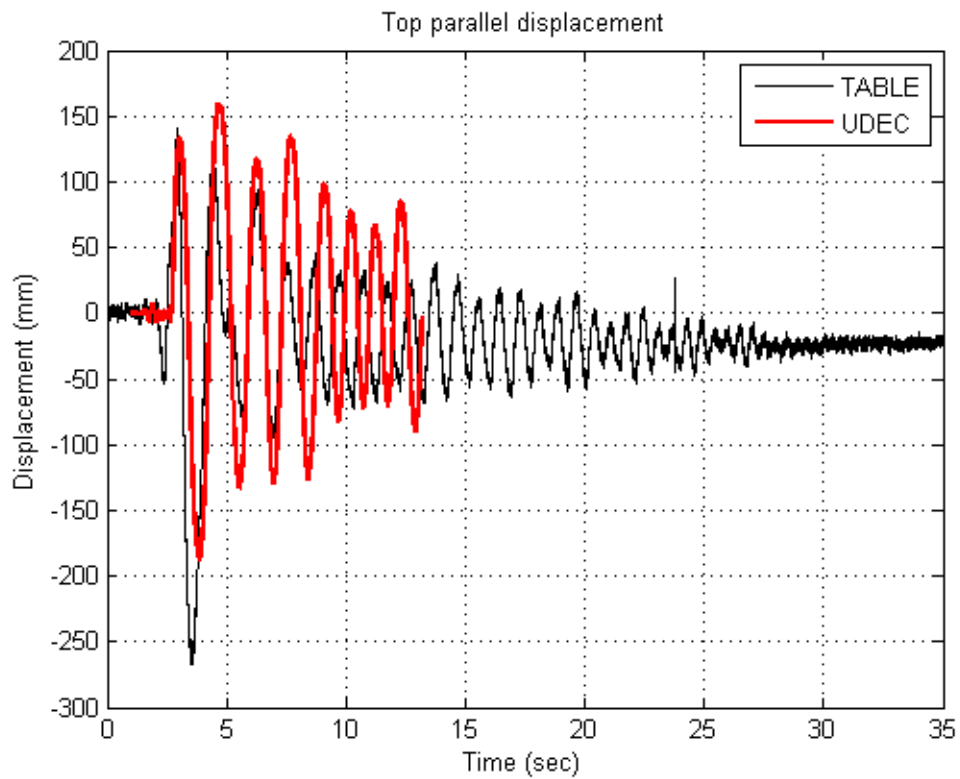


Σχήμα 1.4.27. Συνολική μεταβολή γωνίας θ .

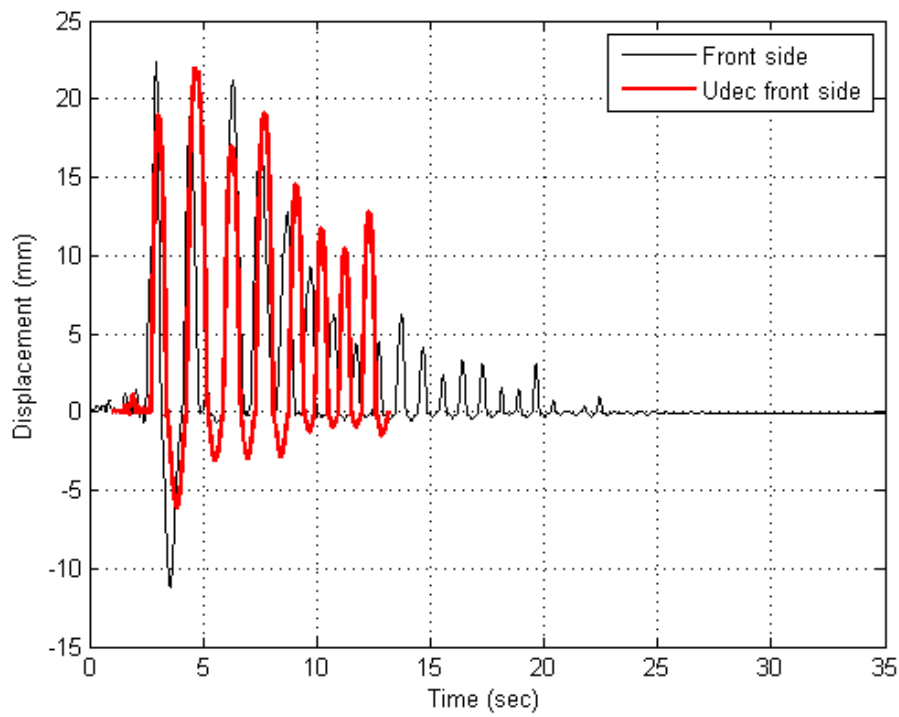
Καταγραφή Parkfield/ Cholame #2 065 (PGA 0.48g) 1966. Ένταση 100%



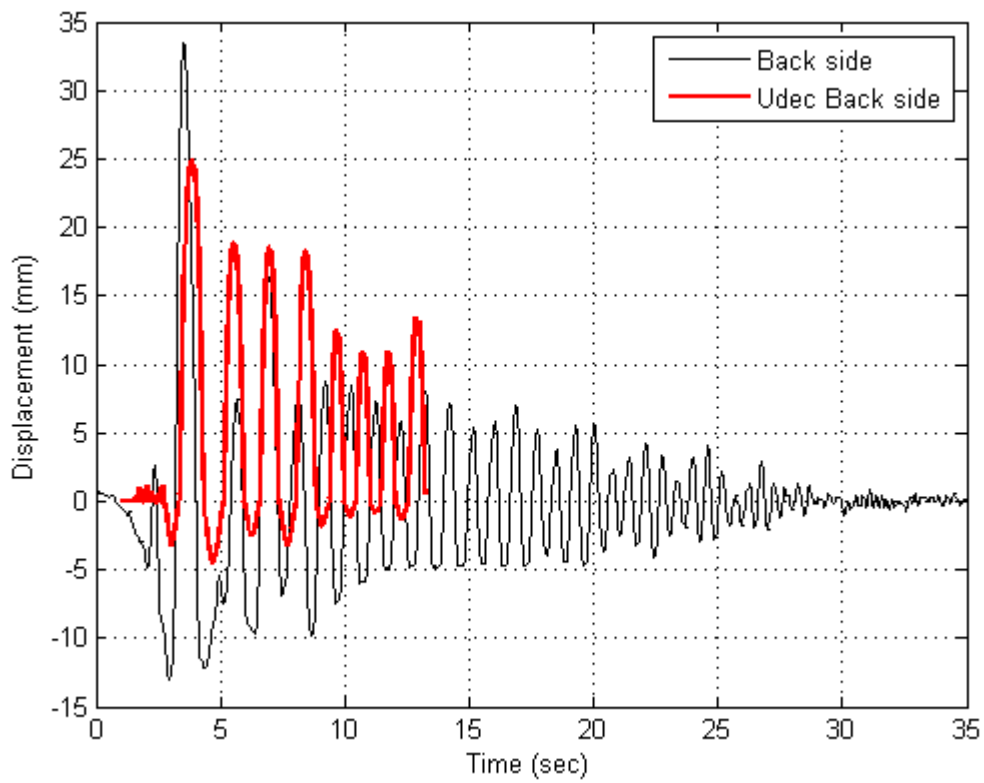
Σχήμα 1.4.28 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



Σχήμα 1.4.29 Παράλληλη μετακίνηση κορυφής.

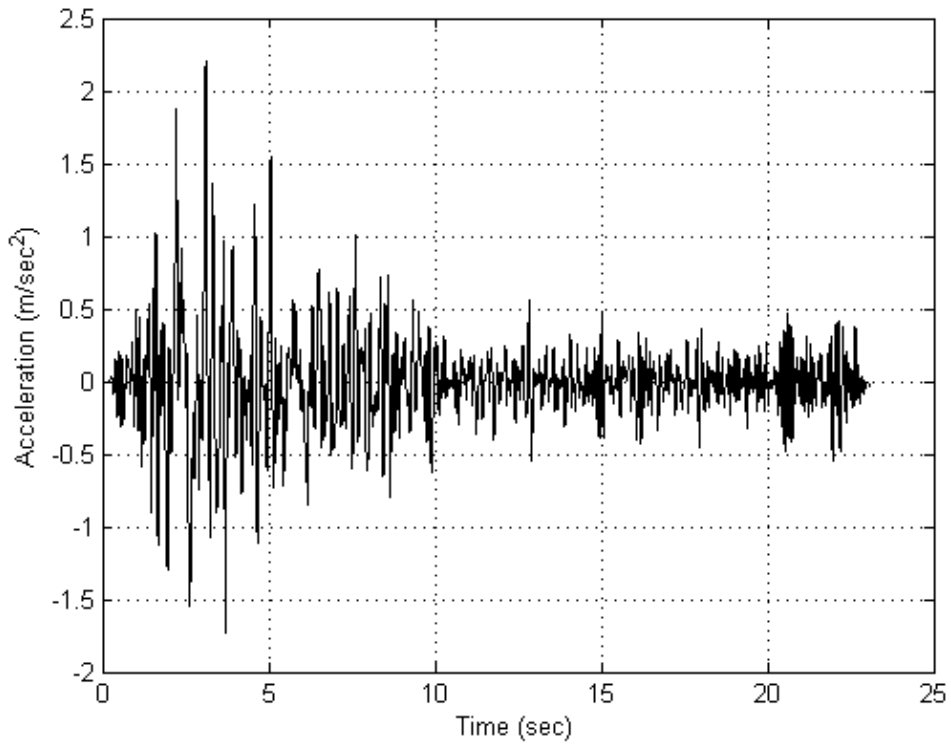


Σχήμα 1.4.30 Κατακόρυφη μετακίνηση δεξιά.

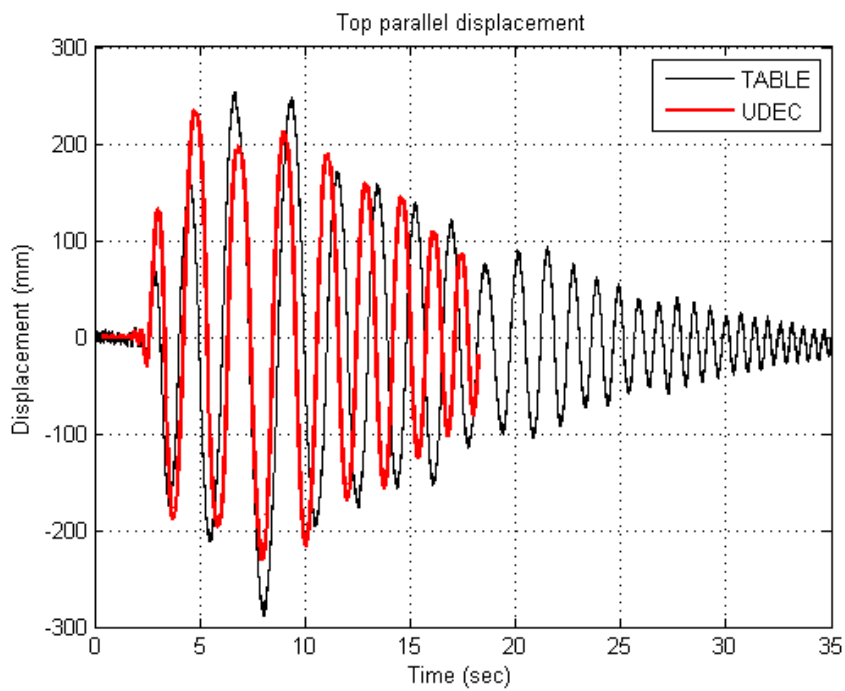


Σχήμα 1.4.31 Κατακόρυφη μετακίνηση αριστερά.

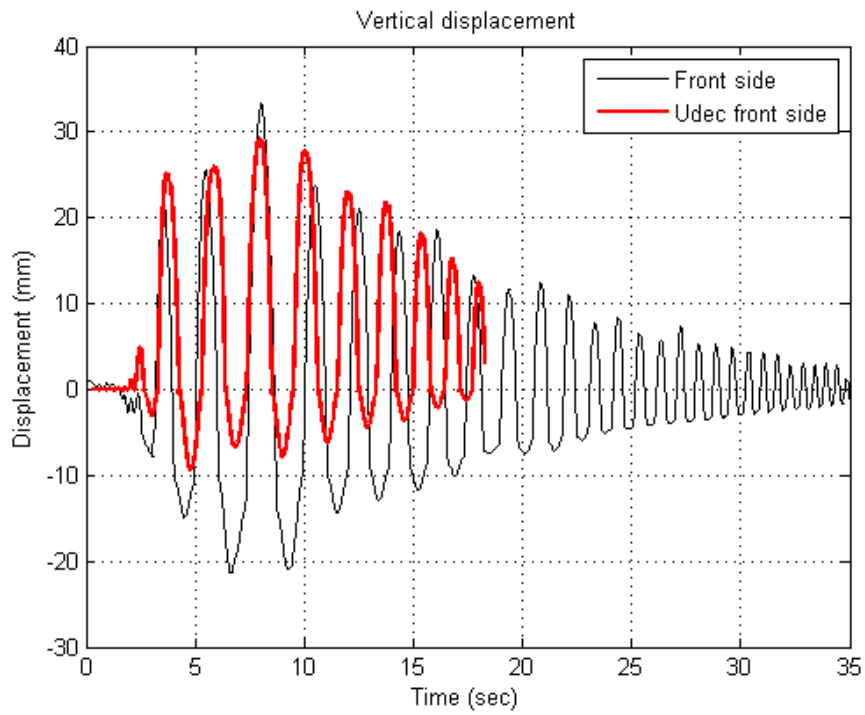
Καταγραφή : 1989 Loma Prieta/ Gilroy Historic Building PGA=1.14g. Ένταση 20%



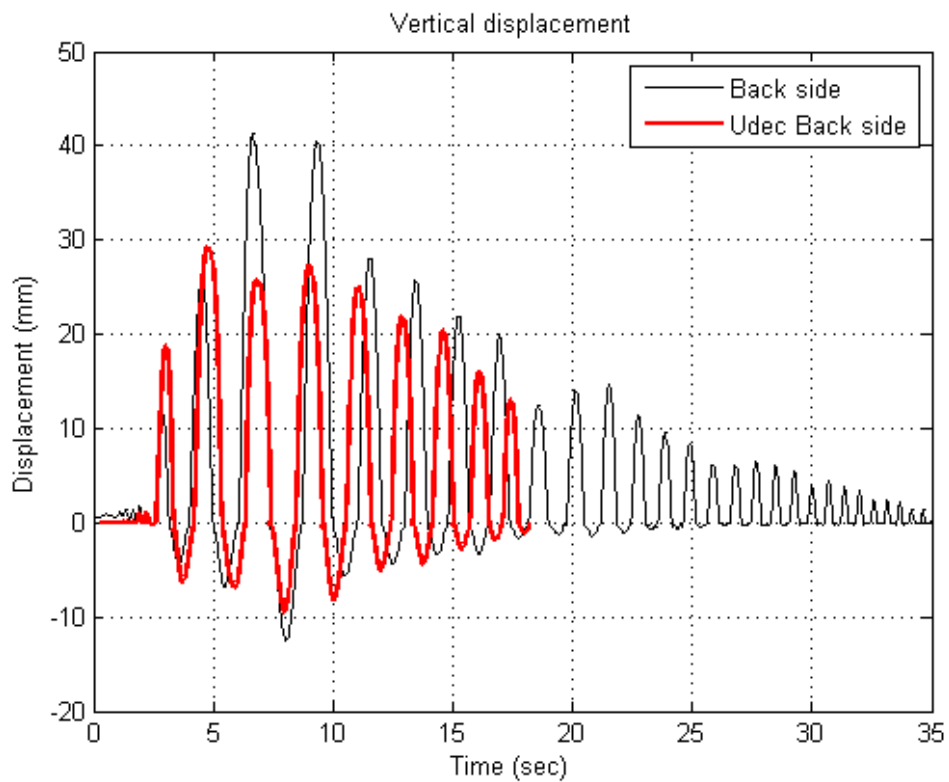
Σχήμα 1.4.32 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



Σχήμα 1.4.33. Παράλληλη στο σεισμό μετακίνηση κορυφής.

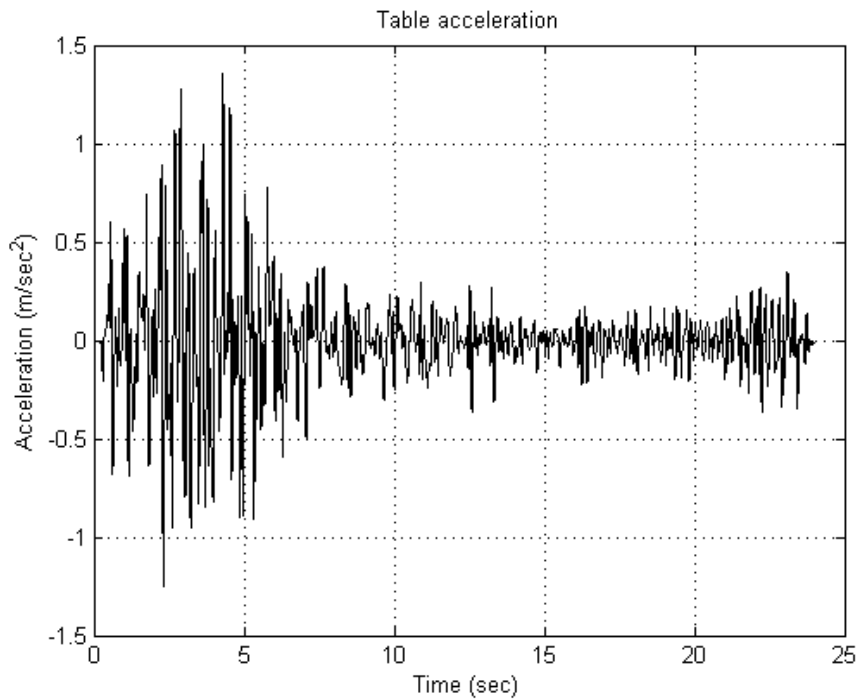


Σχήμα 1.4.34. Κατακόρυφη μετακίνηση δεξιά.

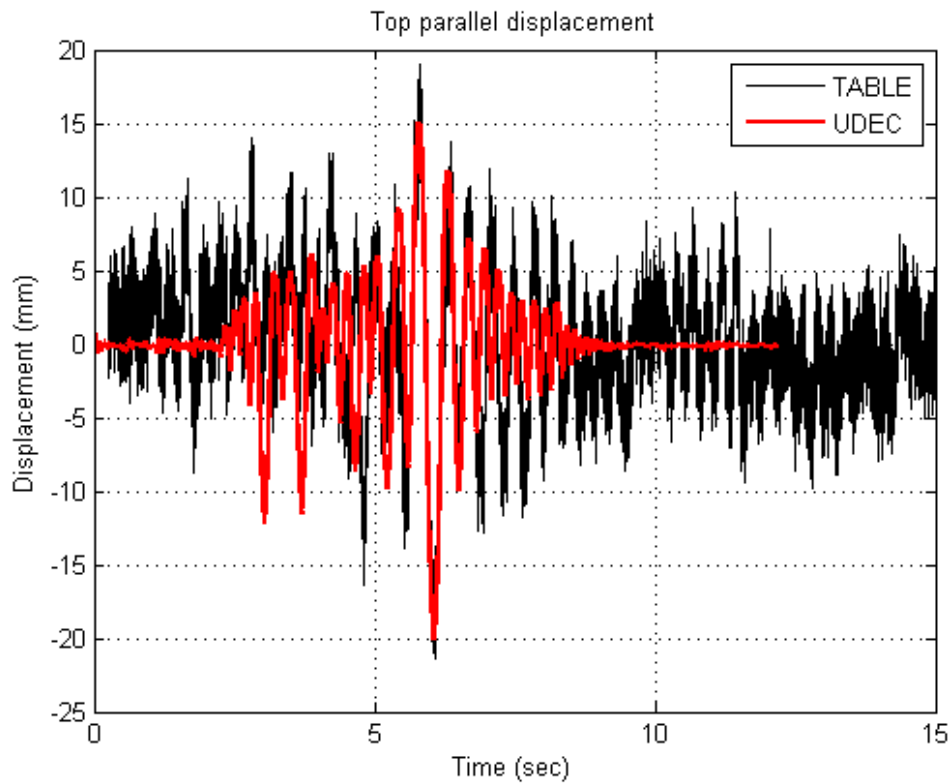


Σχήμα 1.4.35 Κατακόρυφη μετακίνηση αριστερά.

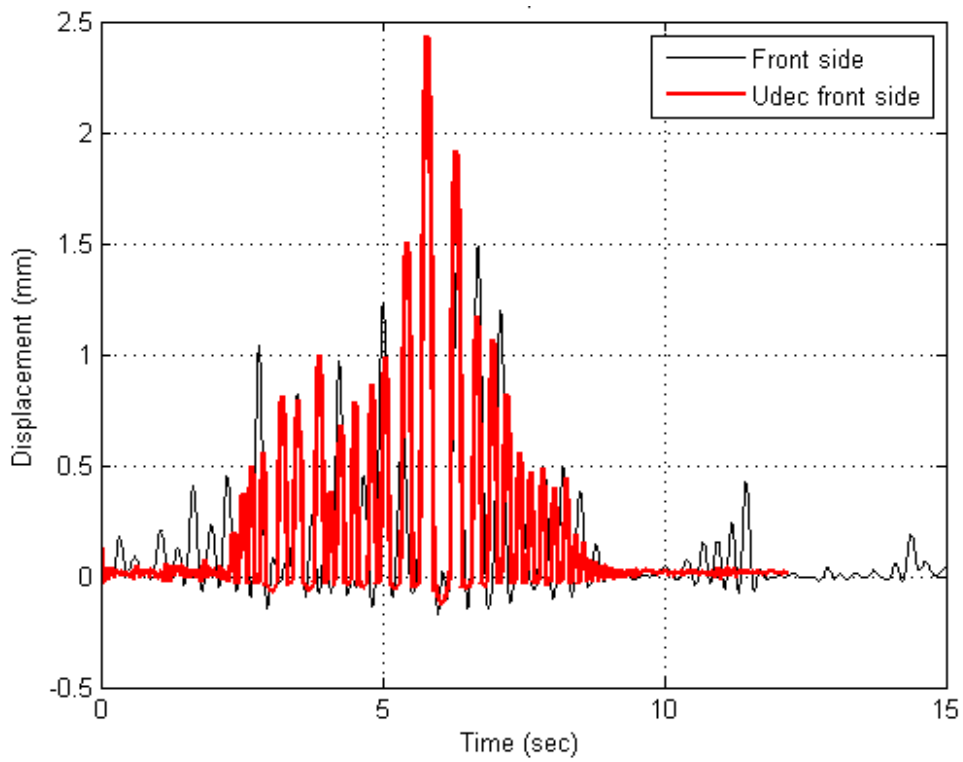
Καταγραφή San Fernando / Pacoima Dam 164/1971. PGA=1.23g - Ένταση 20%



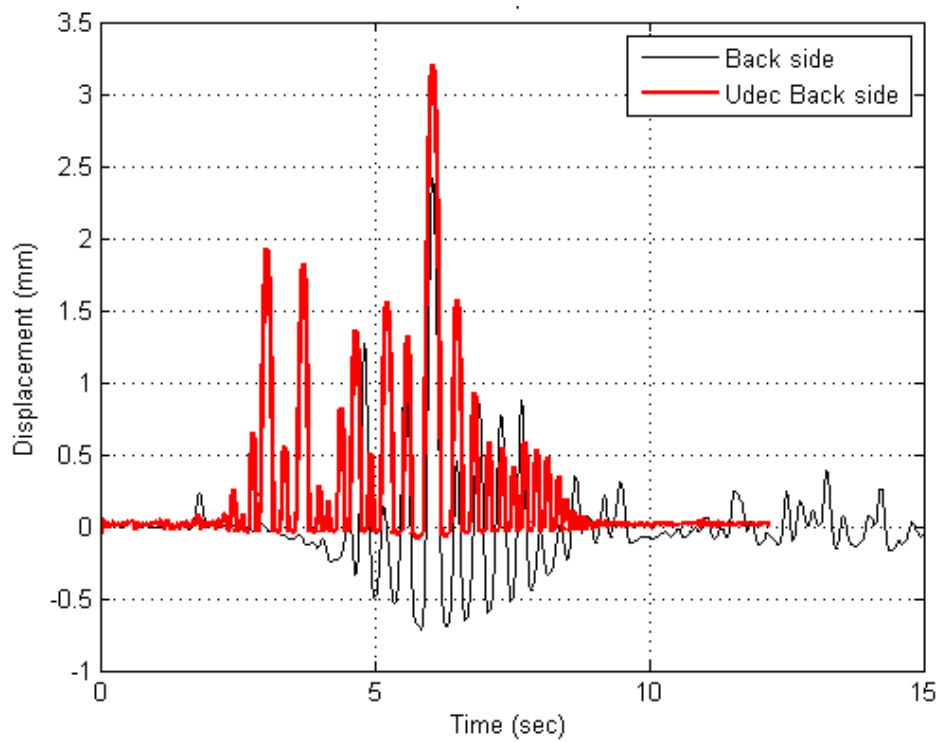
Σχήμα 1.4.36. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



Σχήμα 1.4.37. Παράλληλη μετακίνηση κορυφής.

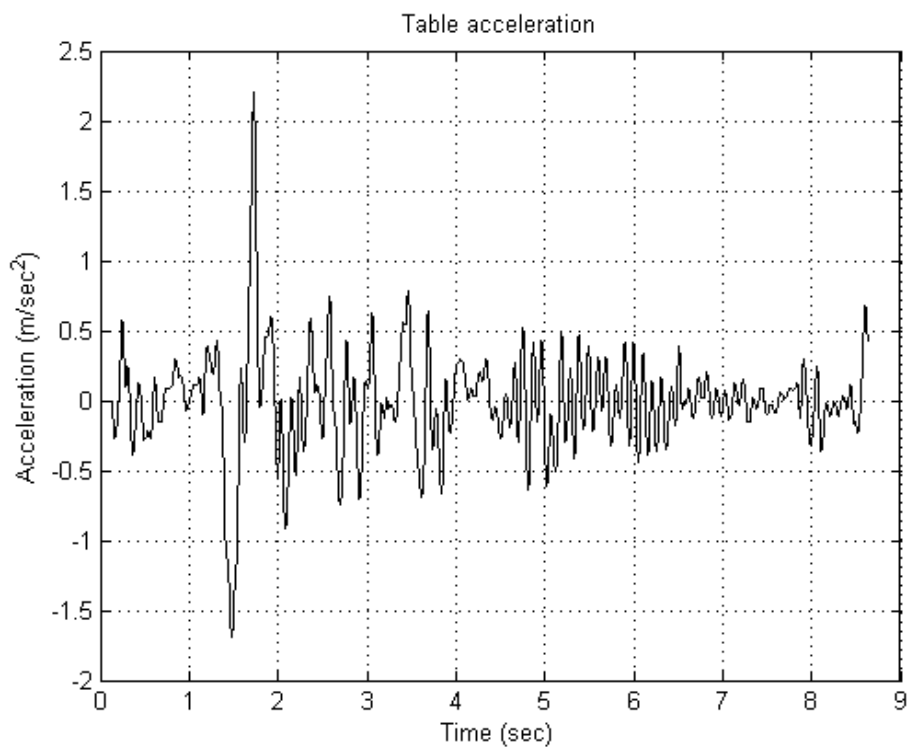


Σχήμα 1.4.38. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά

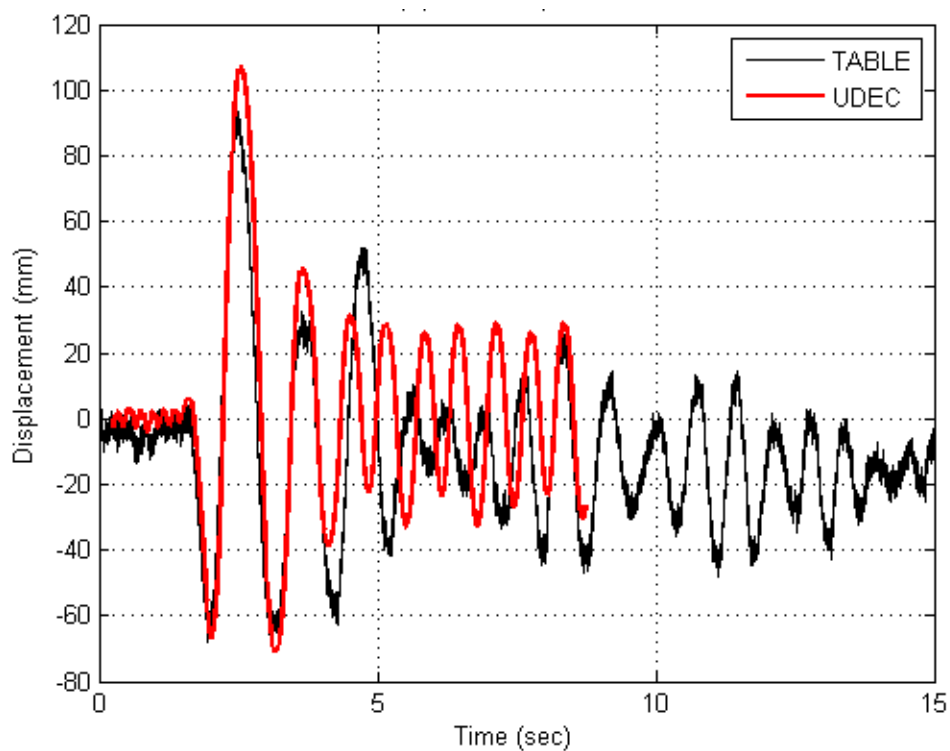


Σχήμα 1.4.39. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

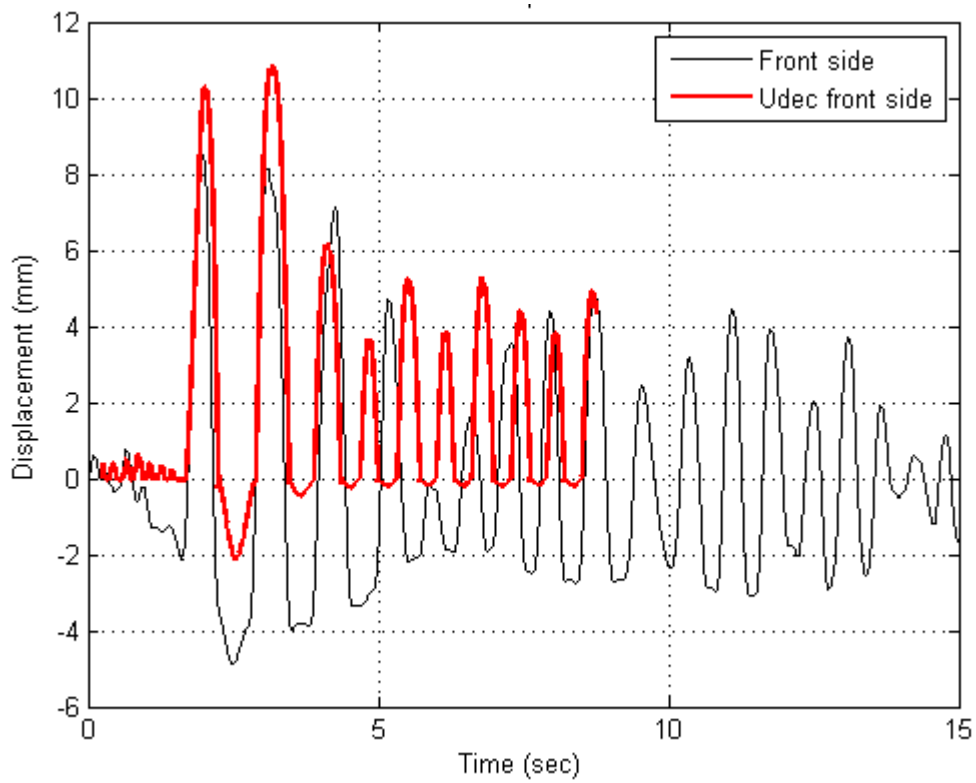
Καταγραφή Northridge /Rinaldi Station 228/ 1994/ PGA= 0.84g. Ένταση 20%



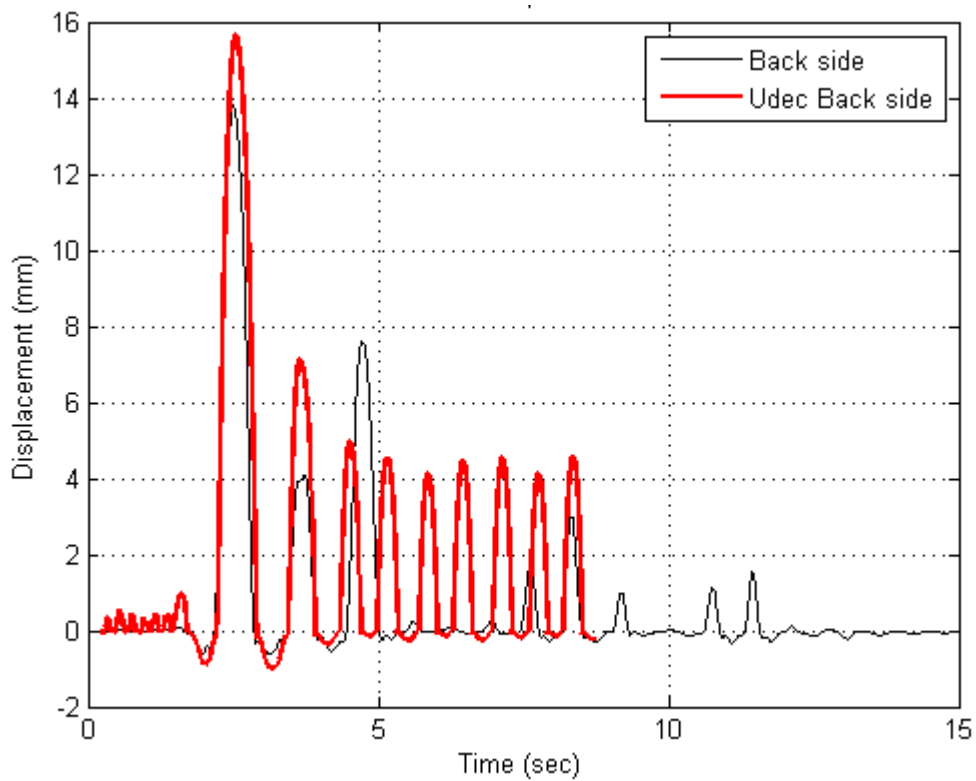
Σχήμα 1.4.40. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



Σχήμα 1.4.41. Μετακίνηση κορυφής παράλληλη στην κίνηση.

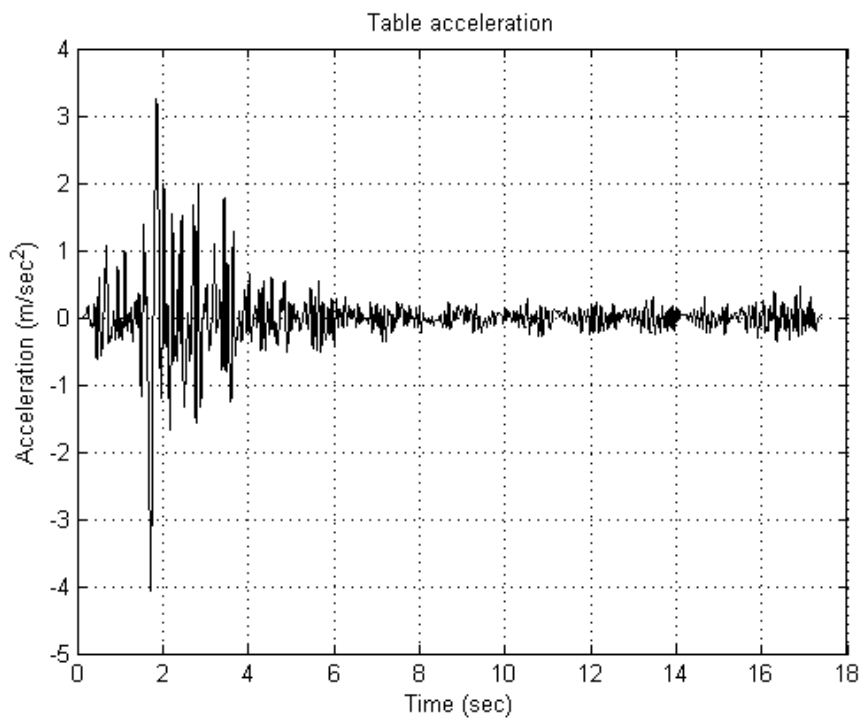


Σχήμα 1.4.42. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά.

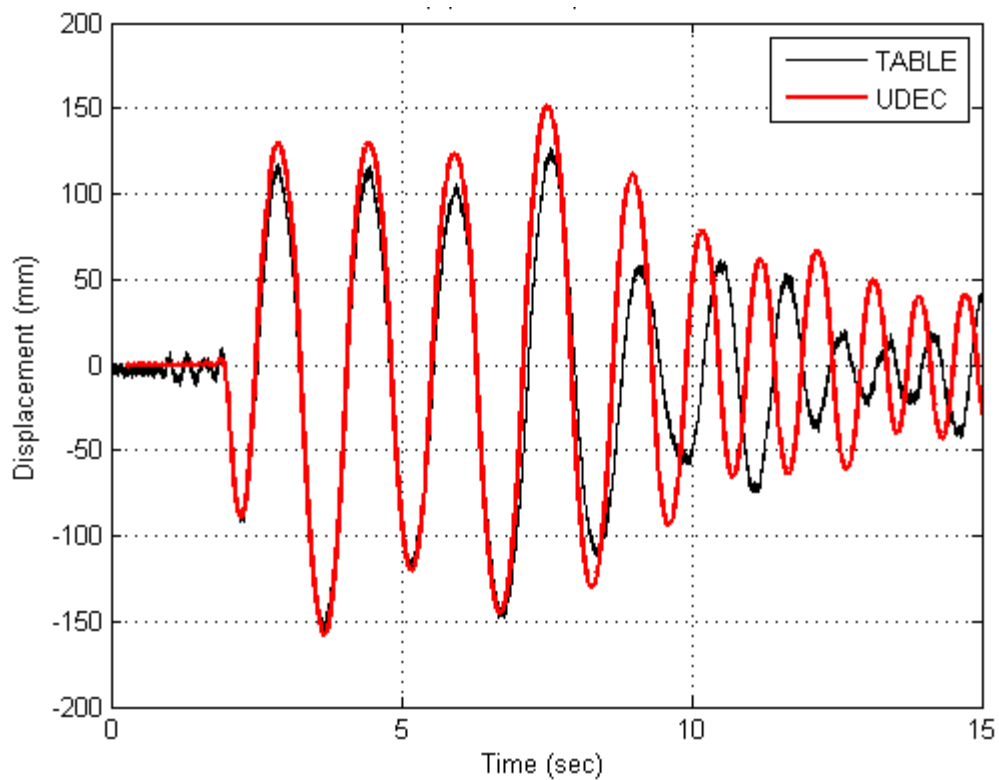


Σχήμα 1.4.43. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

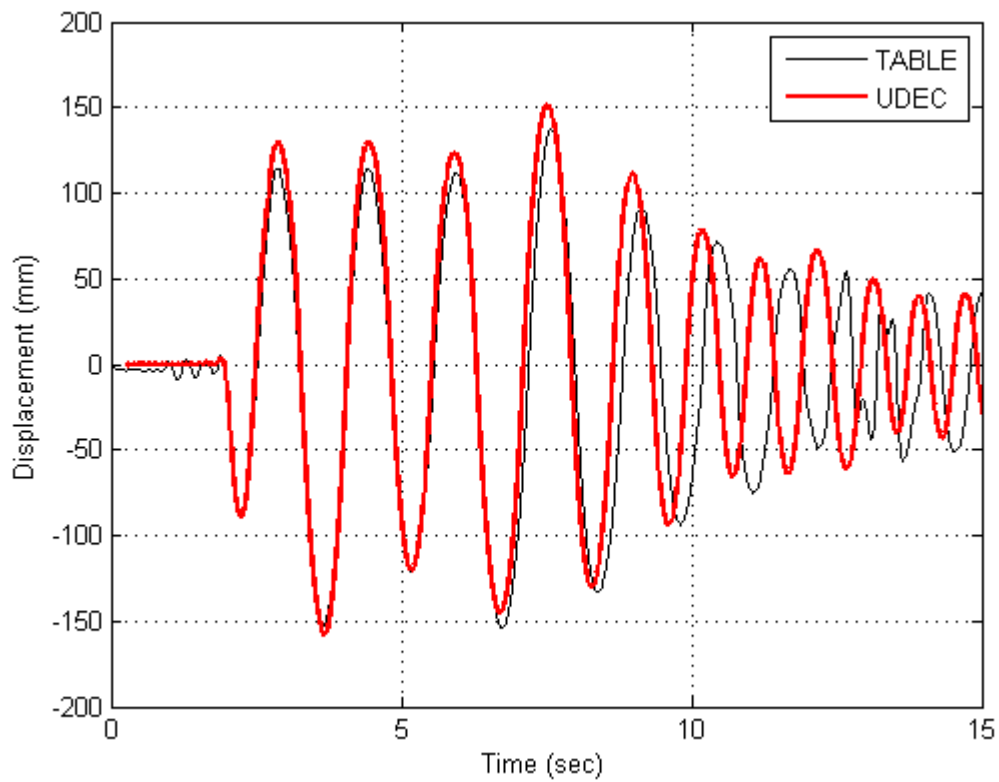
Καταγραφή /Αίγιο/ ΟΤΕ /FP PGA 0.5g . Ένταση 80%



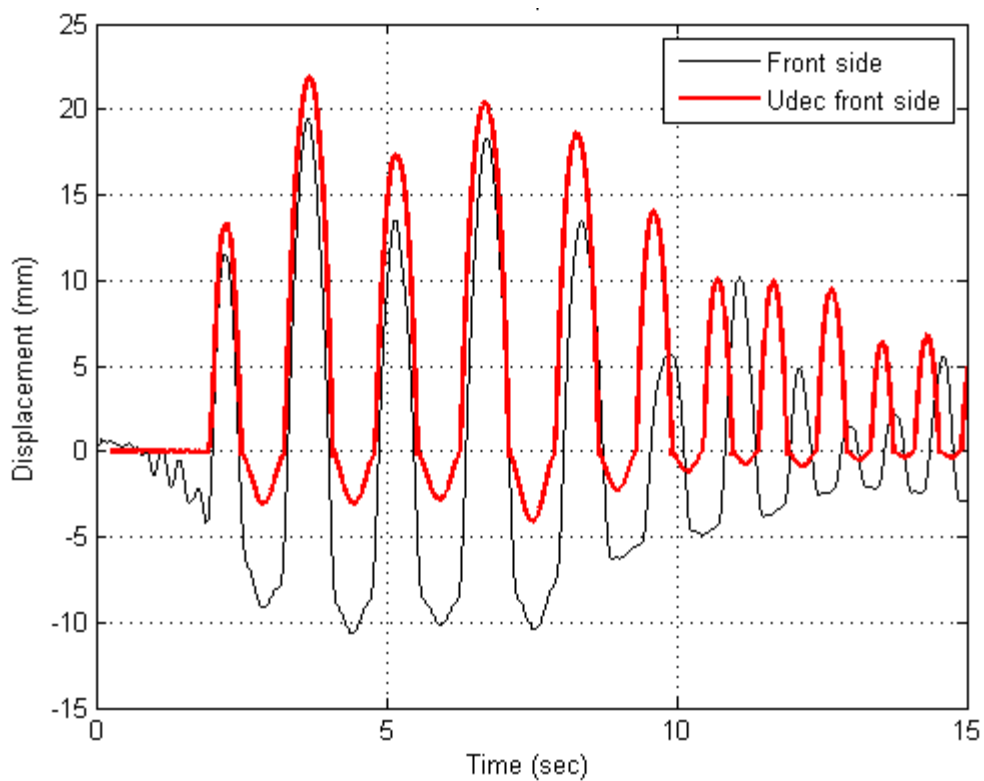
Σχήμα 1.4.44. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



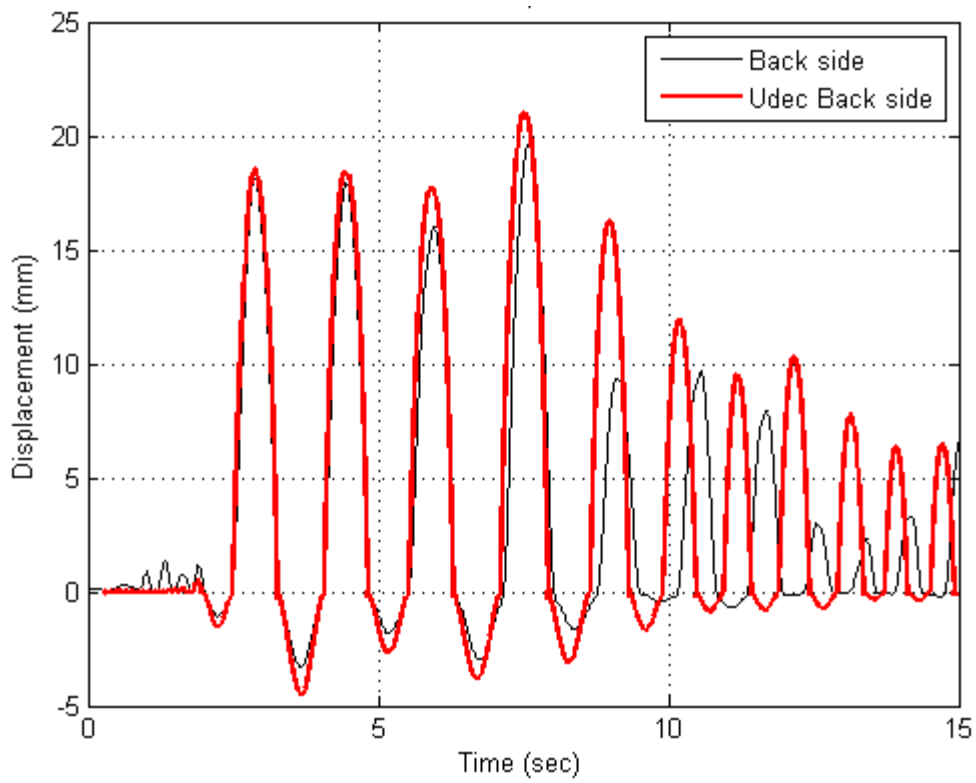
Σχήμα 1.4.45. Παράλληλη μετακίνηση κορυφής.



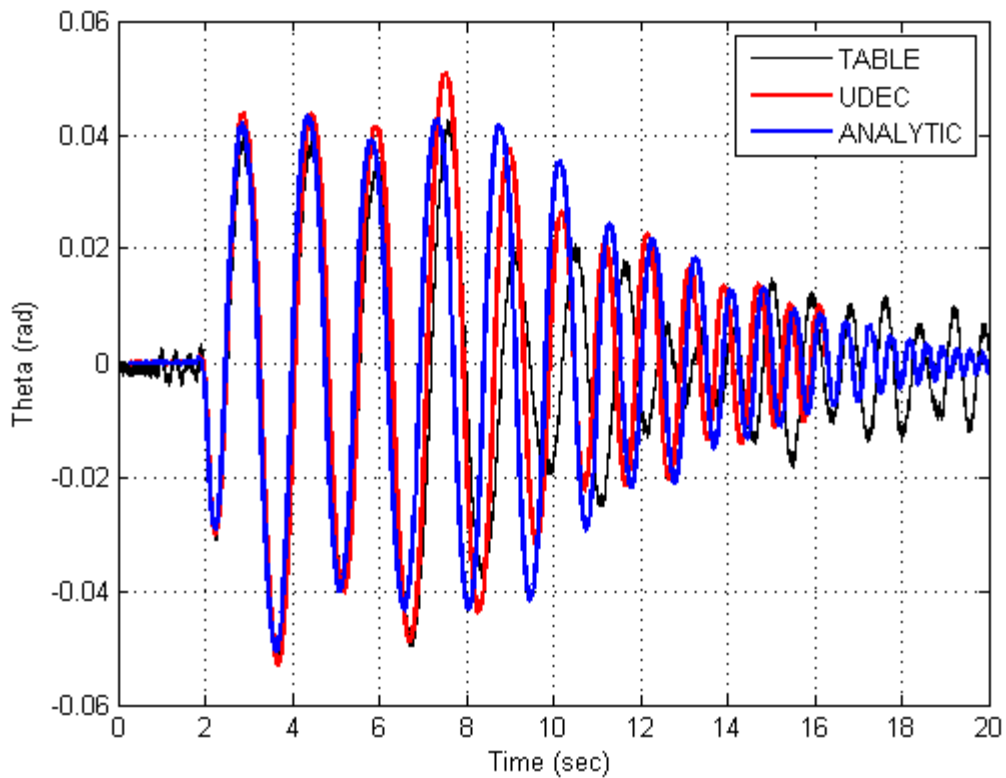
Σχήμα 1.4.46. Συνολική παράλληλη μετακίνηση κορυφής.



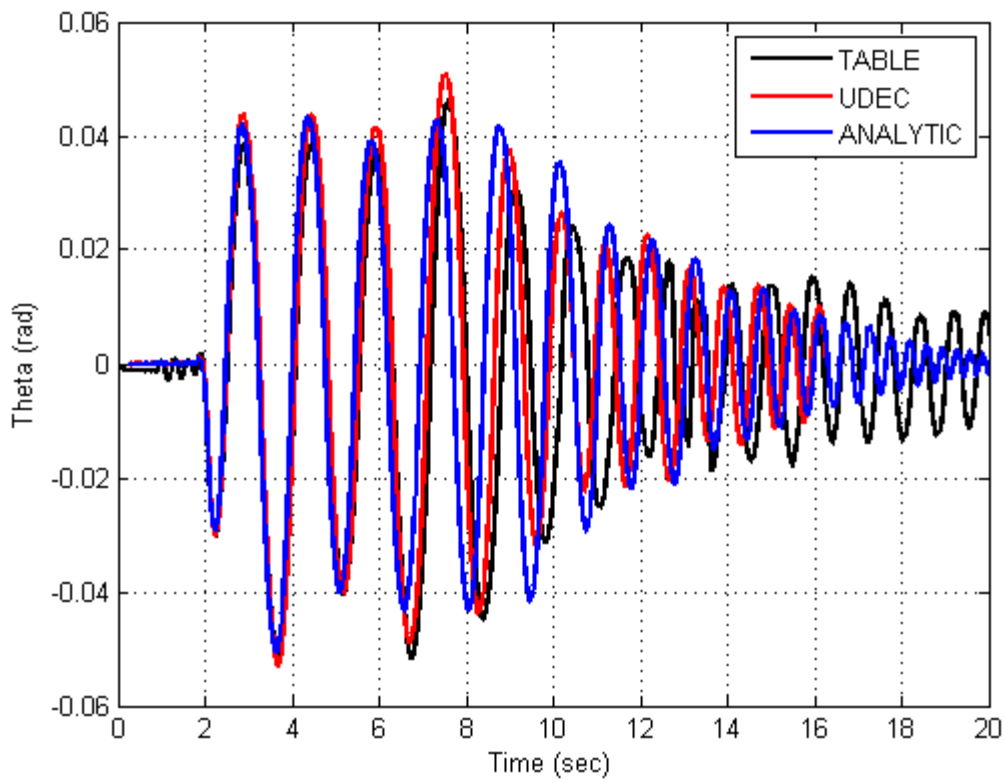
Σχήμα 1.4.47. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά



Σχήμα 1.4.48. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

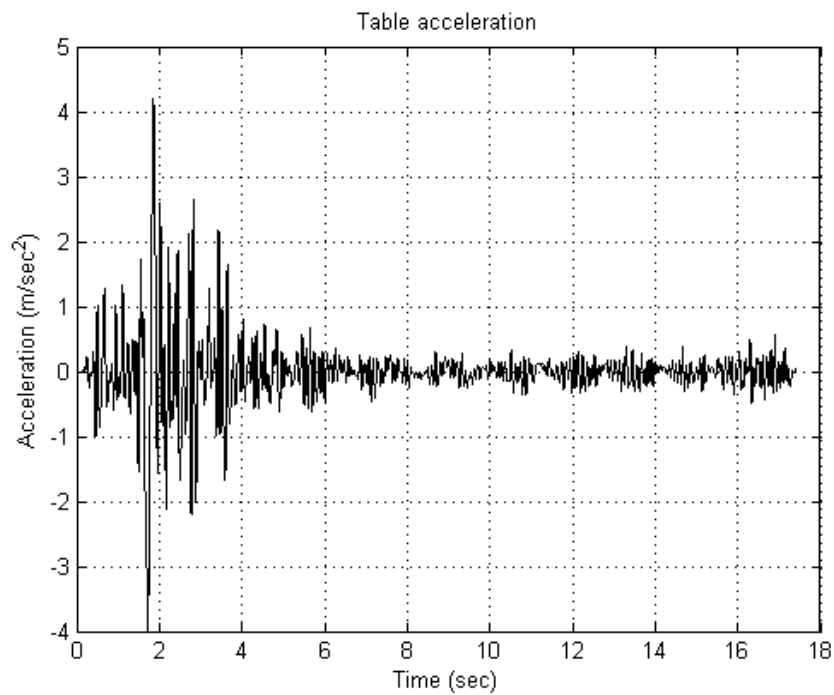


Σχήμα 1.4.49. Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

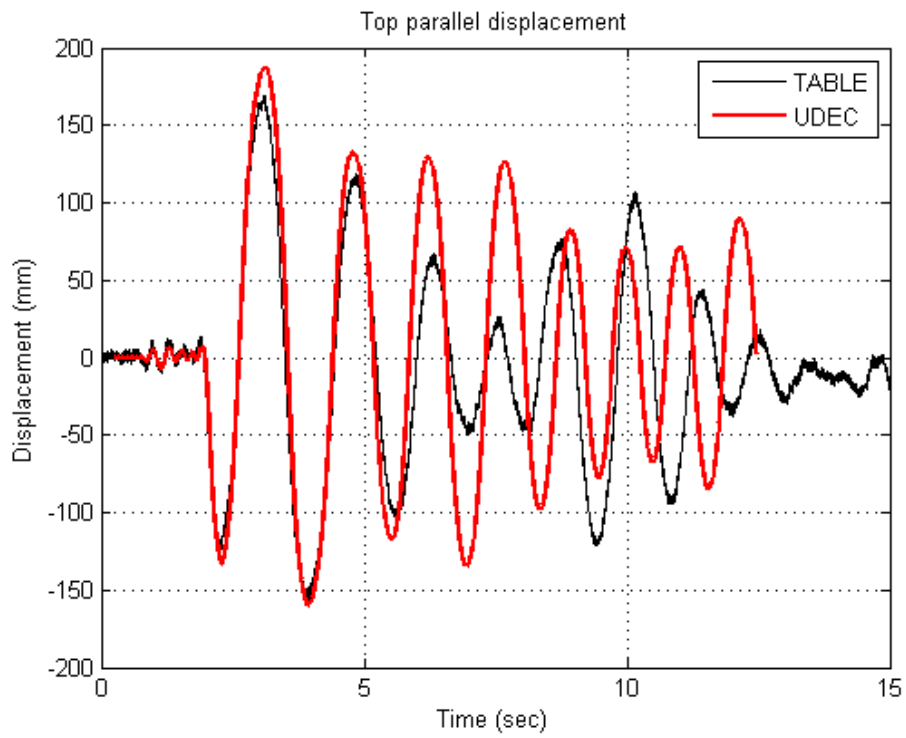


Σχήμα 1.4.50. Συνολική Μεταβολή γωνίας θ

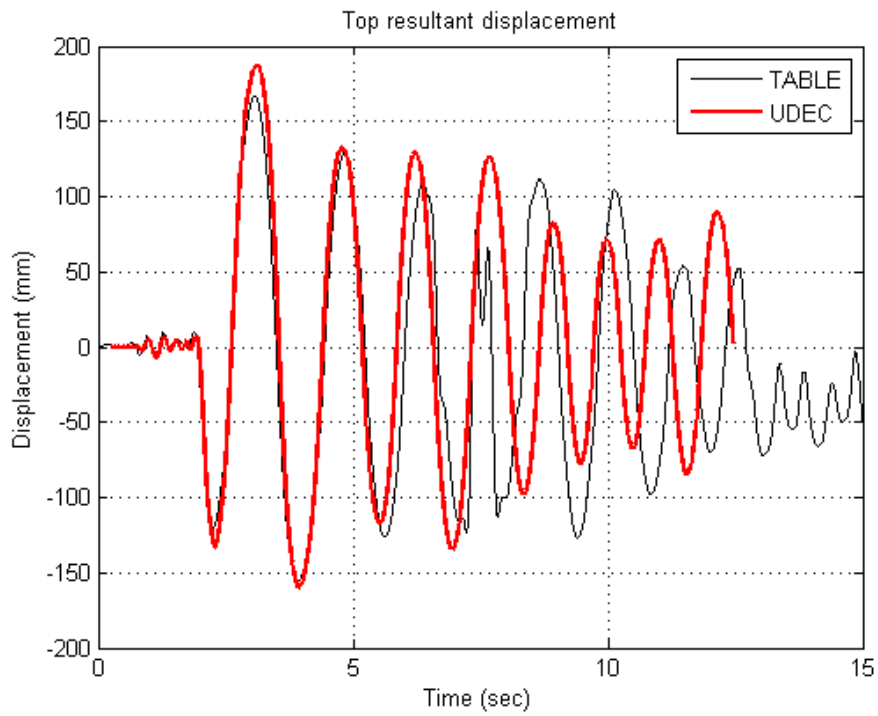
Καταγραφή /Αίγιο/ ΟΤΕ /FP PGA 0.5g . Ένταση 100%



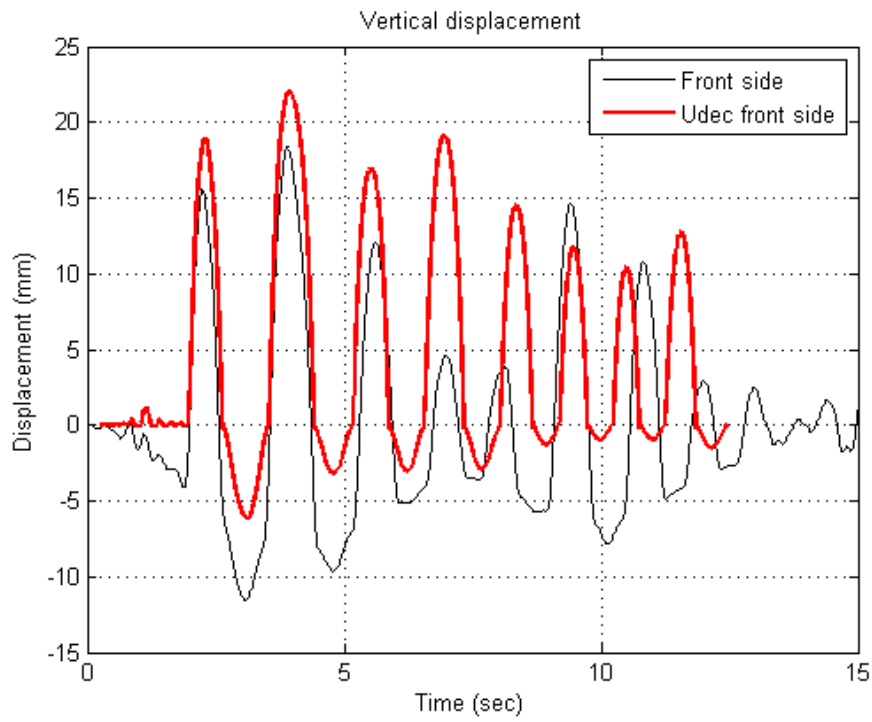
Σχήμα 1.4.51. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



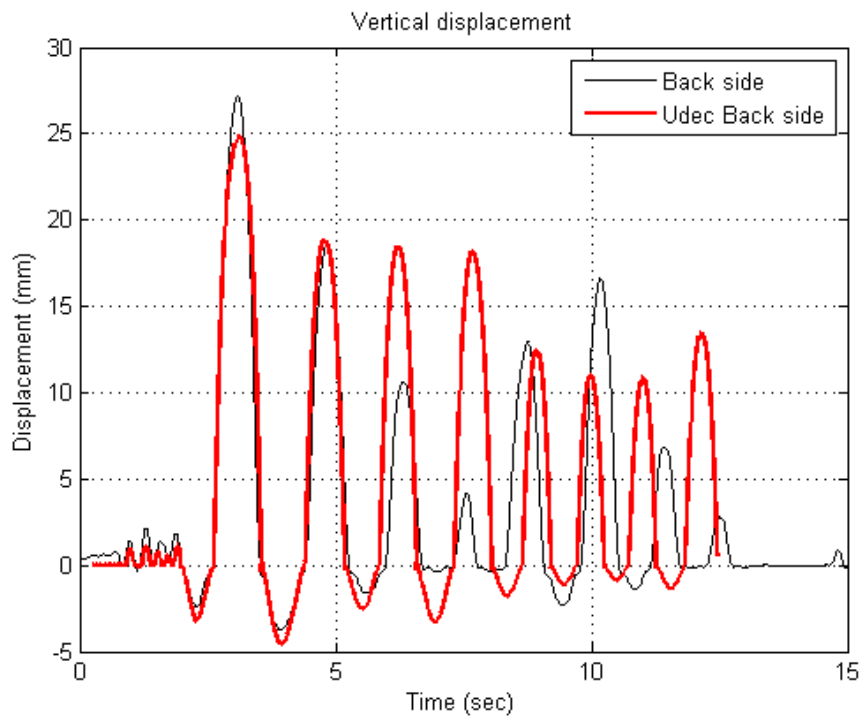
Σχήμα 1.4.52. Μετακίνηση κορυφής παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



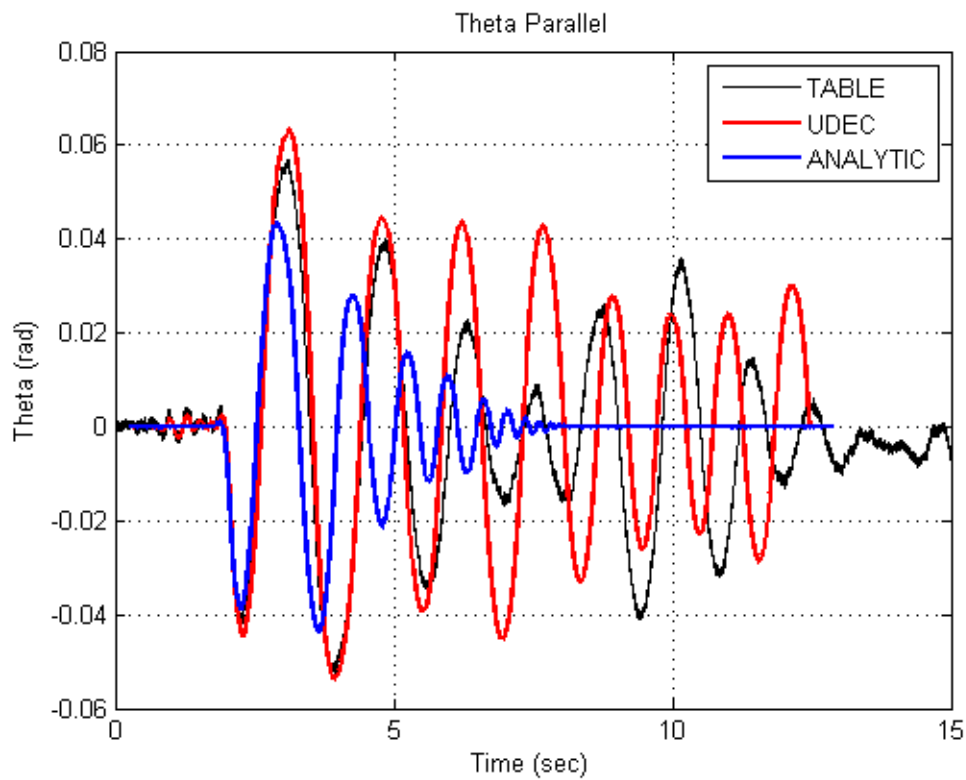
Σχήμα 1.4.53. Συνολική μετακίνηση κορυφής σε σχέση με την μετακίνηση παράλληλα στη σεισμική διέγερση



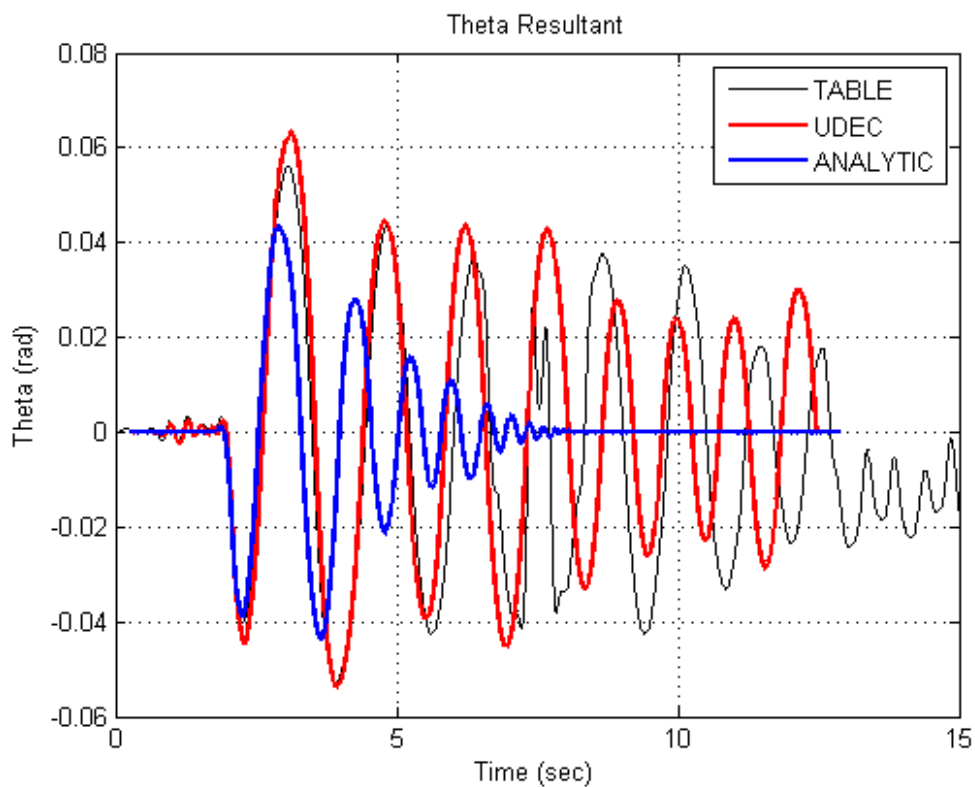
Σχήμα 1.4.54. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά



Σχήμα 1.4.55. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

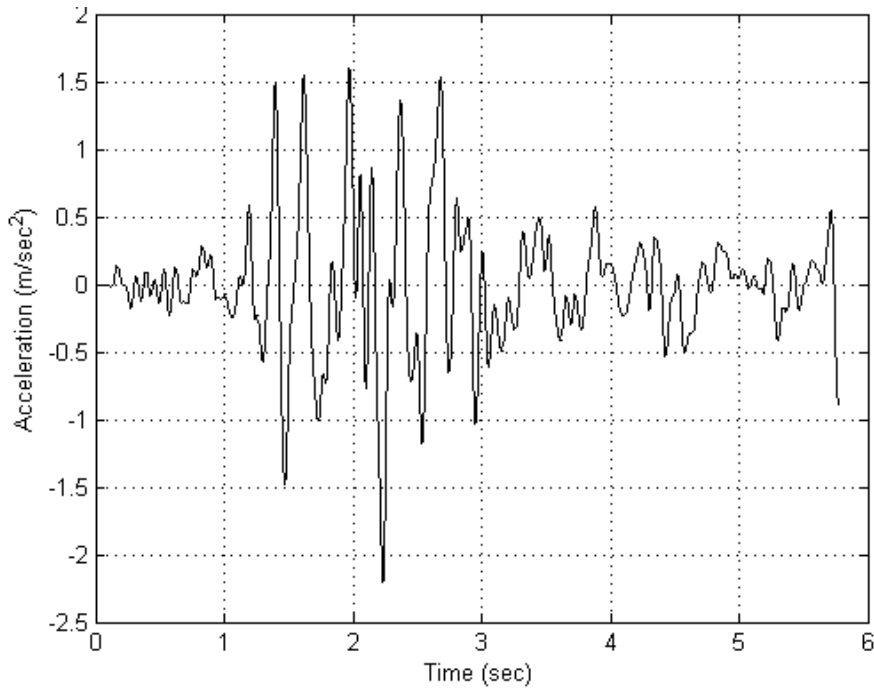


Σχήμα 1.4.56. Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση

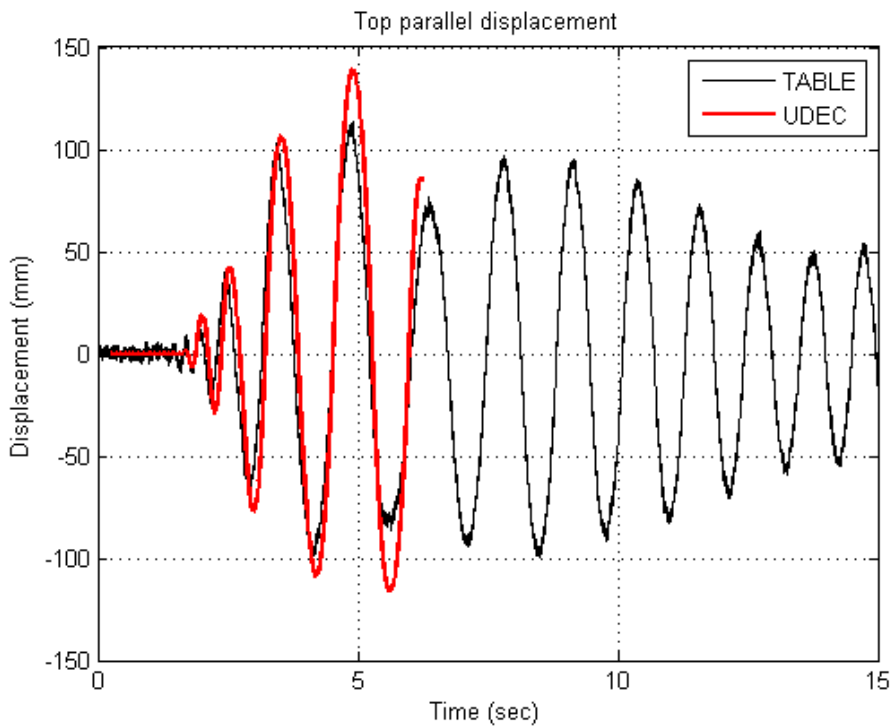


Σχήμα 1.4.57. Συνολική μεταβολή γωνίας θ .

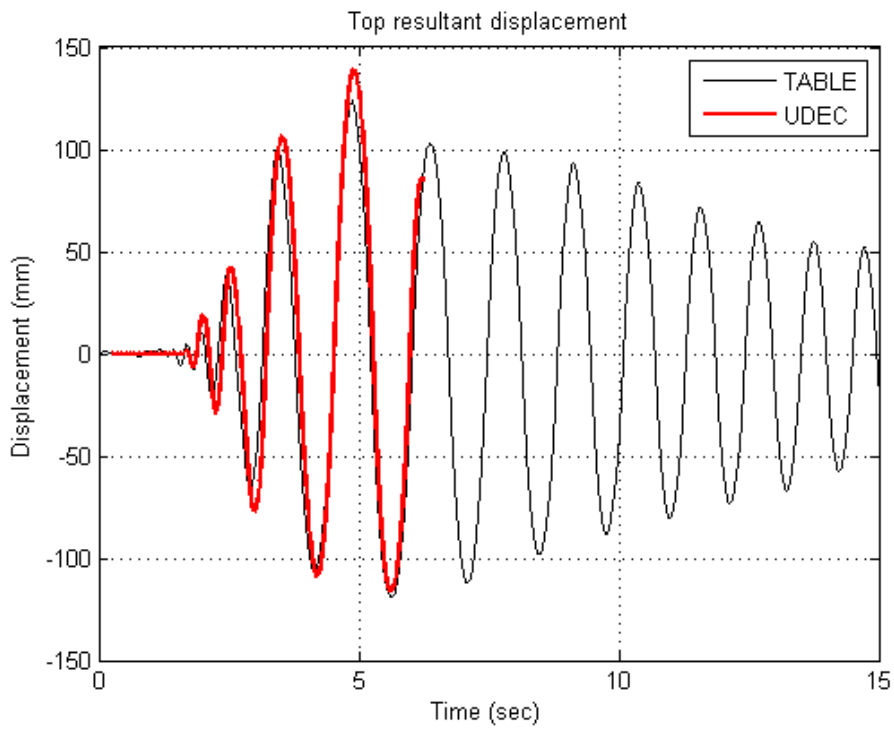
Καταγραφή Καλαμάτα 1986 /Κτήριο Νομαρχίας /NS PGA=0.27g. Ένταση 80%



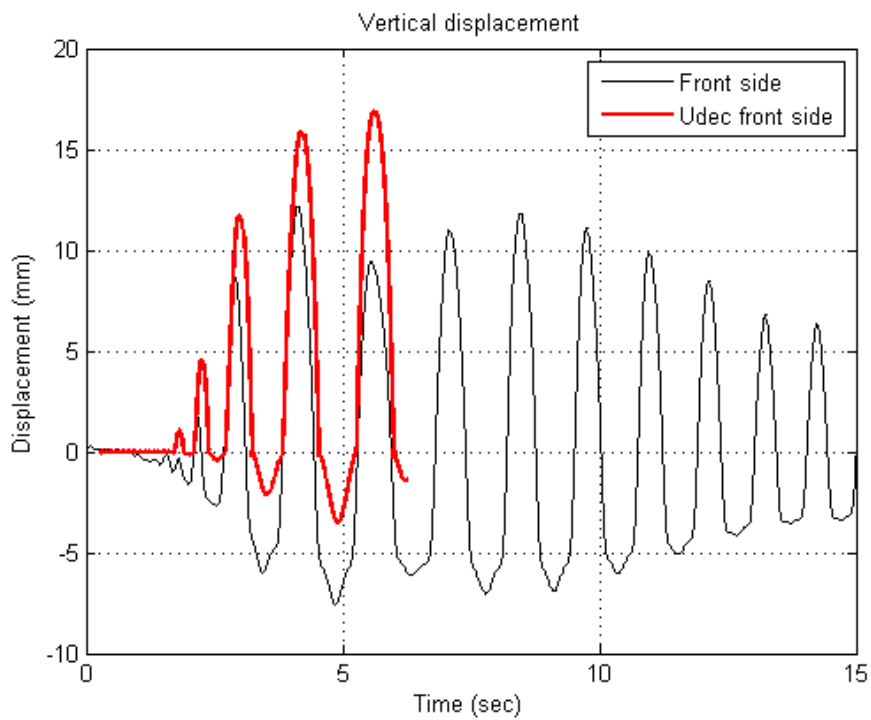
Σχήμα 1.4.58 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



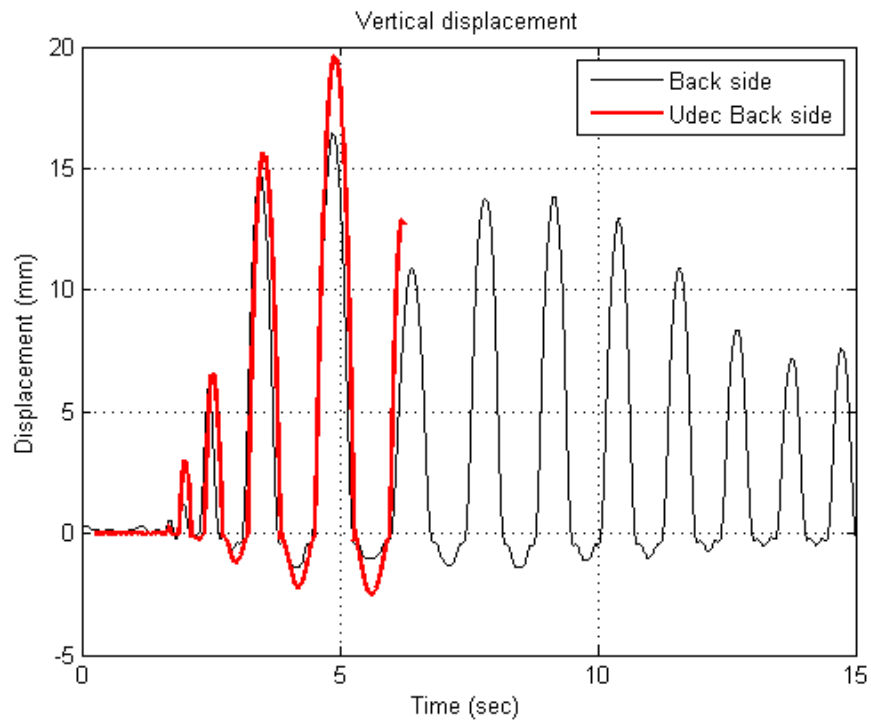
Σχήμα 1.4.59 Μετακίνηση κορυφής παράλληλα στην κίνηση της σεισμικής τράπεζας.



Σχήμα 1.4.60. Συνολική μετακίνηση δοκιμίου σε σχέση με την μετακίνηση της κορυφής παράλληλα στη σεισμική κίνηση.

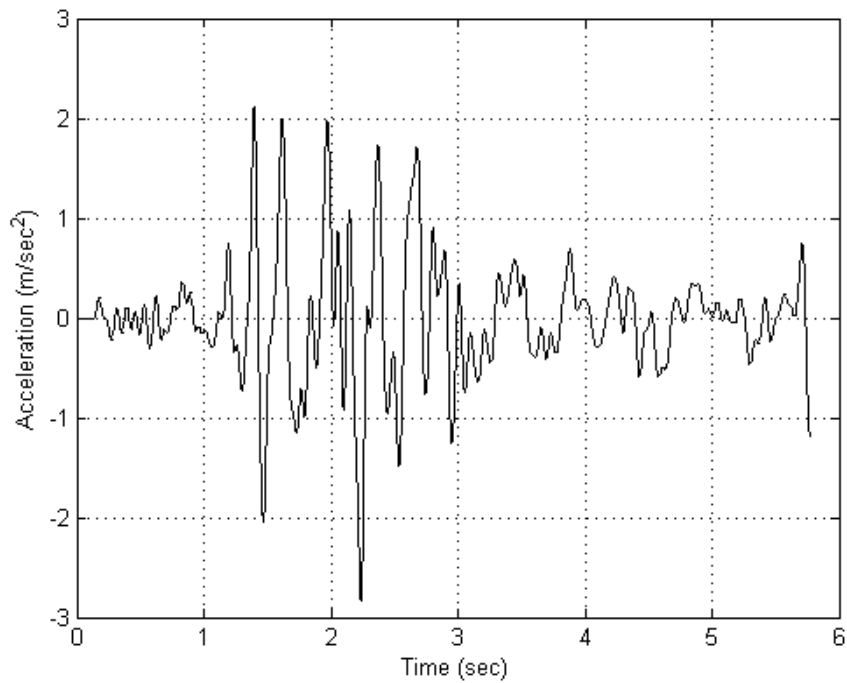


Σχήμα 1.4.61. Κατακόρυφη κίνηση κορυφής δεξιά

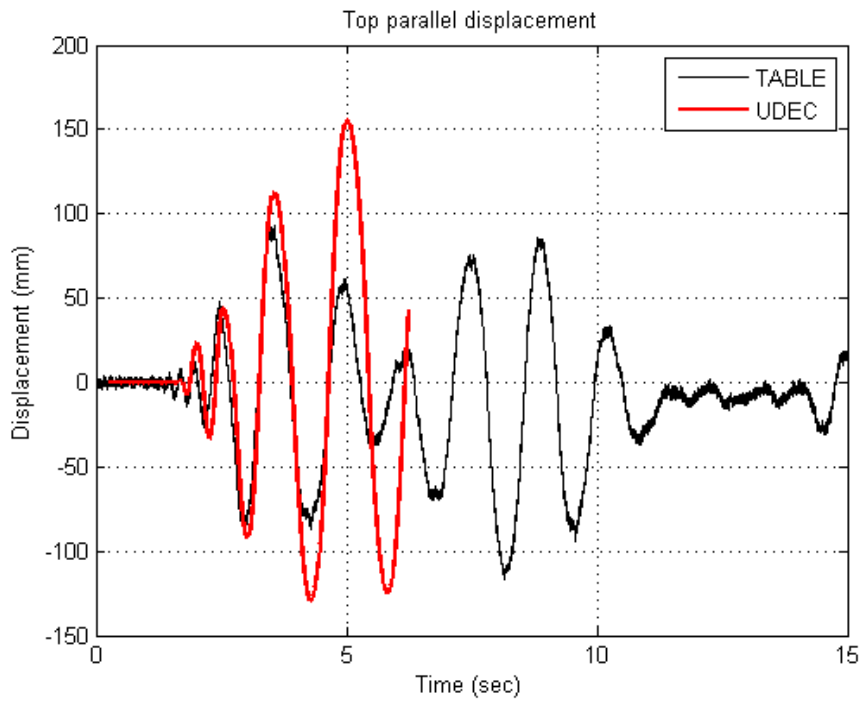


Σχήμα 1.4.62. Κατακόρυφη κίνηση κορυφής αριστερά.

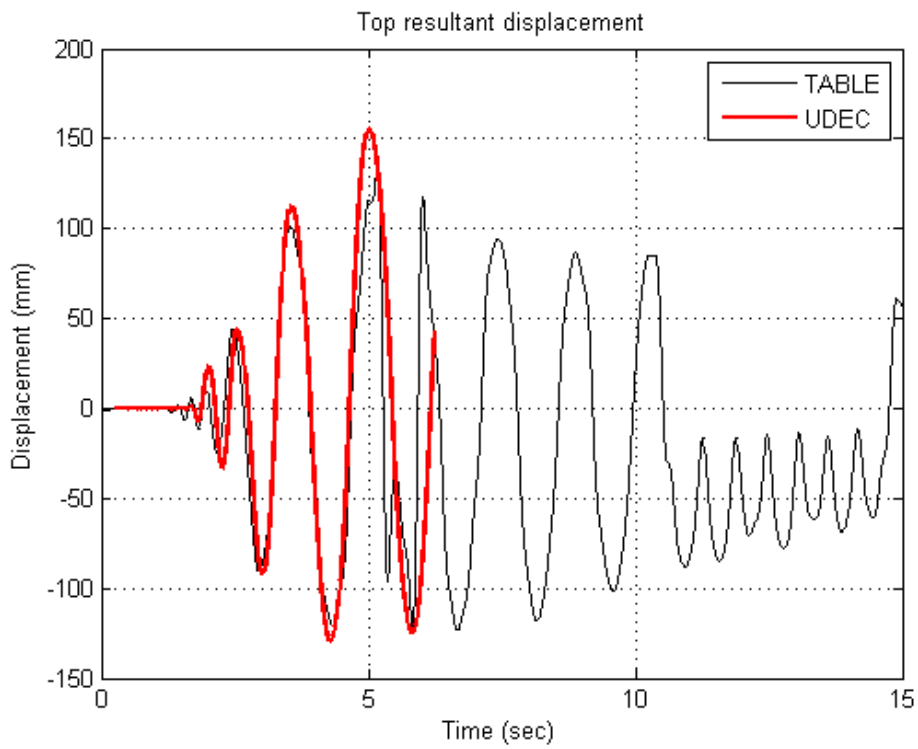
Καταγραφή Καλαμάτα 1986 /Κτίριο Νομαρχίας /NS PGA=0.27g. Ένταση 100%



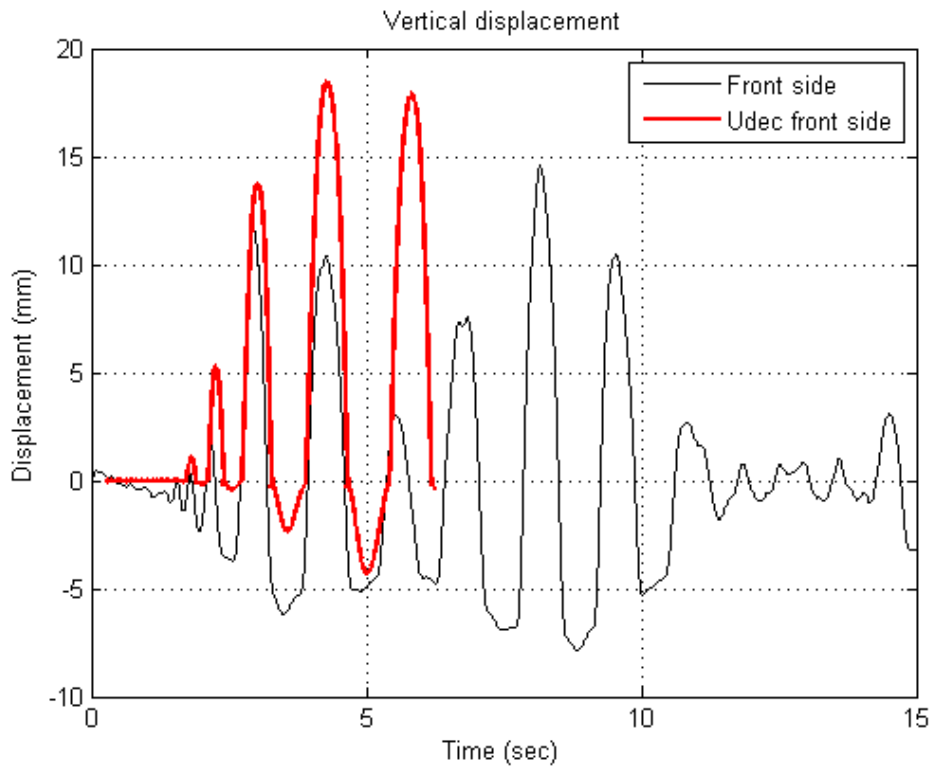
Σχήμα 1.4.63. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



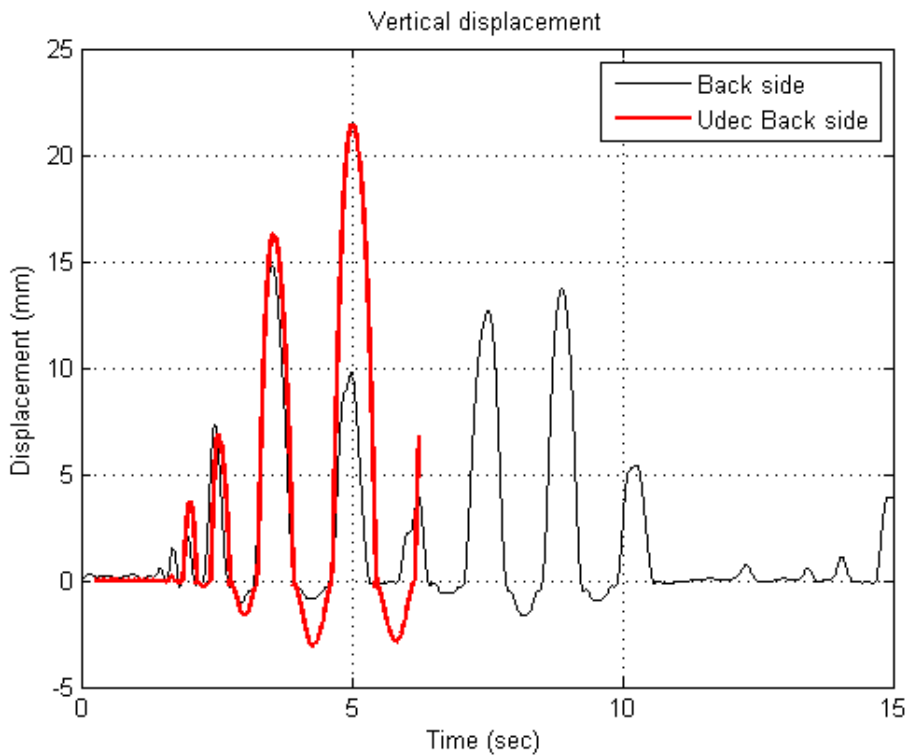
Σχήμα 1.4.64. Μετακίνηση κορυφής παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



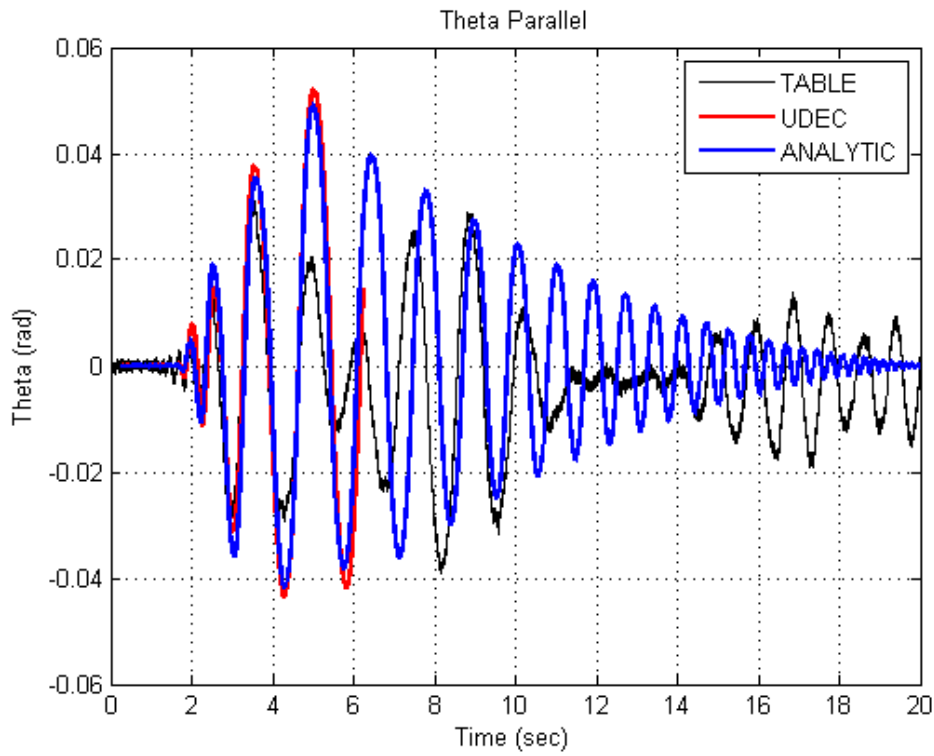
Σχήμα 1.4.65. Συνολική μετακίνηση κορυφής παράλληλη στη σεισμική διέγερση.



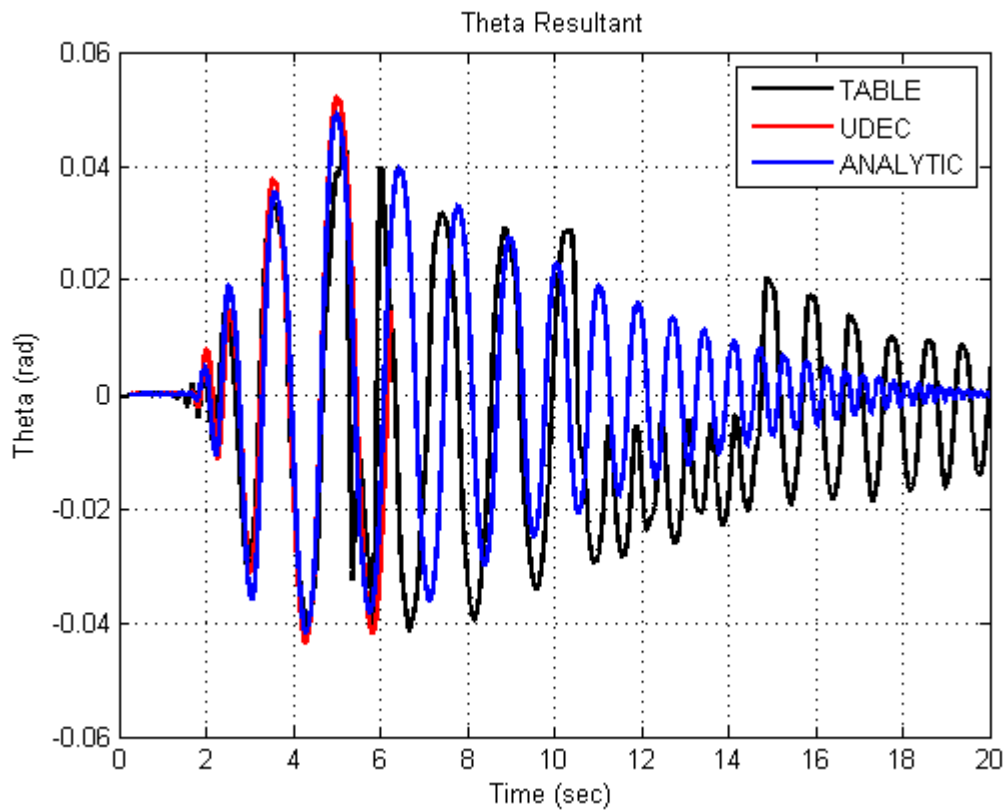
Σχήμα 1.4.66. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά



Σχήμα 1.4.67. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

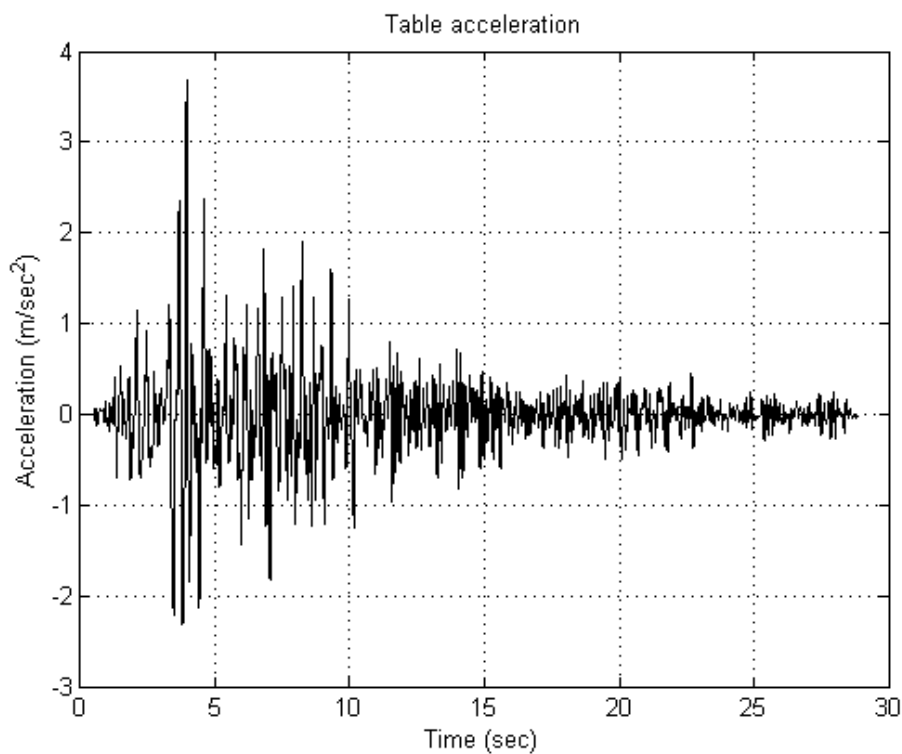


Σχήμα 1.4.68. Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

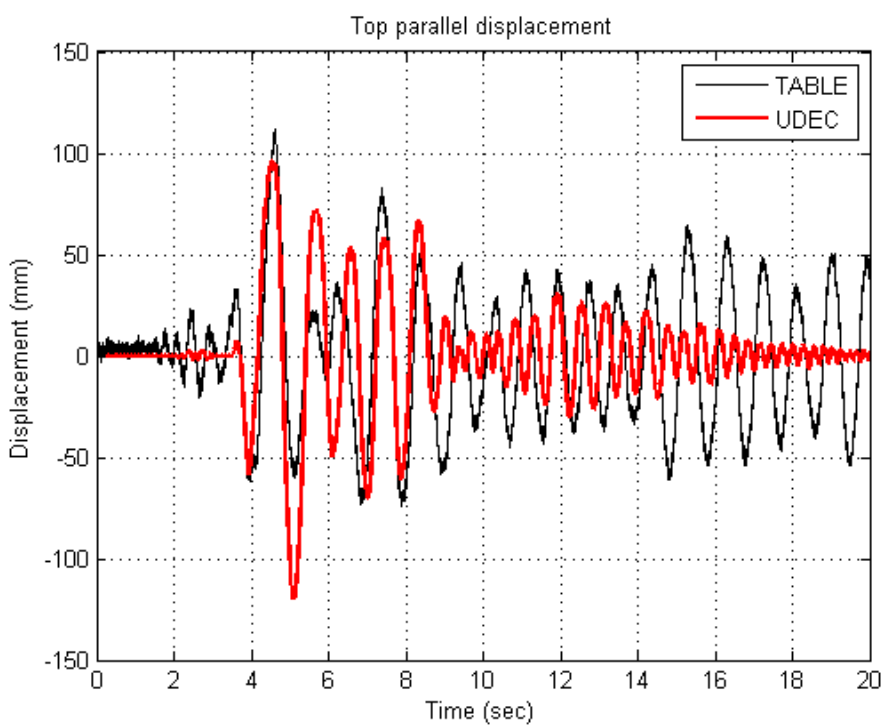


Σχήμα 1.4.69. Συνολική μεταβολή γωνίας θ .

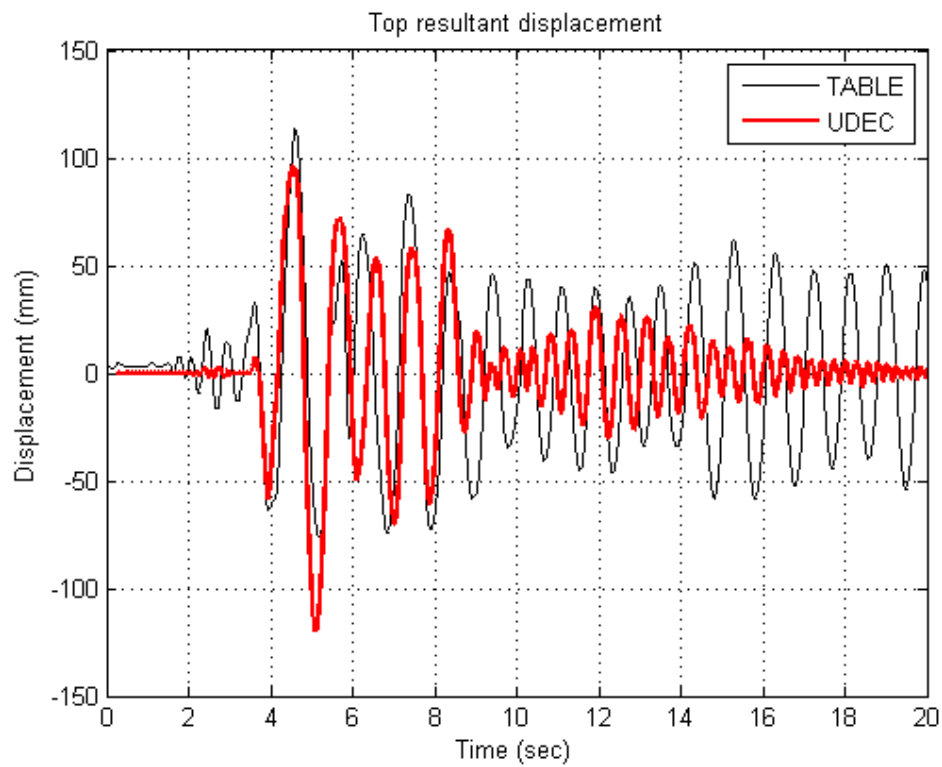
Καταγραφή Λευκάδα /Σταθμός #1/2003/ PGA=0.34g Ένταση 80%



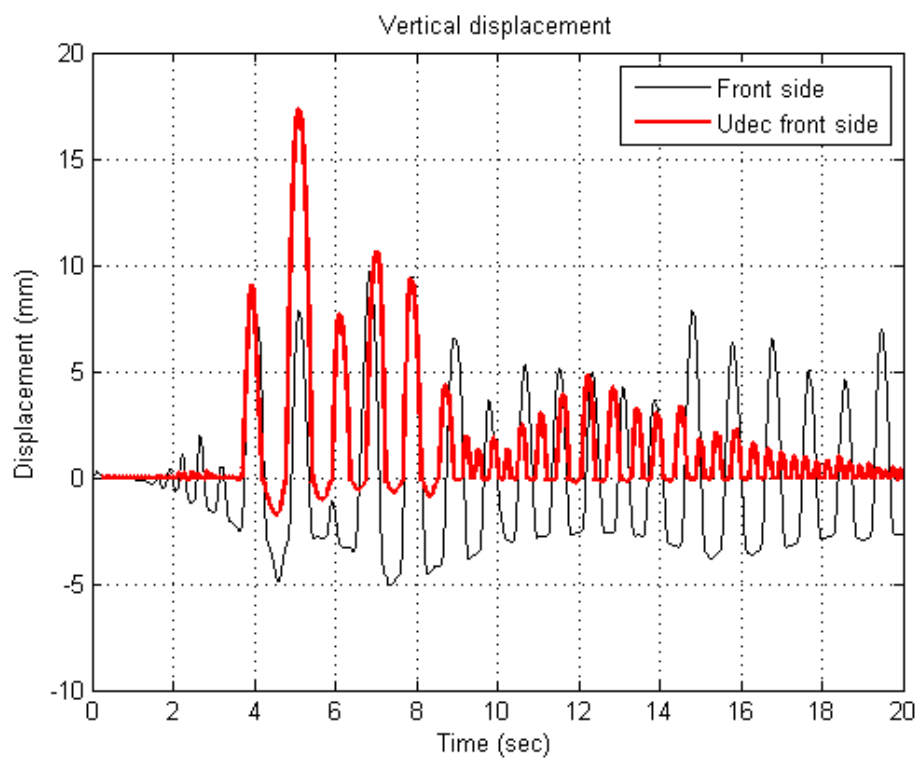
Σχήμα 1.4.70. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



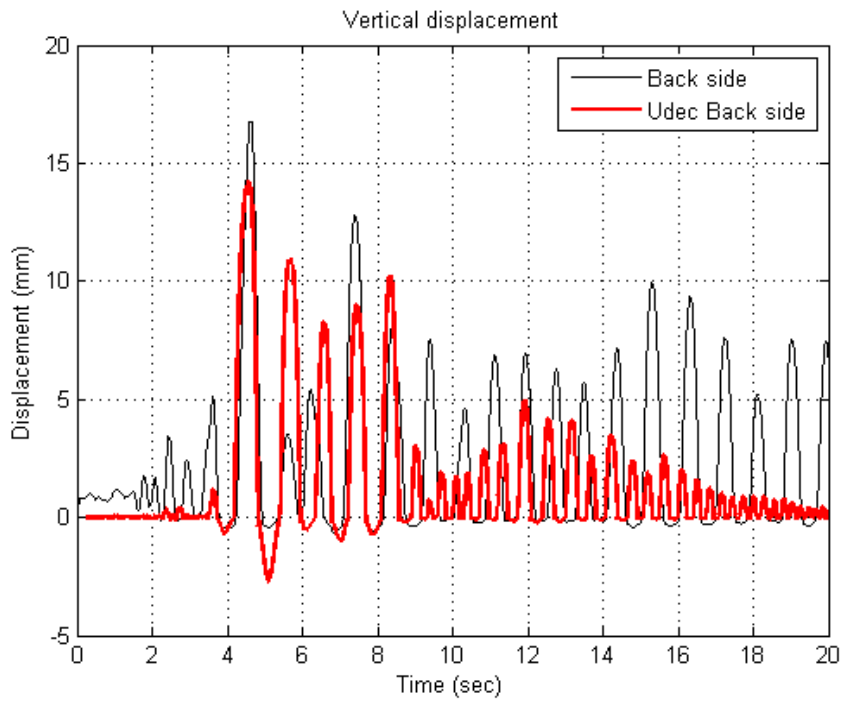
Σχήμα 1.4.71. Μετακίνηση κορυφής παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



Σχήμα 1.4.72. Συνολική μετακίνηση κορυφής παράλληλη στη σεισμική διέγερση.

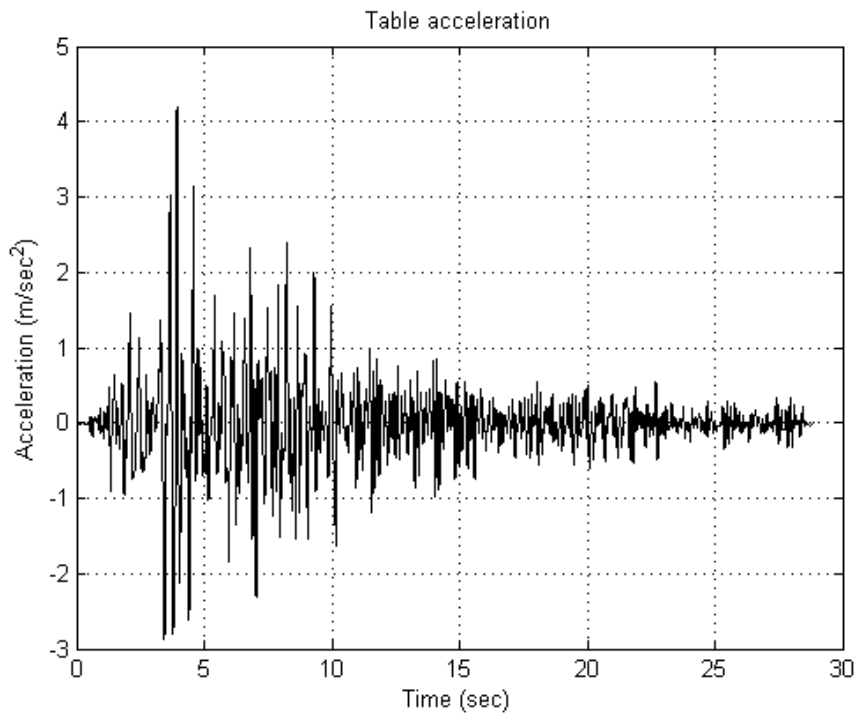


Σχήμα 1.4.73. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά.

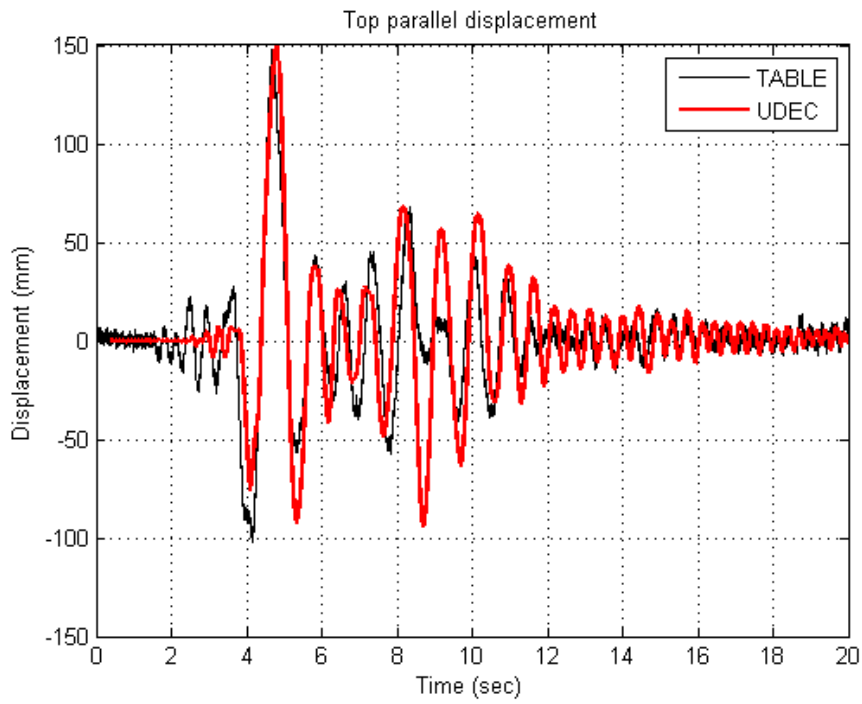


Σχήμα 1.4.74. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.

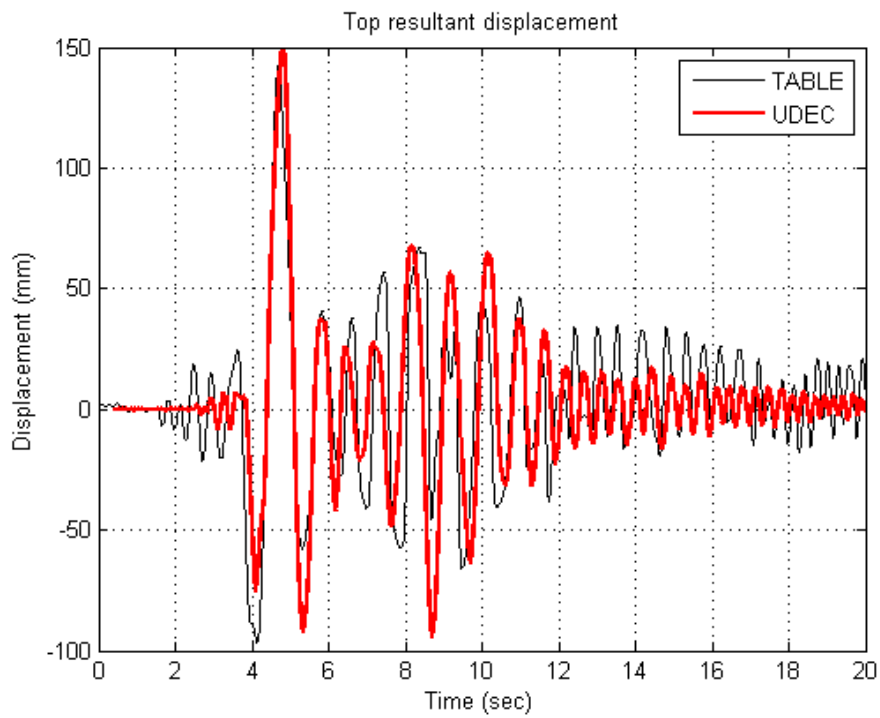
Καταγραφή Λευκάδα /Σταθμός #1/2003/ PGA=0.34g Ένταση 100%



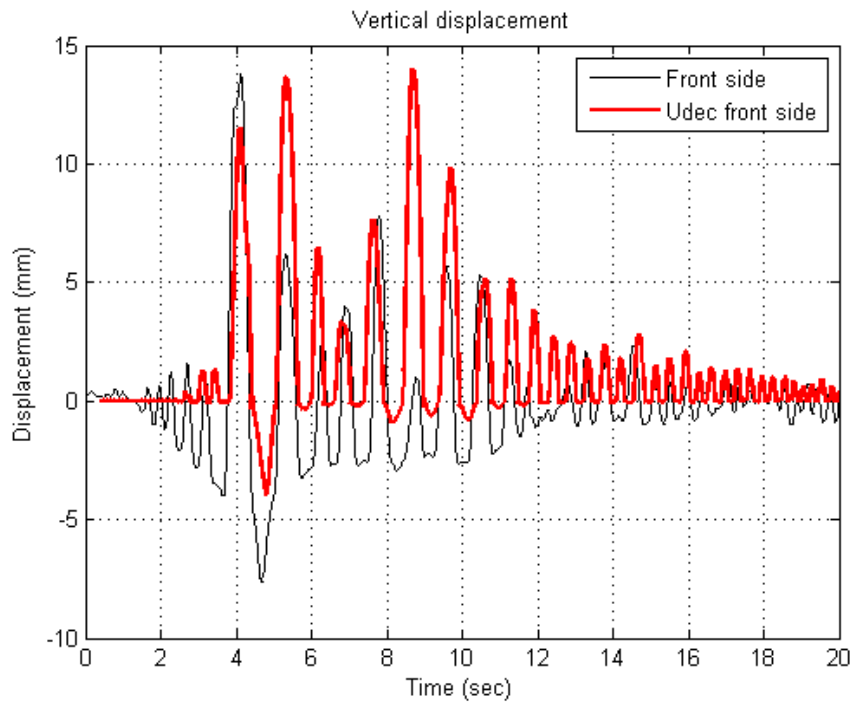
Σχήμα 1.4.75. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας



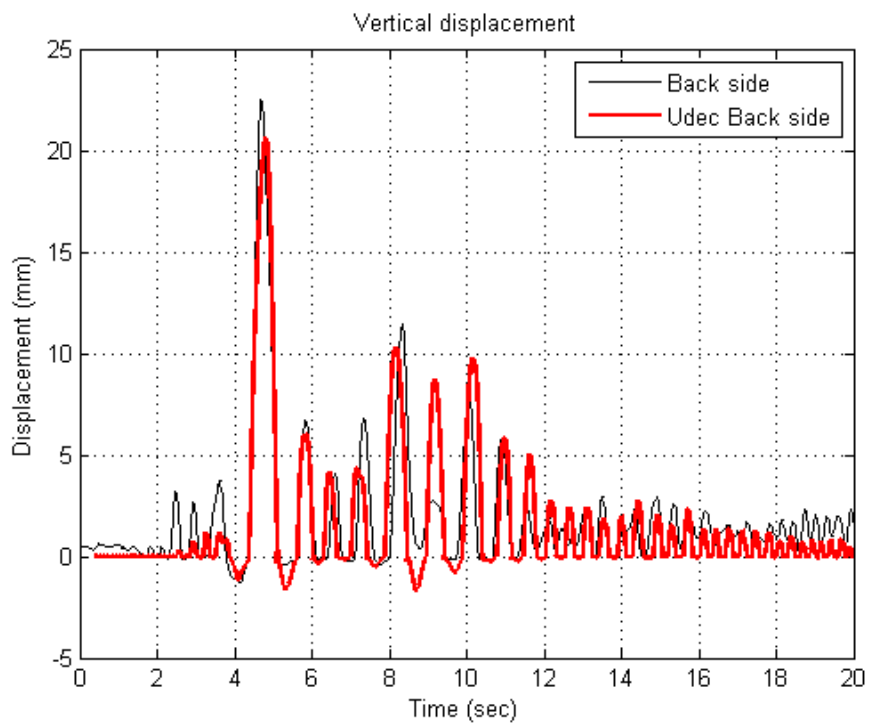
Σχήμα 1.4.76. Μετακίνηση κορυφής παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



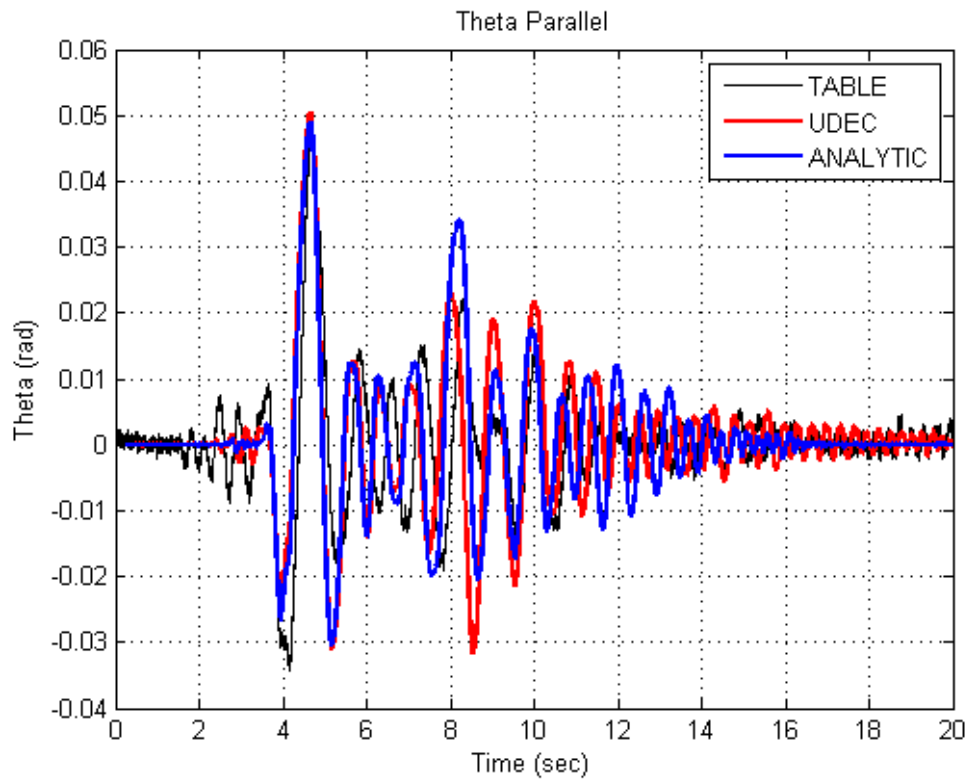
Σχήμα 1.4.77. Μετακίνηση κορυφής σε σχέση με τη συνολική μετακίνηση του δοκιμίου παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



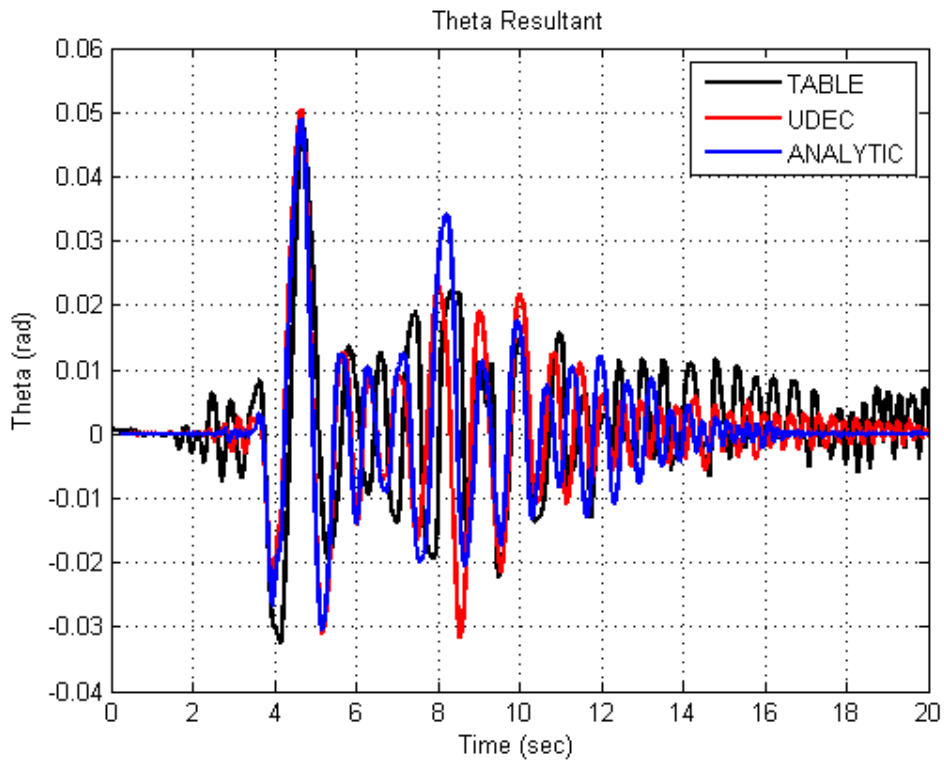
Σχήμα 1.4.78. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής δεξιά.



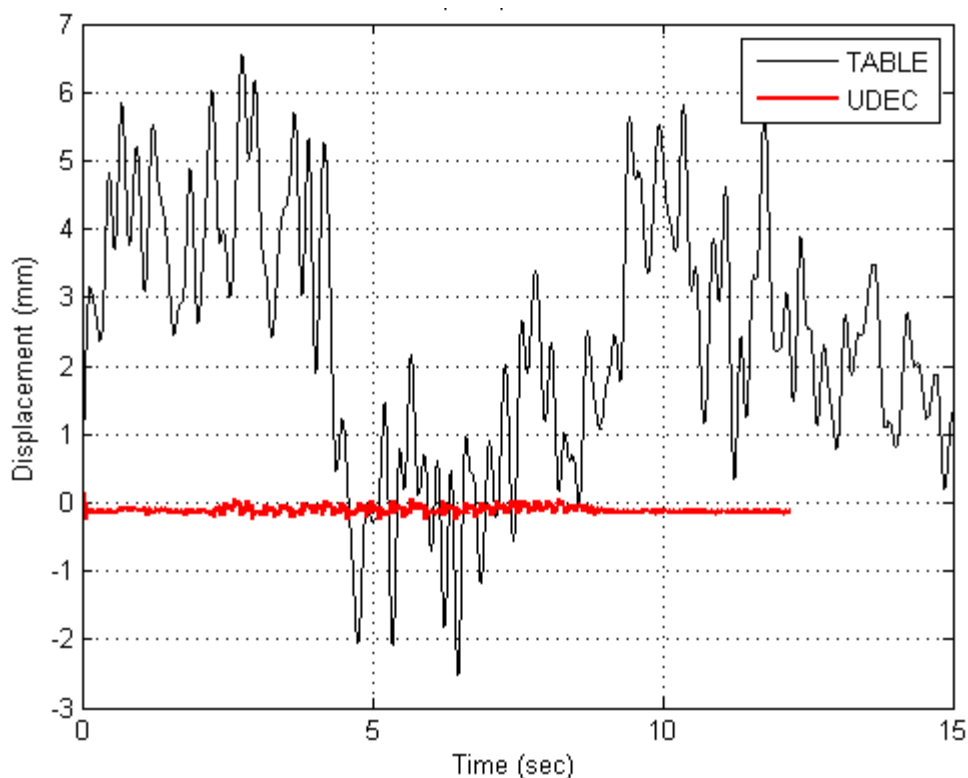
Σχήμα 1.4.79. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής αριστερά.



Σχήμα 1.4.80. Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.



Σχήμα 1.4.81. Συνολική μεταβολή γωνίας θ .



Σχήμα 1.4.82. Σύγκριση ολίσθησης μεταξύ πειράματος και προσομοιώματος Udec για την καταγραφή Pacoima Dam 20%.

Συμπεράσματα

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι η απόκριση του προσομοιώματος στο Udec είναι αρκετά ρεαλιστική. Ειδικά μέχρι τις δύο με τρεις πρώτες κρούσεις (όπου συμβαίνει συνήθως και η εντονότερη απόκριση του στύλου) και σε κάποιες περιπτώσεις και αρκετά αργότερα, η σύμπτωση των διαγραμμάτων είναι ικανοποιητική. Τυχόν αποκλίσεις μεταξύ διαγραμμάτων πειράματος - προσομοιώματος Udec οφείλονται στην εκτός επιπέδου συνιστώσα της απόκρισης του στύλου, που στην πραγματικότητα είναι τρισδιάστατη, σε σχέση με την δυσδιάστατη απόκριση στις αναλύσεις. Διαφοροποίηση στη συμπεριφορά προέκυψε και λόγω της ολίσθησης που υπήρξε κατά τη διάρκεια των πειραμάτων αφού οι παράμετροι που δόθηκαν στο προσομοίωμα Udec παρότι είχαν ρεαλιστικές τιμές προκειμένου, εφόσον υπάρξει ολίσθηση, να είναι συγκρίσιμες με τα πειραματικά δεδομένα εν τούτοις οι μετακινήσεις ολίσθησης ήταν αμελητέες σε σχέση με αυτές των πειραμάτων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.4.82.

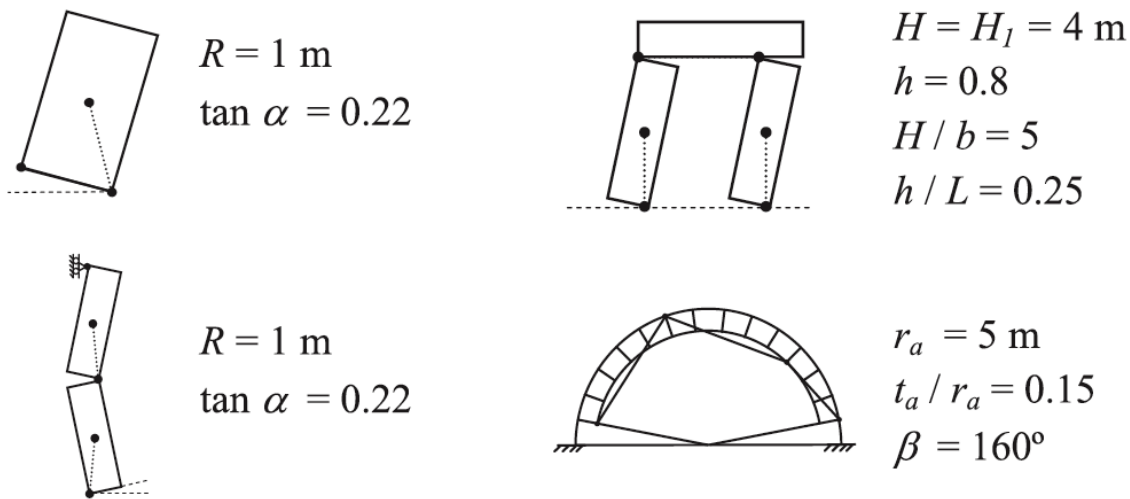
Αντίστοιχα καλή είναι και η σύγκριση των γωνιών στροφής θ με αυτές της αναλυτικής λύσης των Zhang and Makris (2001). Η όποια διαφορά προκύπτει από την ανάλυση μέσω Udec οφείλεται στο γεγονός ότι ο συντελεστής ανάπαλσης προκύπτει στην αναλυτική λύση για 100% στερεό σώμα χωρίς καμία απολύτως παραμόρφωση ενώ έχει γίνει παραδεκτή και η απόλυτη ανυπαρξία ολίσθησης. Η συμφωνία μεταξύ των πειραματικών, αριθμητικών και των αναλυτικών αποτελεσμάτων, κυρίως ως προς τους πρώτους μεγάλους κύκλους λικνισμού που είναι και οι καθοριστικοί για τον σχεδιασμό, κρίνεται ιδιαίτερα ικανοποιητική.

1.5. ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ – ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΕΣ ΑΨΙΔΕΣ

Οι λίθινες αψίδες των ιστορικών γεφυριών και ιστορικών κατασκευών γενικότερα, παρουσιάζουν παρόμοιο πλευρικό μηχανισμό λικνιστικής απόκρισης με αυτόν του μεμονωμένου στύλου ή του λικνιζόμενου πλαισίου (βλ. επόμενα κεφάλαια). Στο κεφάλαιο αυτό μελετάται ο μηχανισμός αυτός κατά την στιγμή της εκκίνησης του λικνισμού και υπολογίζεται η θέση των επικείμενων αρθρώσεων και το ελάχιστο πάχος t κυκλικών λίθινων τόξων με μέση ακτίνα R και γωνία εναγκαλισμού β , τα οποία μπορούν οριακά να φέρουν το ίδιο βάρος τους, μαζί με ορισμένο επίπεδο οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης *εγ*. Το κεφάλαιο αυτό αποδεικνύει ότι η τιμή της ελάχιστης πλευρικής επιτάχυνσης που απαιτείται για να μετατρέψει ένα τόξο με ραδιότητα $(t/R, \beta)$ σε μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων εξαρτάται από τη διεύθυνση των διαρρήξεων στις θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων. Το αποτέλεσμα αυτό εξάγεται μέσω λογισμού των μεταβολών, και συγκεκριμένα μέσω της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας, και αποδεικνύεται ότι ένα κυκλικό τόξο μετατρέπεται σε μηχανισμό με κατακόρυφες διαρρήξεις όταν υπόκειται σε πλευρική εδαφική επιτάχυνση ελαφρώς μικρότερη από την πλευρική επιτάχυνση που απαιτείται για τη δημιουργία μηχανισμού με ακτινωτές διαρρήξεις. Στο κεφάλαιο εξηγείται ότι η πολλαπλότητα της λύσης για τον προσδιορισμό της ελάχιστης επιτάχυνσης ανασήκωσης είναι αποτέλεσμα των πολλαπλών τρόπων που μπορεί ένα κυκλικό τόξο με πεπερασμένο πάχος να διαρραγεί σε δεδομένη θέση. Επιβεβαιώνεται επίσης ότι τα αποτελέσματα που εξήχθησαν με εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό διακριτών στοιχείων βρίσκονται σε πολύ καλή συμφωνία με αυτά της αναλυτικής λύσης.

Η δυναμική λικνιστική απόκριση διαφορετικών φαινομενικά κατασκευών, όπως ένα ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο ή μία λίθινη αψίδα (Σχήμα 1.5.1), παρουσιάζεται ισοδύναμη με την λικνιστική απόκριση του μεμονωμένου λικνιζόμενου στύλου (*rocking block*), του οποίου η θεωρία είναι γνωστή εδώ και περίπου μισόν αιώνα (DeJong and Dimitrakopoulos 2014). Ενώ τα επόμενα κεφάλαια αφιερώνονται κυρίως στην απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου, το κεφάλαιο αυτό θα αναπτύξει και θα κατανοήσει τη μορφή του ισοδύναμου πλευρικού μηχανισμού που αναπτύσσουν οι λίθινες αψίδες.

Στο πρώτο μισό του 18^{ου} αιώνα ο Couplet (1729, 1730) παρουσίασε μία αξιοθαύμαστη ολοκληρωμένη λύση του προβλήματος του προσδιορισμού του ελάχιστου επιτρεπτού πάχους t ενός ημικυκλικού τόξου μέσης ακτίνας R , ικανό να φέρει το ίδιο βάρος του. Η εργασία του αναδεικνύει με τον πιο σαφή τρόπο τις δύο κεντρικές έννοιες που απαιτούνται για την οριακή ανάλυση ευστάθειας λίθινων τόξων με μηδενική εφελκυστική αντοχή: (α) την οριακή γραμμή ώθησης και (β) τον επικείμενο μηχανισμό κατάρρευσης. Ο Couplet (1729, 1730) αντιμετώπισε την πρόκληση του υπολογισμού της θέσης της άρθρωσης στο εσωράχιο του συμμετρικού μηχανισμού των πέντε αρθρώσεων. Το πρόβλημα αυτό το παρέκαμψε υποθέτοντας ότι η άρθρωση του εσωραχίου θα συμβεί σε γωνία $\varphi_r=45^\circ=\pi/4$. Με τον τρόπο αυτό ο Couplet (1729, 1730) εξανάγκασε την επιλογή του μηχανισμού κατάρρευσης. Επομένως, η λύση του για το οριακό πάχος, $t/R=0.101$, είναι μη συντηρητική, δεδομένου ότι ένας παραπλήσιος μηχανισμός θα μπορούσε να είχε συμβεί σε μεγαλύτερα πάχη. Η ακριβής θέση της άρθρωσης του εσωραχίου $\varphi_r=54.48^\circ$ και το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος $t/R=0.1075$ ενός ημικυκλικού μονολιθικού τόξου μηδενικής εφελκυστικής αντοχής υπολογίστηκε με ακρίβεια για πρώτη φορά από τον Milankovitch (1904, 1907), περίπου 175 χρόνια μετά την πρωτοποριακή εργασία του Couplet (1729, 1730).



Σχήμα 1.5.1. Τέσσερις διαφορετικές κατασκευές (μεμονωμένος στύλος, λικνιζόμενο πλαίσιο, μηχανισμός εκτός επιπέδου αστοχίας τοιχοποιίας, λικνιζόμενο τόξο) που παρουσιάζουν παρόμοια μη- γραμμική δυναμική λικνιστική απόκριση (DeJong and Dimitrakopoulos 2014).

Παρόλο που η ανάλυση των λίθινων τόξων υπό στατικά φορτία βαρύτητας έχει μακρόχρονη ιστορία και πλούσια βιβλιογραφία (Heyman 1969, Focé 2005, Focé 2007, Albuérne and Huerta 2012, και λοιπές αναφορές μέσα στις εργασίες αυτές), η ανάλυση των λίθινων τόξων υπό πλευρική δυναμική φόρτιση ουσιαστικά ξεκινάει με την πρωτότυπη εργασία του Orpenheim (1992).

Σε ανάλυση στο επίπεδο, η δυναμική απόκριση λίθινων τόξων μηδενικής εφελκυστικής αντοχής μπορεί να προσδιοριστεί σε δύο βήματα. Το βήμα (α) είναι μία στατική ανάλυση ευστάθειας/ισορροπίας που υπολογίζει την ελάχιστη οριζόντια επιτάχυνση \ddot{u}_g^{up} που απαιτείται για να διαρραγεί ένα κυκλικό τόξο με γωνία εναγκαλισμού (*embrace angle*) β σε τέσσερις θέσεις (δημιουργία αρθρώσεων) αναγκάζοντάς το να λικνιστεί (*rocking*). Από τη στιγμή αυτή και μετά, το βήμα (β) είναι ο υπολογισμός της δυναμικής απόκρισης του λικνιζόμενου τόξου μέσω της επίλυσης της μη γραμμικής εξ.ς κίνησης, ενώ παράλληλα απαιτείται μία ικανοποιητική προσομοίωση της επίδρασης της κρούσης που συμβαίνει κάθε φορά που η κίνηση αλλάζει φορά.

Το βήμα (α) είναι ένα καθαρά γεωμετρικό πρόβλημα, το οποίο είναι ανεξάρτητο από την κλίματα (μέγεθος= R) του τόξου και εξαρτάται μόνο από τη ραδινότητά του τόξου= $(t/R, \beta)$. Σε αναλογία με το πρόβλημα του ελεύθερα εδραζόμενου ορθογωνικού μπλοκ (με βάση= $2b$ και ύψος= $2h$) όπου η οριζόντια επιτάχυνση ανασήκωσης είναι $\ddot{u}_g^{up}/g=b/h=\tan\alpha$, το πρόβλημα του βήματος (α) για τα κυκλικά τόξα επικεντρώνεται στον προσδιορισμό της αντίστοιχης εξ.ς $\ddot{u}_g^{up}/g=f(t/R, \beta)$.

Στην περίπτωση του ελεύθερα εδραζόμενου ορθογωνικού μπλοκ είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός της επιτάχυνσης ανασήκωσης $\ddot{u}_g^{up}/g=b/h$, δεδομένου ότι η θέση του σχηματισμού της άρθρωσης είναι εκ των προτέρων γνωστή—είναι οι γωνίες της βάσης του ορθογωνικού μπλοκ. Στην περίπτωση ενός κυκλικού μονολιθικού τόξου, το οποίο πρόκειται να μετατραπεί σε μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων και να λικνιστεί, ο υπολογισμός της επιτάχυνσης ανασήκωσης $\ddot{u}_g^{up}/g=f(t/R, \beta)$ δεν είναι άμεσος, καθώς οι θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων είναι άγνωστες. Ως αποτέλεσμα, όταν κάποιος μελετάει την οριακή ευστάθεια τόξων υπό πλευρική φόρτιση αντιμετωπίζει την πρόκληση του υπολογισμού των θέσεων των τεσσάρων επικείμενων αρθρώσεων, με τον ίδιο τρόπο που ο Pierre Couplet αντιμετώπισε την πρόκληση του υπολογισμού της θέσης της άρθρωσης στο εσωράχιο όταν το κυκλικό τόξο υπόκειται μόνο στα φορτία του ιδίου βάρους του.

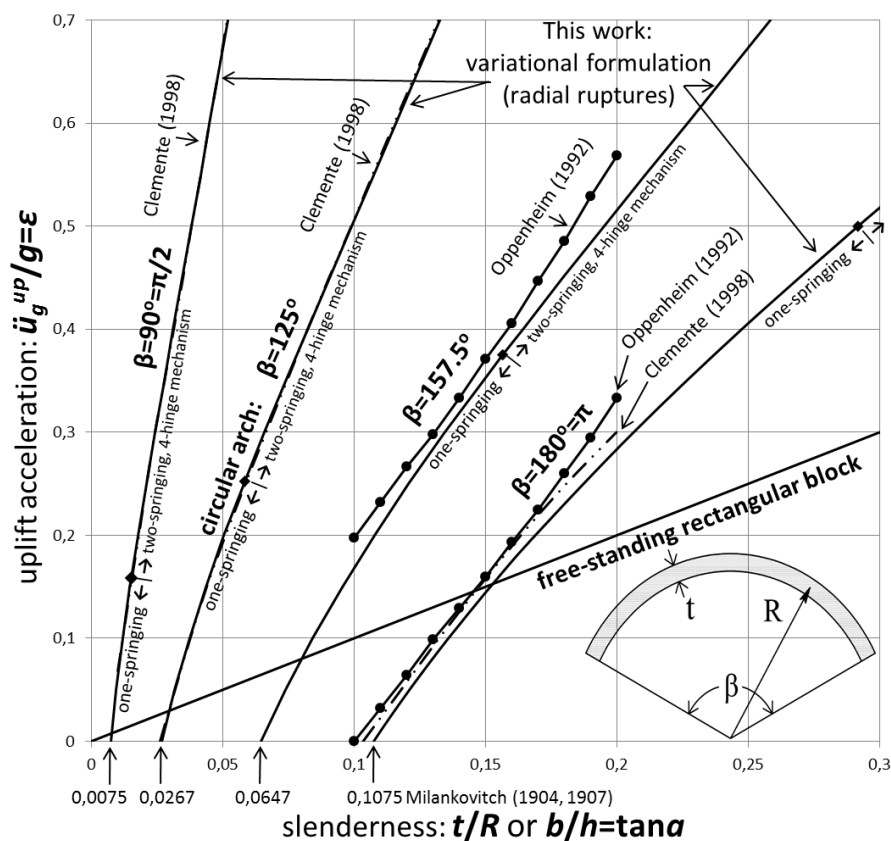
Μετά από τον καθορισμό στο βήμα (α) των θέσεων των επικείμενων αρθρώσεων του μηχανισμού

του κυκλικού τόξου (R, t, β) μαζί με την επιτάχυνση διάρρηξης/ανασήκωσης $\ddot{u}_g^{up}/g=f(t/R, \beta)$, το τόξο θα λικνιστεί σαν ένας μηχανισμός τεσσάρων συνδέσμων (*four-link mechanism*), ενός βαθμού ελευθερίας. Η μη γραμμική δυναμική απόκριση του τόξου που εξετάζεται στο βήμα (β) δεν εξαρτάται μόνο από τη ραδινότητα του τόξου ($t/R, \beta$), αλλά και από το μέγεθός του, R , όπως έχουν παρουσιάσει οι Oppenheim (1992) και Clemente (1998) και έχουν περαιτέρω επιβεβαιώσει οι De Lorenzis et al. (2007) και DeJong (2008).

Στα πλαίσια του Κεφ. 1 επανεξετάζεται το βήμα (α) και υπολογίζεται με αυστηρότητα η τιμή της επιτάχυνσης διάρρηξης/ανασήκωσης ενός κυκλικού τόξου με ραδινότητα ($t/R, \beta$) μετά από τον ακριβή υπολογισμό των θέσεων των τεσσάρων επικείμενων αρθρώσεων μέσω της εφαρμογής του λογισμού των μεταβολών, και συγκεκριμένα μέσω της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας. Το κεφάλαιο δείχνει ότι η τιμή της ελάχιστης οριζόντιας επιτάχυνσης που απαιτείται για να μετατρέψει ένα τόξο με ραδινότητα ($t/R, \beta$) σε μηχανισμό τεσσάρων συνδέσμων εξαρτάται από τη διεύθυνση των διαρρήξεων στα σημεία των αρθρώσεων—δηλαδή από τη στερεοτομία του τόξου.

Στην πρωτότυπη εργασία του ο Oppenheim (1992) δεν θεώρησε ένα συνεχές μονολιθικό τόξο μηδενικής εφελκυστικής αντοχής, αλλά ένα κυκλικό τόξο το οποίο αποτελείται από επτά (7) αψιδόλιθους με οκτώ (8) ακτινωτούς αρμούς. Κατά συνέπεια, οι επικείμενες αρθρώσεις στο τόξο του Oppenheim μπορούν μόνο να συμβούν στις προκαθορισμένες θέσεις των οκτώ αρμών, και άρα το τόξο του Oppenheim επιτρέπει την ανάπτυξη πεπερασμένου αριθμού φυσικά αποδεκτών μηχανισμών, ενώ αποκλείει γειτονικούς μηχανισμούς που θα μπορούσαν να αναπτυχθούν στο συνεχές μονολιθικό τόξο σε χαμηλότερη πλευρική φόρτιση. Για παράδειγμα, ο Oppenheim (1992) επισημαίνει ότι «σε ένα τόξο με $t/R=0.10$ ο κυρίαρχος μηχανισμός έχει αρθρώσεις στις θέσεις -5, -1, 3, 7 στις οποίες η ελάχιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση για την έναρξη της κίνησης ισούται με 0.196 g. Προφανώς, το αποτέλεσμα αυτό σχετίζεται μόνο με το τόξο του Oppenheim με τους επτά αψιδόλιθους σε ακτινωτή διάταξη και με γωνία εναγκαλισμού $\beta=157.5^\circ$.

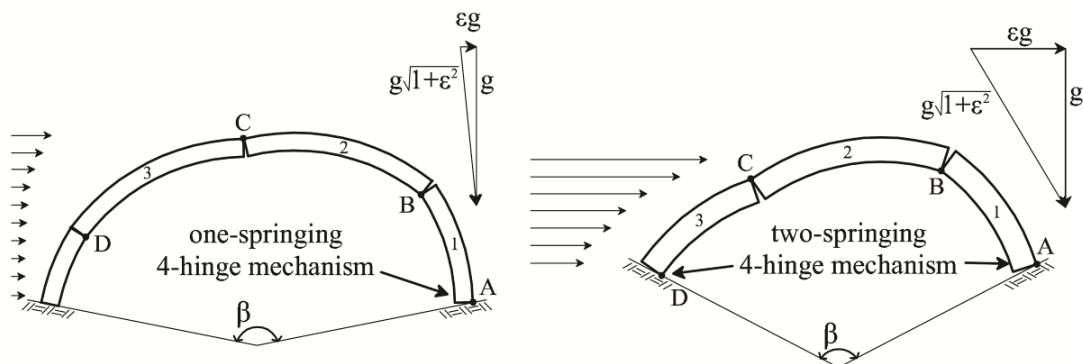
Ενώ ο Oppenheim (1992) αναγνωρίζει ότι ο κρίσιμος μηχανισμός ενός λίθινου τόξου με δεδομένο ικανό πάχος t/R είναι αυτός που ενεργοποιείται από την ελάχιστη δυνατή οριζόντια εδαφική επιτάχυνση, δεν δίνεται εξήγηση του πως επελέγη ο «θεωρητικά κυρίαρχος μηχανισμός» (*“theoretical governing mechanism”*) με αρθρώσεις στις θέσεις -7, -1, 3 και 7. Στο Σχήμα 1.5.2 σχεδιάζεται η ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης ενός ημικυκλικού τόξου όπως υπολογίστηκε από τον Oppenheim (1992) για την περίπτωση των επτά αψιδόλιθων μαζί με την ακριβή λύση για κυκλικό μονολιθικό τόξο που υπολογίζεται στο κεφάλαιο αυτό με λογισμό των μεταβολών και ύστερα από την υπόθεση ότι οι διαρρήξεις στις θέσεις των αρθρώσεων θα έχουν ακτινωτή διεύθυνση. Τα αποτελέσματα που παρουσίασε ο Oppenheim (1992) είναι ελαφρώς πάνω από την ελάχιστη απαιτούμενη επιτάχυνση ανασήκωσης ενός συνεχούς μονολιθικού τόξου, δεδομένου ότι στο τόξο του Oppenheim με τους επτά αψιδόλιθους οι αρθρώσεις μπορούν να δημιουργηθούν μόνο στις διακριτές θέσεις των οκτώ αρμών. Μαζί με τις τιμές της επιτάχυνσης ανασήκωσης για το ημικυκλικό τόξο με ραδινότητα ($t/R, \beta$), το Σχήμα 1.5.2 παρουσιάζει επίσης την επιτάχυνση ανασήκωσης του ελεύθερα εδραζόμενου ορθογωνικού μπλοκ με ραδινότητα $b/h=\tan\alpha$. Το Σχήμα 1.5.2 δείχνει ότι εφόσον το κυκλικό τόξο είναι αρκετά ικανό να φέρει το ίδιο βάρος του ($t/R>0.0075$ για $\beta=90^\circ$, $t/R>0.0267$ για $\beta=125^\circ$, $t/R>0.0647$ για $\beta=157.5^\circ$, $t/R>0.1075$ για $\beta=\pi$), η οριζόντια επιτάχυνση \ddot{u}_g^{up} που απαιτείται για την έναρξη του λικνισμού αυξάνεται πολύ πιο γρήγορα με την αύξηση της ραδινότητας από ότι η οριζόντια επιτάχυνση που απαιτείται για την έναρξη του λικνισμού της ελεύθερα εδραζόμενης στήλης/μπλοκ. Η σύγκριση αυτή συνεισφέρει στην κατανόηση της σεισμικής ευστάθειας του τόξου επί αντιστοιχιμάτων (*buttress-arch*) όπως παρουσιάστηκε από τον De Luca et al. (2004).



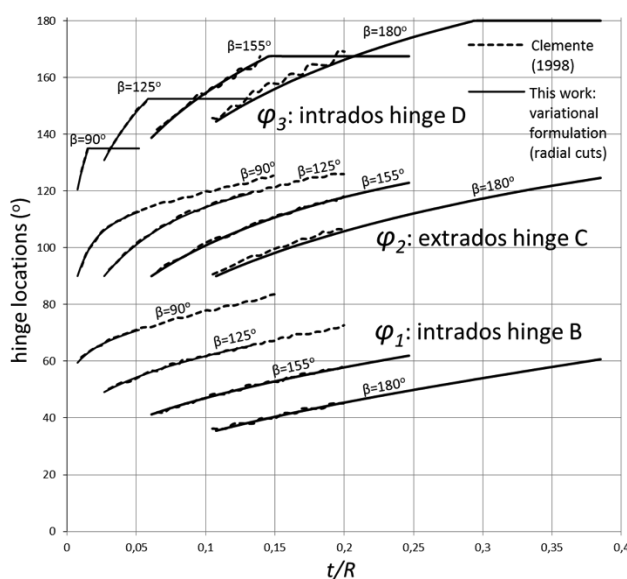
Σχήμα 1.5.2. Ελάχιστη οριζόντια επιτάχυνση ανασήκωσης ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού β και ραδινότητα t/R . Η αυστηρή λύση, που εξήχθη στο κεφάλαιο αυτό με λογισμό των μεταβολών (συνεχείς γραμμές) μετά την υιοθέτηση ακτινωτών τομών στα σημεία των επικείμενων αρθρώσεων, συγκρίνεται με τα αποτελέσματα του Oppenheim (1992) για τόξο με επτά αψιδόλιθους και του Clemente (1998).

Ο Clemente (1998) ασχολήθηκε περαιτέρω με τη δυναμική απόκριση και ανάλυση της ευστάθειας λίθινων τόξων υπό οριζόντια πλευρική φόρτιση. Στην εργασία του, ο αρθρωτός μηχανισμός και η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που απαιτείται για την ενεργοποίησή του προσδιορίζονται μέσω της εφαρμογής μίας επαναληπτικής διαδικασίας η οποία υποθέτει έναν αρχικό μηχανισμό που προσαρμόζεται βηματικά ώστε να ικανοποιήσει συγχρόνως (α) την αρχή των δυνατών έργων αφενός, και αφετέρου (β) η γραμμή ώθησης του μηχανισμού να εμπεριέχεται οριακά μέσα στη διατομή του τόξου. Συνεπώς, η επαναληπτική διαδικασία του Clemente (1998) συγχέει στοιχεία από ενεργειακές μεθόδους και από γεωμετρική προσέγγιση που εμπλέκει την οριακή γραμμή ώθησης. Στο Σχήμα 1.5.2 έχει σχεδιαστεί με μικτή γραμμή (*chain line*) η ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης ενός συνεχούς μονολιθικού τόξου με ραδινότητα t/R και $\beta=90^\circ$, 125° και 180° , όπως υπολογίστηκε από τον Clemente (1998) δίπλα από τα αποτελέσματα του Oppenheim (1992) για τόξο με επτά αψιδόλιθους και $\beta=157.5^\circ$, 180° . Τα αποτελέσματα του Clemente (1998) βρίσκονται σε πολύ καλή συμφωνία με την αυστηρή λύση που εξάγεται στα πλαίσια του Κεφ. 1 με χρήση λογισμού των μεταβολών, μετά την υπόθεση ότι οι επικείμενες διαρρήξεις θα έχουν ακτινωτή διεύθυνση.

Το αξιοσημείωτο στην εργασία του Clemente (1998) είναι ότι αναγνωρίζει πως όταν ένα λίθινο τόξο υπόκειται σε πλευρική φόρτιση (για παράδειγμα προς τα δεξιά), η ακραία δεξιά άρθρωση θα συμβεί στη βάση (γένεση) του τόξου στο σημείο A, ενώ η ακραία αριστερή άρθρωση D είναι πιθανό να συμβεί σε εσωτερικό σημείο πάνω από την αριστερή έδραση. Συνεπώς, ανάλογα με τη ραδινότητα του τόξου (t/R , β) και το επίπεδο της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης το κυκλικό τόξο μπορεί να αναπτύξει ένα μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων, με άρθρωση είτε στη μία είτε και στις δύο γενέσεις του τόξου, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.5.3.



Σχήμα 1.5.3. Ανάλογα με την τιμή της γωνίας εναγκαλισμού β , του πάχους του τόξου t/R , και το μέγεθος της οριζόντιας επιτάχυνσης ϵg , ο μηχανισμός των τεσσάρων αρθρώσεων θα αναπτυχθεί με άρθρωση είτε στη μία (αριστερά) είτε και στις δύο γενέσεις του τόξου (δεξιά).



Σχήμα 1.5.4. Θέση των επικείμενων αρθρώσεων φ_1 , φ_2 και φ_3 , στα σημεία B, C και D αντίστοιχα, ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β και ραδινότητα t/R . Η αυστηρή λύση που εξήχθη από το κεφάλαιο αυτό με λογισμό των μεταβολών (συνεχείς γραμμές), μετά την υπόθεση ακτινωτών διαρρήξεων στα σημεία των επικείμενων αρθρώσεων, συγκρίνεται με τα αποτελέσματα του Clemente (1998).

Το Σχήμα 1.5.4 παρουσιάζει με διακεκομμένη γραμμή τις θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων φ_1 , φ_2 και φ_3 , στα σημεία B, C και D αντίστοιχα (βλ. επίσης Σχήμα 1.5.5) ενός συνεχούς μονολιθικού κυκλικού τόξου με ραδινότητα t/R και $\beta=90^\circ$, 125° , 155° και 180° , όπως υπολογίστηκε από τον Clemente (1998). Στην εργασία του, ο Clemente επικεντρώνεται στο να παρουσιάσει τις θέσεις των αρθρώσεων για την περίπτωση του μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων, με άρθρωση μόνο στη μία βάση, και ως συνέπεια στο γράφημα του Clemente δεν περιλαμβάνονται οι οριζόντιοι κλάδοι της τρίτης άρθρωσης φ_3 του Σχήματος 1.5.4, οι οποίοι αντιστοιχούν στην περίπτωση του μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων, με αρθρώσεις και στις δύο γενέσεις του τόξου ($\varphi_3=\beta+(\pi-\beta)/2=(\beta+\pi)/2$). Το Σχήμα 1.5.4 επιβεβαιώνει ότι τα αποτελέσματα του Clemente (1998) βρίσκονται σε άριστη συμφωνία με την αυστηρή λύση που εξήχθη στο κεφάλαιο αυτό μέσω λογισμού των μεταβολών μετά την υπόθεση ότι οι διαρρήξεις θα έχουν ακτινωτή διεύθυνση.

Ο Ochsendorf (2002) βασίζεται στην εργασία του Clemente (1998) και αναπτύσσει μία εναλλακτική επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό του μηχανισμού αστοχίας και την ελάχιστη επιτάχυνση που απαιτείται για την διάρρηξη/ανασήκωση του κυκλικού τόξου. Γνωρίζοντας ότι η μία εκ των τεσσάρων αρθρώσεων θα βρίσκεται στη γένεση του τόξου, ο Ochsendorf (2002) αρχικά υποθέτει τις θέσεις των τριών άλλων αρθρώσεων και στη συνέχεια

υπολογίζει το επίπεδο της οριζόντιας επιτάχυνσης που ικανοποιεί την αρχή των δυνατών έργων. Αυτός ο υπολογισμός επαναλαμβάνεται σε γειτονικές θέσεις των τριών υποτιθέμενων αρθρώσεων μέχρι η διαδικασία να συγκλίνει στη χαμηλότερη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης που μπορεί να ενεργοποιήσει έναν κινηματικά αποδεκτό μηχανισμό. Η επαναληπτική διαδικασία του Ochsendorf (2002) είναι ουσιαστικά μία αριθμητική άσκηση που προσομοιώνει σε βηματική μορφή τη θεμελιώδη αρχή του λογισμού των μεταβολών (κάθε νέο υπολογιστικό βήμα στο λογισμικό του Ochsendorf εμπεριέχει μία πεπερασμένη μεταβολή των θέσεων των αρθρώσεων) από την οποία προκύπτει και η αρχή της στάσιμης δυναμικής ενέργειας.

Στα πλαίσια του Κεφ. 1 εξετάστηκε η απευθείας εφαρμογή της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας για τον υπολογισμό της τιμής της επιτάχυνσης διάρρηξης/ανασήκωσης ενός κυκλικού τόξου μαζί με την ακριβή θέση των τεσσάρων επικείμενων αρθρώσεων. Η αυστηρή αυτή εφαρμογή του λογισμού των μεταβολών δείχνει ότι η ακριβής τιμή της επιτάχυνσης διάρρηξης/ανασήκωσης εξαρτάται από τη στερεοτομία του τόξου και τοποθετεί το πρόβλημα της οριακής ανάλυσης ευστάθειας λίθινων τόξων μέσα στη θεωρία των ενεργειακών μεθόδων, απελευθερώνοντάς το από την ανάγκη του προσδιορισμού της γραμμής ώθησης.

Υπολογισμός μηχανισμού κατάρρευσης τεσσάρων αρθρώσεων

Έστω ένα κυκλικό τόξο (R, t, β) με μέση ακτίνα R , πάχος t , και γωνία εναγκαλισμού β , το οποίο υπόκειται σε συνεχή (στατική) οριζόντια πλευρική επιτάχυνση *eg.* Πριν από τη δημιουργία αρθρωτού μηχανισμού το τόξο συμπεριφέρεται σαν ένα άκαμπτο σώμα, και επομένως, η κατανομή του πλευρικού αδρανειακού φορτίου θα είναι ανάλογη της κατανομής της μάζας του κυκλικού τόξου, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.5.5. Για λεπτά τόξα, η κατανομή αυτή μπορεί να προσεγγιστεί με $q(h)=\rho/\sin\varphi$. Όταν η πλευρική αδρανειακή φόρτιση γίνει αρκετά μεγάλη, το τόξο θα μετατραπεί σε μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων. Ο Clemente (1998) έδειξε ότι η ακραία άρθρωση A (Σχήμα 1.5.5) σχηματίζεται στη γένεση του τόξου στο εξωράχιο στη θέση $\beta_0=(\pi-\beta)/2$, και ο αντίστοιχος κινηματικά αποδεκτός μηχανισμός έχει μία ακόμα άρθρωση B στο εσωράχιο στην άγνωστη θέση φ_1 , μία άρθρωση στο εξωράχιο C στην άγνωστη θέση φ_2 και μία άρθρωση στο εσωράχιο D στην άγνωστη θέση φ_3 . Στο κεφάλαιο αυτό η θέση των αρθρώσεων υπολογίζεται μέσω της εφαρμογής της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας, και για το σκοπό αυτό απαιτείται ο προσδιορισμός των βαρών των επιμέρους αρθρωτών τμημάτων του τόξου.

Ακτινωτές τομές – Λογισμός των Μεταβολών

Στο σημείο αυτό γί μία υπόθεση για τη διεύθυνση των επικείμενων διαρρήξεων στα σημεία B, C και D. Η πλέον συνήθης υπόθεση θα ήταν η ακτινωτή διεύθυνση, δεδομένου ότι στην περίπτωση αυτή οι διαρρήξεις θα έχουν το μικρότερο μήκος από κάθε άλλη πιθανή περίπτωση. Μετά από την υιοθέτηση ακτινωτών τομών, τα βάρη W_2 και W_3 των τμημάτων 2 (τμήμα BC) και 3 (τμήμα CD) του τόξου δίνονται από τις σχέσεις

$$W_2 = tR(\phi_2 - \phi_1) \quad (1.5.1)$$

$$W_3 = tR(\phi_3 - \phi_2) \quad (1.5.2)$$

ενώ το βάρος του σύνθετου τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) δίνεται από:

$$W_{1-2} = tR(\phi_2 - \beta_o) \quad (1.5.3)$$

Ακολουθως, οι συντεταγμένες των κέντρων βάρους των τμημάτων αυτών δίνονται από τις σχέσεις

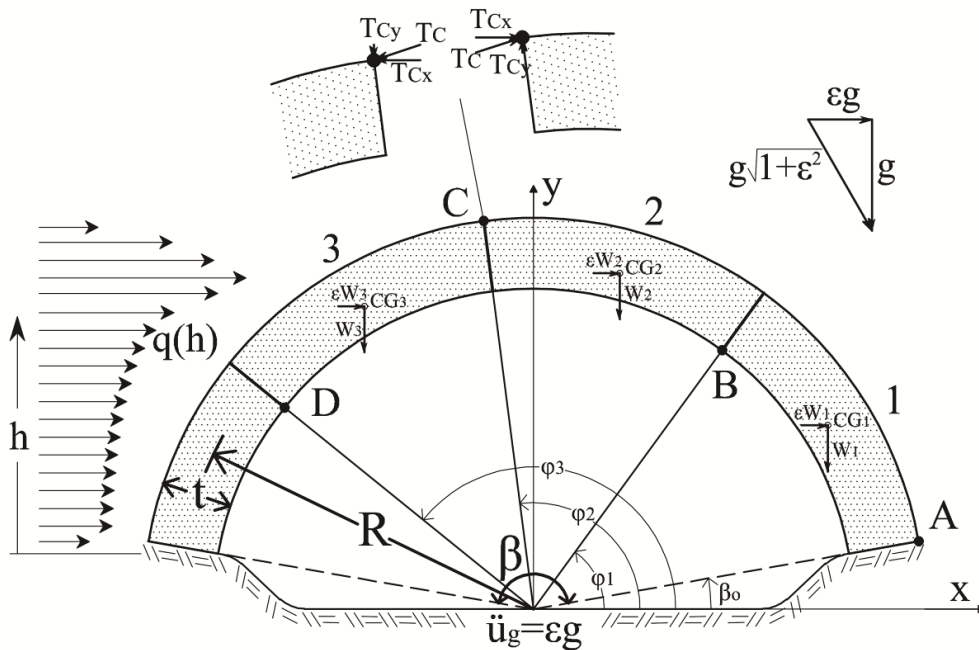
$$x_{o2} = R \frac{\sin \phi_2 - \sin \phi_1}{\phi_2 - \phi_1} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right), \quad y_{o2} = -R \frac{\cos \phi_2 - \cos \phi_1}{\phi_2 - \phi_1} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right) \quad (1.5.4)$$

$$x_{o3} = R \frac{\sin \phi_3 - \sin \phi_2}{\phi_3 - \phi_2} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right), \quad y_{o3} = -R \frac{\cos \phi_3 - \cos \phi_2}{\phi_3 - \phi_2} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right) \quad (1.5.5)$$

$$x_{o1-2} = R \frac{\sin \phi_2 - \sin \beta_o}{\phi_2 - \beta_o} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right), \quad y_{o1-2} = -R \frac{\cos \phi_2 - \cos \beta_o}{\phi_2 - \beta_o} \left(1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}\right) \quad (1.5.6)$$

Ο έλεγχος της ισορροπίας ροπών του σύνθετου τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) περί την άρθρωση A δίνει

$$\begin{aligned} \varepsilon W_{1-2} [y_{o1-2} - \sin \beta_o (R + \frac{t}{2})] - W_{1-2} [\cos \beta_o (R + \frac{t}{2}) - x_{o1-2}] \\ + T_{Cx} (\sin \phi_2 - \sin \beta_o) (R + \frac{t}{2}) + T_{Cy} (\cos \beta_o - \cos \phi_2) (R + \frac{t}{2}) = 0 \end{aligned} \quad (1.5.7)$$



Σχήμα 1.5.5. Σχηματισμός μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων σε κυκλικό τόξο (R, t, β) όταν υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Η διεύθυνση των διαρρήξεων στις θέσεις των αρθρώσεων έχει υποτεθεί ακτινωτή.

Στην Εξ. (1.5.7) οι δυνάμεις T_{Cx} και T_{Cy} είναι οι καρτεσιανές συνιστώσες της δύναμης T_C που ασκείται στην άρθρωση C. Σημειώνεται ότι παρόλο που η γραμμή ώθησης ενός τόξου στην οριακή

κατάσταση εφάπτεται στο εξωράχιο στο σημείο C, όταν εφαρμόζεται πολικό σύστημα συντεταγμένων υποθέτοντας ακτινωτές τομές η δύναμη T_C δεν εφάπτεται στη γραμμή ώθησης (και άρα δεν εφάπτεται στο εξωράχιο του τόξου). Η σημαντική αυτή λεπτομέρεια φαίνεται ότι ήταν γνωστή από την πρωτότυπη εργασία των Lamé and Clapeyron (1823) (βλ. επίσης Timoshenko 1953, Heyman 2009), και αποδείχθηκε με αυστηρότητα από τον Milankovitch (1904, 1907), ο οποίος έκανε ξεκάθαρο διαχωρισμό ανάμεσα στην “druckkurven” και την “stützlinie” (βλ. επίσης Focse 2007). Συνεπώς, δεδομένου ότι η T_C δεν είναι εφαπτόμενη στο εξωράχιο, το μέγεθος αλλά και η διεύθυνσή της είναι άγνωστα (ή και οι δύο καρτεσιανές συνιστώσες T_{Cx} και T_{Cy} είναι άγνωστες).

Ο έλεγχος ισορροπίας ροπών του τμήματος 2 (τμήμα BC) περί την άρθρωση B δίνει:

$$\begin{aligned} \varepsilon W_2 [y_{o2} - \sin \phi_1 (R - \frac{t}{2})] - W_2 [\cos \phi_1 (R - \frac{t}{2}) - x_{o2}] \\ + T_{Cx} [\sin \phi_2 (R + \frac{t}{2}) - \sin \phi_1 (R - \frac{t}{2})] + T_{Cy} [\cos \phi_1 (R - \frac{t}{2}) - \cos \phi_2 (R + \frac{t}{2})] = 0 \end{aligned} \quad (1.5.8)$$

ενώ ο έλεγχος της ισορροπίας ροπών του τμήματος 3 (τμήμα CD) περί την άρθρωση D δίνει:

$$\begin{aligned} \varepsilon W_3 [y_{o3} - \sin \phi_3 (R - \frac{t}{2})] + W_3 [x_{o3} - \cos \phi_3 (R - \frac{t}{2})] \\ - T_{Cx} [\sin \phi_2 (R + \frac{t}{2}) - \sin \phi_3 (R - \frac{t}{2})] + T_{Cy} [\cos \phi_2 (R + \frac{t}{2}) - \cos \phi_3 (R - \frac{t}{2})] = 0 \end{aligned} \quad (1.5.9)$$

Η απαλοιφή των αγνώστων T_{Cx} και T_{Cy} μπορεί να γίνει με αντικατάσταση των Εξισώσεων (1.5.8) και (1.5.9) στην Εξ. (1.5.7), και από τη σύνθεση αυτή να προκύψει μία υπερβατική εξ., η οποία εμπεριέχει τους πέντε όρους t/R , ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 και ε . Στην περίπτωση της ανάλυσης σχεδιασμού (*capacity design*, δηλαδή υπολογισμός του μεγέθους της κατασκευής για να ανθίσταται σε δεδομένο επίπεδο φόρτισης) ο σεισμικός συντελεστής ε είναι δεδομένος και το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος τους τόξου t/R είναι άγνωστο. Στην περίπτωση της ανάλυσης αποτίμησης (*demand assessment*, δηλαδή υπολογισμός της φόρτισης που δεδομένη κατασκευή μπορεί να αντέξει) το πάχος του τόξου t/R είναι δεδομένο και ο σεισμικός συντελεστής ε είναι άγνωστος. Για παράδειγμα, το Σχήμα 1.5.2 παρουσιάζεται στη λογική της ανάλυσης αποτίμησης. Έστω τώρα ότι εφαρμόζεται η ανάλυση σχεδιασμού (αναζήτηση του t/R). Στην περίπτωση αυτή, η προαναφερθείσα υπερβατική εξ. μπορεί να εκφραστεί στη μορφή

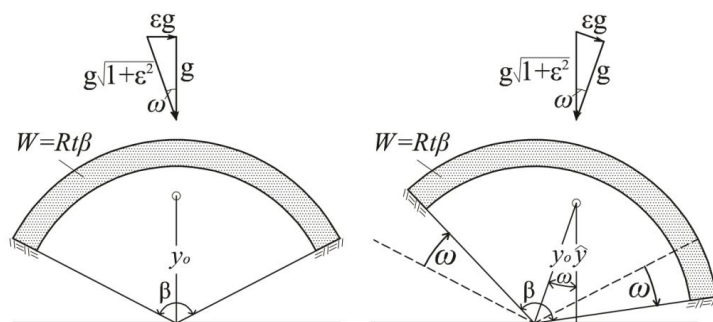
$$t/R = f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) \quad (1.5.10)$$

όπου ε είναι ο δεδομένος σεισμικός συντελεστής ($\ddot{u}_g = \varepsilon g$) και ϕ_1 , ϕ_2 και ϕ_3 είναι οι άγνωστες θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων του μηχανισμού (η τέταρτη άρθρωση είναι καθορισμένη στο σημείο A, στη γένεση του τόξου, στη θέση β_o).

Στη συνέχεια γίνεται η εφαρμογή της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας θεωρώντας το επίπεδο αναφοράς στον οριζόντιο άξονα x ($y=0$) όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.5.6. Με αυτό το επίπεδο αναφοράς ($y=0$) η δυναμική ενέργεια ενός κυκλικού τόξου (R , t , β) είναι:

$$V = W y_o = 2 \sin(\frac{\beta}{2}) R^3 \frac{t}{R} (1 + \frac{1}{12} \frac{t^2}{R^2}) \quad (1.5.11)$$

Η αντικατάσταση της Εξ.ς (1.5.10) στην Εξ. (1.5.11) θα δώσει την παρακάτω έκφραση της δυναμικής ενέργειας του κυκλικού τόξου:



Σχήμα 1.5.6. Η εντατική κατάσταση του ευθυγραμμισμένου ως προς τη βάση τόξου (αριστερά) που υπόκειται σε βαρυτικά φορτία και σταθερή οριζόντια επιτάχυνση εg είναι η ίδια με αυτή ενός περιστρεμμένου τόξου (*tilted arch*) κατά γωνία $\omega = \tan^{-1}\varepsilon$ (δεξιά) που υπόκειται σε ένα βαρυτικό πεδίο με επιτάχυνση βαρύτητας $g\sqrt{1+\varepsilon^2}$.

$$V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) = 2\sin\left(\frac{\beta}{2}\right)R^3 f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) \left[1 + \frac{1}{12} f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)^2\right] \quad (1.5.12)$$

Το δομικό σύστημα του Σχήματος 1.5.6 (αριστερά) είναι μία συνήθης περίπτωση όπου όλες οι δυνάμεις (κατακόρυφα βαρυτικά και οριζόντια αδρανειακά φορτία) που ασκούνται στο σύστημα είναι συντηρητικές. Με δεδομένη την ισοδύναμη στατική θεώρηση της οριζόντιας επιτάχυνσης εg που υιοθετήθηκε στο παρόν κεφάλαιο, το βαρυτικό πεδίο που προκύπτει $g\sqrt{1+\varepsilon^2}$ περιστρέφεται κατά γωνία ω από την κατακόρυφο έτσι ώστε $\tan\omega = \varepsilon$. Συνεπώς, η φόρτιση ενός λίθινου κυκλικού τόξου που υπόκειται σε οριζόντια πλευρική φόρτιση εg είναι ισοδύναμη με τη βαρυτική φόρτιση του ίδιου τόξου περιστρεμμένου (*tilted*) κατά γωνία $\omega = \tan^{-1}\varepsilon$ από την κατακόρυφο, το οποίο υπόκειται σε ένα νέο βαρυτικό πεδίο με $\hat{g} = g\sqrt{1+\varepsilon^2}$ (Gaß 1990, Ochsendorf 2002, DeJong 2009). Σύμφωνα με το Σχήμα 1.5.6 (δεξιά) η τεταγμένη του κέντρου βάρους του περιστρεμμένου τόξου σε σχέση με το επίπεδο αναφοράς $y=0$ είναι $\hat{y} = y_o \cos\omega = y_o/\sqrt{1+\varepsilon^2}$, ενώ το βάρος του είναι $\hat{W} = W\sqrt{1+\varepsilon^2}$ με δεδομένη την μεγέθυνση της έντασης του βαρυτικού πεδίου. Συνεπώς, στην περιστρεμμένη διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 1.5.6 (δεξιά), η δυναμική ενέργεια του τόξου με βάση το επίπεδο αναφοράς $y=0$ είναι

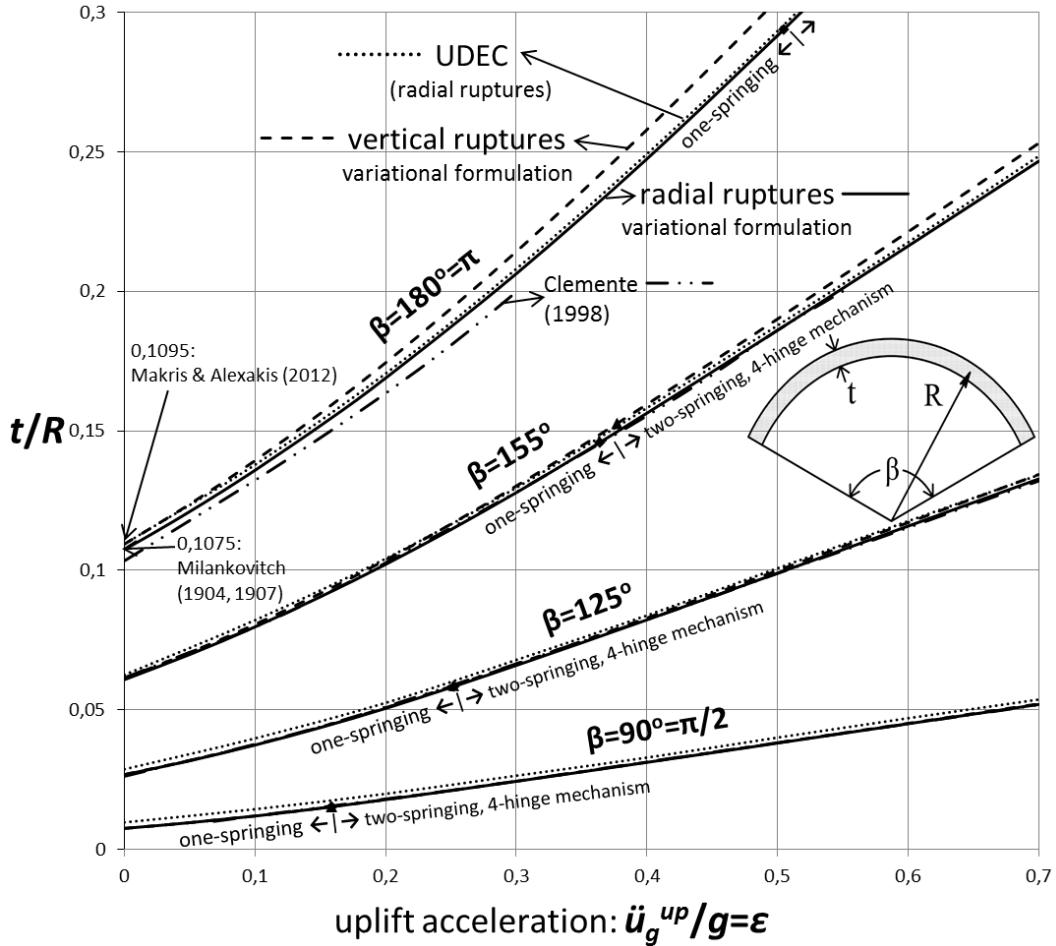
$$\hat{V} = \hat{W} \cdot \hat{y} = W\sqrt{1+\varepsilon^2} \frac{y_o}{\sqrt{1+\varepsilon^2}} = W \cdot y_o = V \quad (1.5.13)$$

Η Εξ. (1.5.13) δείχνει ότι η δυναμική ενέργεια του περιστρεμμένου τόξου είναι ίση με τη δυναμική ενέργεια του ευθυγραμμισμένου ως προς τη βάση τόξου, στην αρχική του δηλαδή διάταξη. Συνεπώς, για το περιστρεμμένο τόξο του Σχήματος 1.5.6 (δεξιά) το έργο όλων των δυνάμεων εκφράζεται από τη δυναμική ενέργεια $V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)$ της Εξ.ς (1.5.12). Σύμφωνα με την αρχή της στάσιμης δυναμικής ενέργειας, ο γεωμετρικά αποδεκτός αρθρωτός μηχανισμός του Σχήματος 1.5.5 θα βρίσκεται σε κατάσταση ισορροπίας αν και μόνο αν η συνολική δυναμική ενέργεια του τόξου είναι στάσιμη ($\delta V=0$). Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου η δυναμική ενέργεια $V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)$ είναι συνάρτηση των τριών αγνώστων μεταβλητών ϕ_1 , ϕ_2 και ϕ_3 , αυτή θα είναι στάσιμη όταν (Shames and Dym 1985, μεταξύ άλλων)

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_1} = 0 \quad (1.5.14)$$

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_2} = 0 \quad (1.5.15)$$

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_3} = 0 \quad (1.5.16)$$



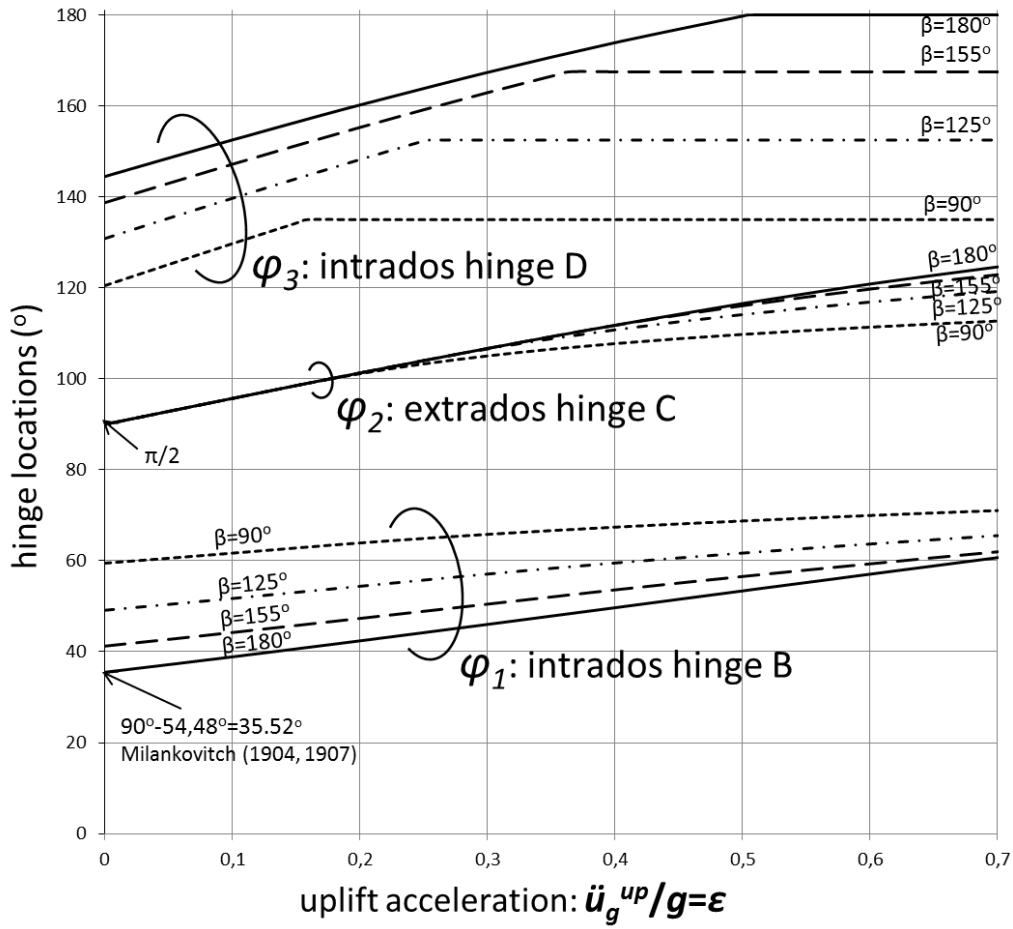
Σχήμα 1.5.7. Τιμές του ελάχιστου πάχους, t/R , ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού, β , που απαιτείται για να φέρει με ασφάλεια μία σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Η αυστηρή λύση που εξήχθη στο κεφάλαιο αυτό με λογισμό των μεταβολών για την περίπτωση ακτινωτών ή και κατακόρυφων τομών συγκρίνεται με τα αποτελέσματα του Clemente (1998) (μικτή γραμμή) και τα αποτελέσματα από το εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό UDEC (Itasca 2004). Για μικρότερες γωνίες εναγκαλισμού, β , το ελάχιστο πάχος του κυκλικού τόξου μειώνεται, και μαζί με αυτό μειώνεται και η διαφορά ανάμεσα στη λύση που εξήχθη με ακτινωτές τομές και σε αυτή με κατακόρυφες τομές.

Αντικατάσταση της Εξ.ς (1.5.12) σε κάθε μία από τις Εξισώσεις (1.5.14) έως (1.5.16) ($j \in \{1,2,3\}$) θα δώσει

$$\frac{\partial V(\phi_j, \varepsilon)}{\partial \phi_j} = 2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) R^3 \frac{\partial f(\phi_j, \varepsilon)}{\partial \phi_j} \left[1 + \frac{1}{4} f(\phi_j, \varepsilon)^2\right] = 0, \quad j \in \{1,2,3\} \quad (1.5.17)$$

Η ποσότητα μέσα στις αγκύλες της Εξ.ς (1.5.17) είναι πάντα θετική. Επομένως η Εξ. (1.5.17) θα ικανοποιείται μόνο όταν $\frac{\partial f(\phi_j, \varepsilon)}{\partial \phi_j} = 0$. Συνεπώς, το περιστρεμμένο τόξο βρίσκεται σε κατάσταση

οριακής ισορροπίας ($\delta V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) = 0$) αν και μόνο αν όλοι οι παράγωγοι της συνάρτησης $f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)$ που δίνεται από την Εξ. (1.5.10) μηδενιστούν συγχρόνως



Σχήμα 1.5.8. Θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων ϕ_1 , ϕ_2 , και ϕ_3 , στα σημεία B, C και D ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού β και ελάχιστο πάχος t/R , όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.5.7 (συνεχείς γραμμές) του οποίου οι διαρρήξεις αναπτύσσονται κατά την ακτινωτή διεύθυνση όταν υπόκειται σε σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$.

$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_1} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_1} = 0 \quad (1.5.18)$$

$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_2} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_2} = 0 \quad (1.5.19)$$

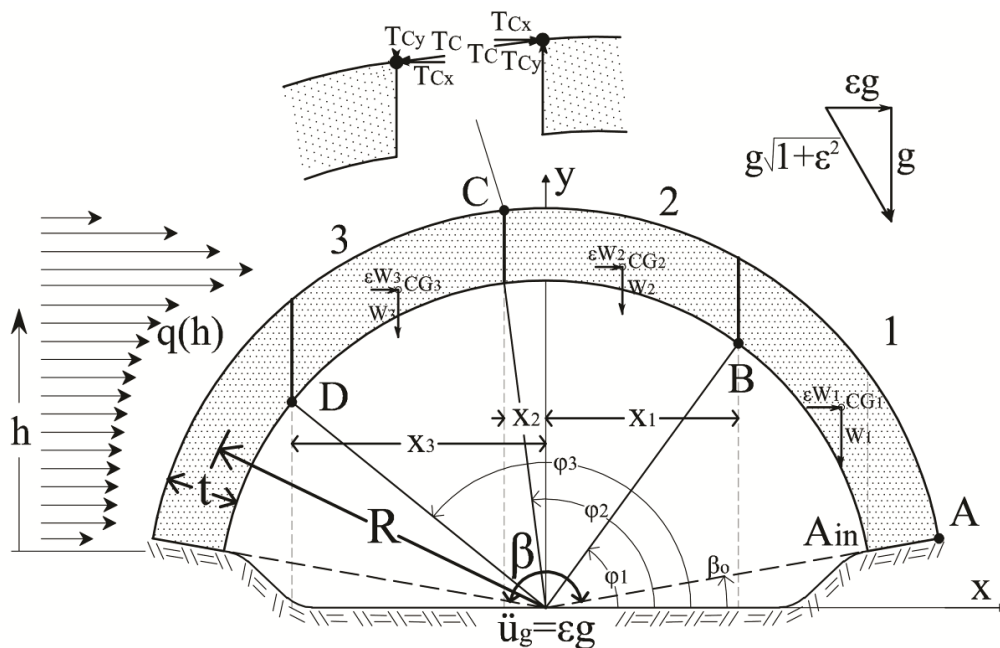
$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_3} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_3} = 0 \quad (1.5.20)$$

Αριθμητική επίλυση του συστήματος των Εξισώσεων (1.5.10) και (1.5.18) έως (1.5.19) θα δώσει τις άγνωστες θέσεις ϕ_1 , ϕ_2 και ϕ_3 των τριών αρθρώσεων (η θέση της τέταρτης ακραίας άρθρωσης είναι προκαθορισμένη στη γένεση του τόξου στο σημείο A) μαζί με το ελάχιστο πάχος t/R ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β .

Το Σχήμα 1.5.7 παρουσιάζει με συνεχείς γραμμές τις τιμές του ελάχιστου πάχους t/R ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β όταν αυτό υπόκειται σε διάφορα επίπεδα οριζόντιας επιτάχυνσης $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Σημειώνεται ότι το απαιτούμενο ελάχιστο πάχος μειώνεται σημαντικά με τη μείωση της γωνίας εναγκαλισμού. Για παράδειγμα, όταν $\beta = 125^\circ$ ένα κυκλικό τόξο με $t/R = 0.1$ μπορεί να φέρει το ίδιο βάρος του μαζί με σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = 0.5g$ ($\varepsilon = 0.5$).

Το Σχήμα 1.5.8 παρουσιάζει τις θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β όταν αυτό υπόκειται σε διάφορα επίπεδα οριζόντιας επιτάχυνσης $\ddot{u}_g = \varepsilon g$, με την υπόθεση ότι οι διαρρήξεις θα έχουν ακτινωτή διεύθυνση.

Κατακόρυφες τομές – Λογισμός των Μεταβολών



Σχήμα 1.5.9. Σχηματισμός μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων σε κυκλικό τόξο (R, t, β) όταν υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Η διεύθυνση των διαρρήξεων στις θέσεις των αρθρώσεων έχει υποθεθεί κατά την κατακόρυφο.

Όταν το τόξο φτάσει στην οριακή κατάσταση ισορροπίας και πρόκειται να μετατραπεί σε μηχανισμό τεσσάρων αρθρώσεων, η εφαρμογή της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας απαιτεί τον υπολογισμό του βάρους των επιμέρους αρθρωτών τμημάτων του τόξου. Στην προηγούμενη ενότητα έγινε η υπόθεση ότι οι διαρρήξεις στις θέσεις B, C και D του Σχήματος 1.5.5 θα έχουν ακτινωτή διεύθυνση. Στην ενότητα αυτή γίνεται η υπόθεση ότι οι διαρρήξεις στις θέσεις B, C και D του Σχήματος 1.5.9 θα έχουν κατακόρυφη διεύθυνση στις άγνωστες θέσεις x_1, x_2 και x_3 .

Μετά την υιοθέτηση κατακόρυφων τομών, τα βάρη W_2 και W_3 του τμήματος 2 (τμήμα BC) και του τμήματος 3 (τμήμα CD) του τόξου δίνονται από τις σχέσεις

$$W_2 = \int_{x_2}^{x_1} y_{ex}(x) dx - \int_{x_2}^{x_1} y_{in}(x) dx \quad (1.5.21)$$

$$W_3 = \int_{X_3}^{X_2} y_{ex}(x) dx - \int_{X_3}^{X_2} y_{in}(x) dx \quad (1.5.22)$$

όπου $y_{in}(x)$ και $y_{ex}(x)$ είναι οι τεταγμένες του εσωραχίου και του εξωραχίου του τόξου εκφρασμένες σε καρτεσιανές συντεταγμένες

$$y_{in}(x) = \sqrt{\left(R - \frac{t}{2}\right)^2 - x^2} \quad (1.5.23)$$

$$y_{ex}(x) = \sqrt{\left(R + \frac{t}{2}\right)^2 - x^2} \quad (1.5.24)$$

Το βάρος του σύνθετου τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) δίνεται από τη σχέση

$$W_{1-2} = \left(\int_{X_2}^{X_{Ain}} y_{ex}(x) dx - \int_{X_2}^{X_{Ain}} y_{in}(x) dx \right) + \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{ex}(x) dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} \cot\left(\frac{\beta}{2}\right) x dx \right) \quad (1.5.25)$$

όπου x_A είναι η γνωστή τετμημένη της ακραίας άρθρωσης στη γένεση του τόξου στο εξωράχιο και x_{Ain} είναι η αντίστοιχη τετμημένη της γένεσης του τόξου στο εσωράχιο

$$x_{Ain} = \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)\left(R - \frac{t}{2}\right), \quad x_A = \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)\left(R + \frac{t}{2}\right) \quad (1.5.26)$$

Οι συντεταγμένες των κέντρων βάρους των αρθρωτών αυτών τμημάτων υπολογίζονται από τις σχέσεις

$$x_{o2} = \frac{\int_{X_2}^{X_1} y_{ex}(x) x dx - \int_{X_2}^{X_1} y_{in}(x) x dx}{W_2}, \quad y_{o2} = \frac{\int_{X_2}^{X_1} \frac{y_{ex}(x)^2}{2} dx - \int_{X_2}^{X_1} \frac{y_{in}(x)^2}{2} dx}{W_2} \quad (1.5.27)$$

$$x_{o3} = \frac{\int_{X_3}^{X_2} y_{ex}(x) x dx - \int_{X_3}^{X_2} y_{in}(x) x dx}{W_3}, \quad y_{o3} = \frac{\int_{X_3}^{X_2} \frac{y_{ex}(x)^2}{2} dx - \int_{X_3}^{X_2} \frac{y_{in}(x)^2}{2} dx}{W_3} \quad (1.5.28)$$

$$x_{o1-2} = \frac{\left(\int_{X_2}^{X_{Ain}} y_{ex}(x) x dx - \int_{X_2}^{X_{Ain}} y_{in}(x) x dx \right) + \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{ex}(x) x dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{in}(x) x dx \right) + \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{ex}(x) dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} \cot\left(\frac{\beta}{2}\right) x^2 dx \right) \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{ex}(x) dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} \cot\left(\frac{\beta}{2}\right) x dx \right)}{W_{1-2}}, \quad (1.5.29)$$

$$y_{o1-2} = \frac{\left(\int_{X_2}^{X_{Ain}} \frac{y_{ex}(x)^2}{2} dx - \int_{X_2}^{X_{Ain}} \frac{y_{in}(x)^2}{2} dx \right) + \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} \frac{y_{ex}(x)^2}{2} dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} \frac{(\cot(\frac{\beta}{2})x)^2}{2} dx \right) \left(\int_{X_{Ain}}^{X_A} y_{ex}(x) dx - \int_{X_{Ain}}^{X_A} \cot\left(\frac{\beta}{2}\right) x dx \right)}{W_{1-2}}$$

Ο έλεγχος της ισορροπίας ροπών του σύνθετου τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) περί την άρθρωση A δίνει

$$\varepsilon W_{1-2}[y_{o1-2} - y_{ex}(x_A)] - W_{1-2}(x_A - x_{o1-2}) + T_{Cx}[y_{ex}(x_2) - y_{ex}(x_A)] + T_{Cy}(x_A - x_2) = 0 \quad (1.5.30)$$

Στην Εξ. (1.5.30) οι δυνάμεις T_{Cx} και T_{Cy} είναι οι καρτεσιανές συνιστώσες της δύναμης T_C που ασκείται στην άρθρωση C. Σημειώνεται ότι στην οριακή κατάσταση ισορροπίας τόξων που υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, όταν εφαρμόζονται κατακόρυφες τομές, η δύναμη T_C είναι εφαπτόμενη στη γραμμή ώθησης Milankovitch (1904, 1907). Η σημαντική αυτή λεπτομέρεια φαίνεται ότι ήταν γνωστή από την πρωτότυπη εργασία των Lamé and Clapeyron (1823) (βλ. επίσης Timoshenko 1953, Heyman 2009). Παρόλα αυτά, στη συγκεκριμένη περίπτωση με δεδομένη την παρουσία των πλευρικών αδρανειακών δυνάμεων (εg), οι κατακόρυφες τομές του Σχήματος 1.5.9 δεν είναι παράλληλες στο νέο βαρυτικό πεδίο $g\sqrt{1+\varepsilon^2}$ που προκύπτει. Συνεπώς, με δεδομένο το επικλινές του πεδίου βαρύτητας $g\sqrt{1+\varepsilon^2}$, ακόμα και σε αυτή την περίπτωση που γίνεται η υπόθεση κατακόρυφων τομών, η δύναμη T_C δεν εφάπτεται στο εξωράχιο στο σημείο C. Επομένως το μέγεθος αλλά και η διεύθυνσή της είναι άγνωστα (ή και οι δύο καρτεσιανές συνιστώσες T_{Cx} και T_{Cy} είναι άγνωστες). Συνεπώς, ο έλεγχος της ισορροπίας ροπών του τμήματος 2 (τμήμα BC) περί την άρθρωση B δίνει

$$\varepsilon W_2[y_{o2} - y_{in}(x_1)] - W_2(x_1 - x_{o2}) + T_{Cx}[y_{ex}(x_2) - y_{in}(x_1)] + T_{Cy}(x_1 - x_2) = 0 \quad (1.5.31)$$

ενώ ο έλεγχος της ισορροπίας ροπών του τμήματος 3 (τμήμα CD) περί την άρθρωση D δίνει

$$\varepsilon W_3[y_{o3} - y_{in}(x_3)] + W_3(x_{o3} - x_3) - T_{Cx}[y_{ex}(x_2) - y_{in}(x_3)] + T_{Cy}(x_2 - x_3) = 0 \quad (1.5.32)$$

Αντικατάσταση των Εξισώσεων (1.5.31) και (1.5.32) στην Εξ. (1.5.30) απαλοίζει τις άγνωστες συνιστώσες T_{Cx} και T_{Cy} και οδηγεί σε μία υπερβατική εξ. που εμπεριέχει τους πέντε όρους t/R , x_1 , x_2 , x_3 και ε . Όπως εξηγήθηκε και προηγουμένως, στην περίπτωση της ανάλυσης σχεδιασμού (*capacity design*, δηλαδή υπολογισμός του μεγέθους της κατασκευής για να ανθίσταται σε δεδομένο επίπεδο φόρτισης) ο σεισμικός συντελεστής ε είναι δεδομένος και το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος του τόξου t/R είναι άγνωστο. Στην περίπτωση της ανάλυσης αποτίμησης (*demand assessment*, δηλαδή υπολογισμός της φόρτισης που δεδομένη κατασκευή μπορεί να αντέξει) το πάχος του τόξου t/R είναι δεδομένο και ο σεισμικός συντελεστής ε είναι άγνωστος.

Εξετάζεται τώρα η περίπτωση ανάλυσης σχεδιασμού (αναζήτηση του t/R). Στην περίπτωση αυτή, η προαναφερθείσα υπερβατική εξ. μπορεί να εκφραστεί στη μορφή

$$t/R = f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon) \quad (1.5.33)$$

όπου ε είναι τώρα ο δεδομένος σεισμικός συντελεστής ($\ddot{u}_g = \varepsilon g$) και x_1 , x_2 και x_3 είναι οι άγνωστες θέσεις των τριών αρθρώσεων του μηχανισμού (η τέταρτη άρθρωση είναι προκαθορισμένη στο σημείο A με τετμημένη $x_A = \sin(\frac{\beta}{2})(R + \frac{t}{2})$).

Στο σημείο αυτό γίνεται ξανά η εφαρμογή της στάσιμης δυναμικής ενέργειας υιοθετώντας ως επίπεδο αναφοράς τον οριζόντιο άξονα x ($y=0$) όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.5.9. Με αυτό το επίπεδο αναφοράς ($y=0$) η δυναμική ενέργεια του κυκλικού τόξου (R , t , β) δίνεται από την Εξ. (1.5.11). Με αντικατάσταση της Εξ.ς (1.5.33) στην Εξ. (1.5.11) η δυναμική ενέργεια του ευθυγραμμισμένου ως προς τη βάση κυκλικού τόξου μπορεί να εκφραστεί στη μορφή

$$V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon) = 2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) R^3 f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon) \left[1 + \frac{1}{12} f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)^2\right] \quad (1.5.34)$$

Η δυναμική ενέργεια που περιγράφεται από την Εξ. (1.5.34) είναι ίση με τη δυναμική ενέργεια του ίδιου τόξου όταν αυτό περιστρέφεται κατά γωνία $\omega = \tan^{-1} \varepsilon$ όπως αποδεικνύει η Εξ. (1.5.13) και αναλύθηκε στην προηγούμενη ενότητα. Όταν το τόξο έχει περιστραφεί, όλες οι συντηρητικές δυνάμεις που ασκούνται στο τόξο είναι τώρα κατακόρυφες και το έργο τους εκφράζεται από τη δυναμική ενέργεια $V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)$ της Εξ.ς (1.5.34). Σύμφωνα με την αρχή της στάσιμης δυναμικής ενέργειας, ο γεωμετρικά αποδεκτός αρθρωτός μηχανισμός του Σχήματος 1.5.9 βρίσκεται σε ισορροπία αν και μόνο αν η δυναμική ενέργεια του τόξου είναι στάσιμη ($\delta V = 0$). Με δεδομένο ότι στην περίπτωση αυτή η δυναμική ενέργεια $V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)$ είναι συνάρτηση τριών μεταβλητών x_1 , x_2 και x_3 , αυτή είναι στάσιμη όταν (Shames and Dym 1985, μεταξύ άλλων)

$$\frac{\partial V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_1} = 0 \quad (1.5.35)$$

$$\frac{\partial V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_2} = 0 \quad (1.5.36)$$

$$\frac{\partial V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_3} = 0 \quad (1.5.37)$$

Αντικατάσταση της Εξ.ς (1.5.33) σε κάθε μία από τις εξισώσεις (1.5.35) έως (1.5.37) ($j \in \{1, 2, 3\}$) δίνει

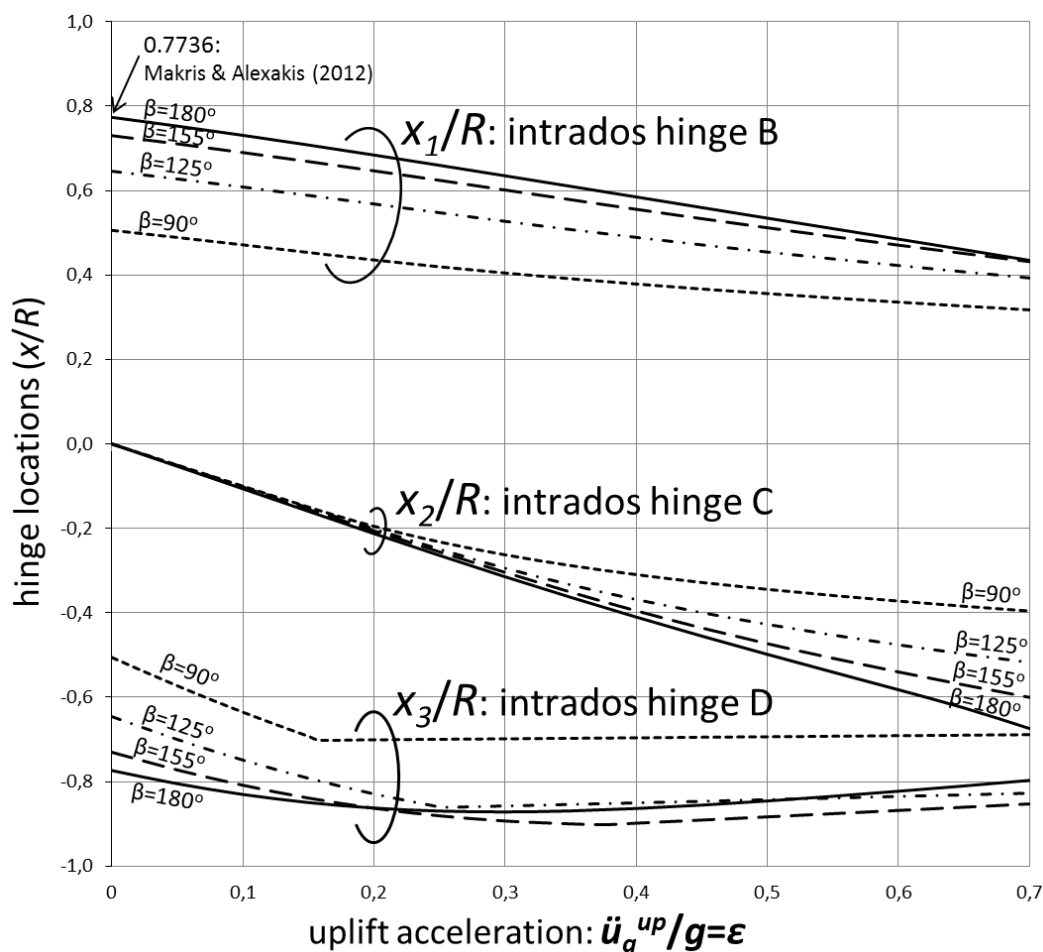
$$\frac{\partial V(x_j, \varepsilon)}{\partial x_j} = 2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) R^3 \frac{\partial f(x_j, \varepsilon)}{\partial x_j} \left[1 + \frac{1}{4} f(x_j, \varepsilon)^2\right] = 0, \quad j \in \{1, 2, 3\} \quad (1.5.38)$$

Η ποσότητα μέσα στις αγκύλες της Εξ.ς (1.5.38) είναι πάντα θετική. Επομένως η Εξ. (1.5.38) ικανοποιείται μόνο όταν $\frac{\partial f(x_j, \varepsilon)}{\partial x_j} = 0$. Συνεπώς, το περιστρεμμένο τόξο θα βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας ($\delta V(x_1, x_2, x_3, \varepsilon) = 0$) αν και μόνο αν όλες οι παράγωγοι της συνάρτησης $f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)$ της Εξ.ς (1.5.33) μηδενιστούν συγχρόνως

$$\frac{\partial f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_1} = \frac{\partial(t/R)}{\partial x_1} = 0 \quad (1.5.39)$$

$$\frac{\partial f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_2} = \frac{\partial(t/R)}{\partial x_2} = 0 \quad (1.5.40)$$

$$\frac{\partial f(x_1, x_2, x_3, \varepsilon)}{\partial x_3} = \frac{\partial(t/R)}{\partial x_3} = 0 \quad (1.5.41)$$



Σχήμα 1.5.10. Θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων x_1 , x_2 , and x_3 στα σημεία B, C και D ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού β και ελάχιστο πάχος t/R , όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.5.7 (διακεκομμένες γραμμές), υποθέτοντας ότι οι διαρρήξεις θα έχουν κατακόρυφη διεύθυνση, όταν υπόκειται σε σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$.

Αριθμητική επίλυση του συστήματος των Εξισώσεων (1.5.33) και (1.5.39) έως (1.5.41) υπολογίζει τις άγνωστες θέσεις x_1 , x_2 και x_3 των τριών αρθρώσεων (η τέταρτη άρθρωση βρίσκεται σε προκαθορισμένη θέση, στη γένεση του τόξου, στο σημείο A) μαζί με το ελάχιστο πάχος t/R ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β .

Στο Σχήμα 1.5.7 έχουν σχεδιαστεί με διακεκομμένη γραμμή οι τιμές του ελάχιστου πάχους t/R ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β όταν υπόκειται σε διάφορα επίπεδα οριζόντιας επιτάχυνσης $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Σημειώνεται ότι οι τιμές του ελάχιστου πάχους που υπολογίστηκαν με την υιοθέτηση κατακόρυφων τομών είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από τις τιμές του ελάχιστου πάχους που υπολογίστηκαν με την υιοθέτηση ακτινωτών τομών. Συνεπώς, το κεφάλαιο αυτό δείχνει πως οι τιμές του ελάχιστου πάχους εξαρτώνται από τη θεωρούμενη στερεοτομία για τη δημιουργία του αρθρωτού μηχανισμού. Τονίζεται επιπλέον πως το κεφάλαιο αυτό δείχνει ότι είναι πιο εύκολο για ένα κυκλικό τόξο να σχηματίσει κατακόρυφες διαρρήξεις από ότι ακτινωτές.

Αυτή η πολλαπλότητα στο αποτέλεσμα προκύπτει από το γεγονός ότι ένας συνεχής μονόλιθος έχει πεπερασμένο πάχος t/R , και επομένως η γεωμετρία και το βάρος των αρθρωτών τμημάτων του εξαρτώνται από τη διεύθυνση των θεωρούμενων διαρρήξεων—δηλαδή τη θεωρούμενη στερεοτομία. Το Σχήμα 1.5.7 δείχνει ότι για μικρές γωνίες εναγκαλισμού, β , το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος μειώνεται σημαντικά, και επομένως η διαφορά ανάμεσα στις λύσεις υποθέτοντας ακτινωτές ή κατακόρυφες τομές μειώνεται. Στην περίπτωση όπου ένα λίθινο τόξο

αποτελείται από μεμονωμένους αψιδόλιθους που χωρίζονται από διακριτούς αρμούς, η διεύθυνση των επικείμενων διαρρήξεων προκαθορίζεται από τη διεύθυνση των αρμών και η λύση για το ελάχιστο πάχος είναι μοναδική.

Το Σχήμα 1.5.10 παρουσιάζει τις θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων ενός κυκλικού τόξου με δεδομένη γωνία εναγκαλισμού, β , όταν αυτό υπόκειται σε διάφορα επίπεδα οριζόντιας επιτάχυνσης $\ddot{u}_g = \varepsilon g$ και με την υπόθεση ότι οι διαρρήξεις θα έχουν κατακόρυφη διεύθυνση.

Τελειώνοντας, ο Πίνακας 1.5.1 παρουσιάζει τις τιμές από την επίλυση για το ελάχιστο πάχος t/R και τις αντίστοιχες θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων B, C και D ενός κυκλικού τόξου για να αναλάβει μία σταθερή πλευρική επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$.

Κατακόρυφες τομές περιστρεμμένου κυκλικού τόξου – Γεωμετρική Λύση

Ο συνδυασμός κατακόρυφης και οριζόντιας επιτάχυνσης δίνουν ένα συνιστάμενο βαρυτικό πεδίο με ένταση $g\sqrt{1+\varepsilon^2}$ και με κλίση ως προς την κατακόρυφο $\omega = \tan^{-1}\varepsilon$ (βλ. Σχήμα 1.5.6). Έτσι δεν είναι εύκολη η εξαγωγή κλειστής σχέσης της γραμμής ώθησης στο ευθυγραμμισμένο ως προς τη βάση τόξο διενεργώντας κατακόρυφες τομές, αφού η κλίση της συνισταμένης δύναμης θα διαφέρει από την κλίση της γραμμής ώθησης. Αντίθετα, στο περιστρεμμένο τόξο (*tilted arch*, Gaß 1990, Ochsendorf 2002, DeJong 2009) με γωνία περιστροφής $\omega = \tan^{-1}\varepsilon$ και κατακόρυφες τομές, η κλίση της συνισταμένης θλιπτικής δύναμης θα είναι σε κάθε σημείο εφαπτόμενη στη γραμμή ώθησης.

Με βάση το Σχήμα 1.5.11, οι συναρτήσεις που περιγράφουν τις ευθείες που ορίζουν η δεξιά και η αριστερή γένεση/βάση του τόξου είναι

Πίνακας 1.5.1. Τιμές του ελάχιστου πάχους t/R και των θέσεων των επικείμενων αρθρώσεων B, C και D ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού β για δεδομένη σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Οι σκιαγραφημένες περιοχές αντιστοιχούν στην περίπτωση που δύο από τις αρθρώσεις του μηχανισμού θα αναπτυχθούν στις δύο γενέσεις του τόξου (*two-springing, four-hinge mechanism – 2SM*).

ε	$\beta=180^\circ$				$\beta=180^\circ$			
	Radial ruptures				Vertical ruptures			
	t/R	φ_1 ($^\circ$)	φ_2 ($^\circ$)	φ_3 ($^\circ$)	t/R	x_1/R	x_2/R	x_3/R
0.0	0.10748	35.516	90.000	144.484	0.10946	0.7736	0.0000	-0.7736
0.1	0.13590	38.894	95.710	152.528	0.13936	0.7310	-0.1064	-0.8303
0.2	0.16897	42.412	101.310	160.208	0.17446	0.6843	-0.2124	-0.8625
0.3	0.20636	46.025	106.699	167.373	0.21429	0.6352	-0.3146	-0.8717
0.4	0.24752	49.693	111.801	173.910	0.25799	0.5850	-0.4101	-0.8636
0.5	0.29175	53.389	116.565	179.741	0.30469	0.5349	-0.4983	-0.8457
0.6	0.33788	57.063	120.852	180 (2SM)	0.35394	0.4852	-0.5822	-0.8227
0.7	0.38495	60.705	124.617	180 (2SM)	0.40608	0.4349	-0.6739	-0.7970
	$\beta=155^\circ$				$\beta=155^\circ$			
	t/R	φ_1 ($^\circ$)	φ_2 ($^\circ$)	φ_3 ($^\circ$)	t/R	x_1/R	x_2/R	x_3/R
0.0	0.06083	41.257	90.000	138.743	0.06132	0.7303	0.0000	-0.7303
0.1	0.07974	44.244	95.711	147.177	0.08066	0.6902	-0.1035	-0.8085
0.2	0.10217	47.337	101.310	155.283	0.10373	0.6469	-0.2060	-0.8629
0.3	0.12789	50.480	106.699	162.918	0.13025	0.6015	-0.3043	-0.8931
0.4	0.15638	53.611	111.761	167.5 (2SM)	0.15953	0.5558	-0.3952	-0.8984 (2SM)
0.5	0.18607	56.567	116.083	167.5 (2SM)	0.19013	0.5121	-0.4731	-0.8835 (2SM)
0.6	0.21627	59.343	119.737	167.5 (2SM)	0.22138	0.4709	-0.5400	-0.8682 (2SM)
0.7	0.24671	61.983	122.900	167.5 (2SM)	0.25314	0.4317	-0.6003	-0.8527 (2SM)
	$\beta=125^\circ$				$\beta=125^\circ$			
	t/R	φ_1 ($^\circ$)	φ_2 ($^\circ$)	φ_3 ($^\circ$)	t/R	x_1/R	x_2/R	x_3/R
0.0	0.02673	49.133	90.000	130.867	0.02679	0.6459	0.0000	-0.6459
0.1	0.03737	51.728	95.711	139.693	0.03751	0.6085	-0.1014	-0.7489
0.2	0.05051	54.411	101.310	148.209	0.05079	0.5684	-0.2010	-0.8290
0.3	0.06592	57.093	106.578	152.5 (2SM)	0.06637	0.5273	-0.2943	-0.8576 (2SM)
0.4	0.08225	59.522	110.792	152.5 (2SM)	0.08294	0.4892	-0.3685	-0.8502 (2SM)
0.5	0.09899	61.707	114.136	152.5 (2SM)	0.09993	0.4546	-0.4274	-0.8427 (2SM)
0.6	0.11588	63.702	116.882	152.5 (2SM)	0.11713	0.4227	-0.4759	-0.8351 (2SM)
0.7	0.13277	65.548	119.215	152.5 (2SM)	0.13439	0.3931	-0.5176	-0.8274 (2SM)
	$\beta=90^\circ$				$\beta=90^\circ$			

	t/R	$\varphi_1 (^{\circ})$	$\varphi_2 (^{\circ})$	$\varphi_3 (^{\circ})$	t/R	x_1/R	x_2/R	x_3/R
0.0	0.00750	59.485	90.000	120.515	0.00750	0.5059	0.0000	-0.5059
0.1	0.01193	61.692	95.711	129.729	0.01194	0.4715	-0.1001	-0.6354
0.2	0.01781	63.928	101.145	135 (2SM)	0.01783	0.4358	-0.1950	-0.7008 (2SM)
0.3	0.02435	65.827	105.050	135 (2SM)	0.02439	0.4049	-0.2627	-0.6985 (2SM)
0.4	0.03116	67.406	107.758	135 (2SM)	0.03122	0.3788	-0.3096	-0.6961 (2SM)
0.5	0.03807	68.763	109.771	135 (2SM)	0.03817	0.3561	-0.3444	-0.6936 (2SM)
0.6	0.04500	69.965	111.372	135 (2SM)	0.04515	0.3359	-0.3723	-0.6911 (2SM)
0.7	0.05192	71.056	112.717	135 (2SM)	0.05212	0.3175	-0.3958	-0.6887 (2SM)

$$y_{\beta 1}(x) = \tan\left(\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right)x \quad (1.5.42)$$

$$y_{\beta 2}(x) = \tan\left(-\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right)x \quad (1.5.43)$$

Οι τετμημένες των σημείων A, A_{in}, F, και F_{in} (βλ. Σχήμα 1.5.11) είναι

$$x_A = \left(R + \frac{t}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right) \quad (1.5.44)$$

$$x_{Ain} = \left(R - \frac{t}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right) \quad (1.5.45)$$

$$x_F = -\left(R + \frac{t}{2}\right) \cos\left(-\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right) \quad (1.5.46)$$

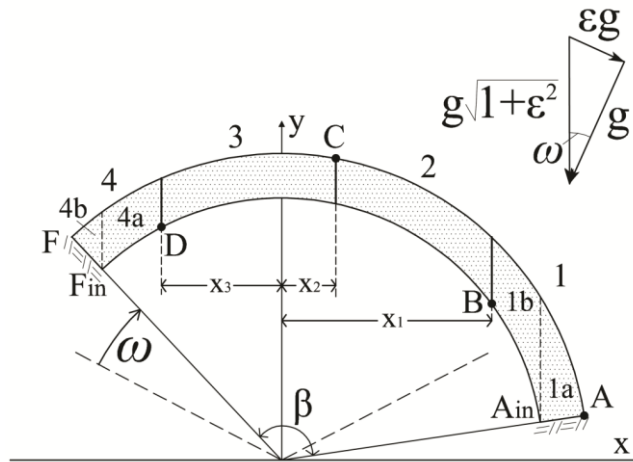
$$x_{Fin} = -\left(R - \frac{t}{2}\right) \cos\left(-\frac{\pi - \beta}{2} - \arctan \varepsilon\right) \quad (1.5.47)$$

Η μεταβολή του βάρους του σύνθετου τμήματος 2-1b και του τμήματος 1a επί οριζόντιο μοχλοβραχίονα περί την άρθρωση A, και του τμήματος 3 επί οριζόντιο μοχλοβραχίονα περί την άρθρωση D είναι

$$Wd_{2-1b}(x_2) = \int_{x_2}^{x_{Ain}} y_{ex}(x)(x_A - x)dx - \int_{x_2}^{x_{Ain}} y_{in}(x)(x_A - x)dx \quad (1.5.48)$$

$$Wd_{1a} = \int_{x_{Ain}}^{x_A} y_{ex}(x)(x_A - x)dx - \int_{x_{Ain}}^{x_A} y_{\beta 1}(x)(x_A - x)dx \quad (1.5.49)$$

$$Wd_3(x_2, x_3) = \int_{x_3}^{x_2} y_{ex}(x)(x-x_3)dx - \int_{x_3}^{x_2} y_{in}(x)(x-x_3)dx \quad (1.5.50)$$



Σχήμα 1.5.11. Σχηματισμός μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων σε κυκλικό τόξο (R, t, β) που υπόκειται σε βαρυτικά φορτία και σταθερή οριζόντια επιτάχυνση ϵg και έχει περιστραφεί κατά γωνία $\omega = \tan^{-1}\epsilon$. Η διεύθυνση των διαρρήξεων στις θέσεις των αρθρώσεων έχει υποθεθεί κατά την κατακόρυφο.

Η κλίση της συνισταμένης θλιπτικής δύναμης, T_c , στο σημείο C, είναι γνωστή, αφού εφάπτεται στη γραμμή ώθησης, και άρα στο εξωράχιο. Επομένως οι καρτεσιανές συνιστώσες της δύναμης T_{cx} και T_{cy} συνδέονται με τη σχέση

$$T_{cy} = T_{cx} \frac{x_2}{y_{ex}(x_2)} \quad (1.5.51)$$

Εφαρμόζοντας ελέγχους ισορροπίας ροπών του αρθρωτού τμήματος 3 (τμήμα CD) περί την άρθρωση D και του σύνθετου αρθρωτού τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) περί την άρθρωση A προκύπτουν οι σχέσεις

$$\sqrt{1+\epsilon^2} \cdot Wd_3(x_2, x_3) - T_{cx} [y_{ex}(x_2) - y_{in}(x_3)] - \frac{x_2}{y_{ex}(x_2)} T_{cx} (x_2 - x_3) = 0 \quad (1.5.52)$$

$$\begin{aligned} & \sqrt{1+\epsilon^2} \cdot [Wd_{2-1b}(x_2) + Wd_{1a}] - T_{cx} [y_{ex}(x_2) - \\ & \text{sgn}(\tan(\frac{\pi-\beta}{2} - \arctan \epsilon)) y_{ex}(x_A)] + \frac{x_2}{y_{ex}(x_2)} T_{cx} (x_A - x_2) = 0 \end{aligned} \quad (1.5.53)$$

Στο συμμετρικό τόξο υπό τη δράση του ίδιου βάρους η διαδικασία σχηματισμού της γραμμή ώθησης ήταν η εξής: πρώτα προσδιοριζόταν η οριζόντια δύναμη H και ακολούθως άρχιζε σταδιακά η ολοκλήρωση της μεταβολής του βάρους από το κλειδί έως τη βάση.

Αντίστοιχα, από τις Εξισώσεις (1.5.52) και (1.5.53) μπορεί να προσδιοριστεί η συνισταμένη δύναμη, T_c , στο σημείο C, αντί για τη δύναμη H , και η ολοκλήρωση να γίνει με αρχή το σημείο C, αντί για το κλειδί. Η μεταβολή του βάρους συναρτήσει του x από το σημείο C προς τα αριστερά και ακολούθως προς τα δεξιά θα είναι

$$W_{3-4a}(x) = \int_{x_2}^x y_{ex}(x)dx - \int_{x_2}^x y_{in}(x)dx, \quad x_{Fin} < x < x_2 \quad (1.5.54)$$

$$W_{4b}(x) = \int_{x_{Fin}}^x y_{ex}(x)dx - \int_{x_{Fin}}^x y_{\beta 2}(x)dx, \quad x_F < x < x_{Fin} \quad (1.5.55)$$

$$W_{2-1b}(x) = \int_{x_2}^x y_{ex}(x)dx - \int_{x_2}^x y_{in}(x)dx, \quad x_2 < x < x_{Ain} \quad (1.5.56)$$

$$W_{1a}(x) = \int_{x_{Ain}}^x y_{ex}(x)dx - \int_{x_{Ain}}^x y_{\beta 1}(x)dx, \quad x_{Ain} < x < x_A \quad (1.5.57)$$

ενώ οι κλίσεις της συνισταμένης δύναμης θα είναι

$$E_{3-4a}(x) = \frac{-T_{cy} + W_{3-4a}(x)\sqrt{1 + \varepsilon^2}}{T_{cx}}, \quad x_{Fin} < x < x_2 \quad (1.5.58)$$

$$E_{4b}(x) = \frac{-T_{cy} + [W_{3-4a}(x_{Fin}) - W_{4b}(x)]\sqrt{1 + \varepsilon^2}}{T_{cx}}, \quad x_F < x < x_{Fin} \quad (1.5.59)$$

$$E_{2-1b}(x) = \frac{T_{cy} + W_{2-1b}(x)\sqrt{1 + \varepsilon^2}}{T_{cx}}, \quad x_2 < x < x_{Ain} \quad (1.5.60)$$

$$E_{1a}(x) = \frac{T_{cy} + [W_{2-1b}(x_{Ain}) + W_{1a}(x)]\sqrt{1 + \varepsilon^2}}{T_{cx}}, \quad x_{Ain} < x < x_A \quad (1.5.61)$$

Δε μένει παρά να γίνει η ολοκλήρωση της κλίσης και να προκύψουν οι εξισώσεις που περιγράφουν τη γραμμή ώθησης στα αντίστοιχα τμήματα

$$y_{3-4a}(x) = y_{ex}(x_2) + \int_{x_2}^x E_{3-4a}(-x)dx, \quad x_{Fin} < x < x_2 \quad (1.5.62)$$

$$y_{4b}(x) = y_{3-4a}(x_{Fin}) + \int_{x_{Fin}}^x E_{4b}(-x)dx, \quad x_F < x < x_{Fin} \quad (1.5.63)$$

$$y_{2-1b}(x) = y_{ex}(x_2) - \int_{x_2}^x E_{2-1b}(x)dx, \quad x_2 < x < x_{Ain} \quad (1.5.64)$$

$$y_{1a}(x) = y_{2-1b}(x_{Ain}) - \int_{x_{Ain}}^x E_{1a}(x)dx, \quad x_{Ain} < x < x_A \quad (1.5.65)$$

Εάν η διαδικασία περιγραφεί σε κάποιο λογισμικό συμβολικής άλγεβρας, μετά την εκτέλεση της ολοκλήρωσης, είναι δυνατή η έκφραση των Εξισώσεων (1.5.62) έως (1.5.65) σε κλειστή μορφή.

Η ελάχιστη γραμμή ώθησης που περιγράφουν οι Εξισώσεις (1.5.62) έως (1.5.65) διέρχεται από τα σημεία A, C και D (βλ. Σχήμα 1.5.11). Στην οριακή κατάσταση ευστάθειας που δημιουργείται μηχανισμός τεσσάρων αρθρώσεων, με μία μόνο άρθρωση στη γένεση, η γραμμή ώθησης θα πρέπει επιπλέον να εφάπτεται στο σημείο D, και να διέρχεται και να εφάπτεται στο σημείο B. Έτσι πρέπει να ισχύει

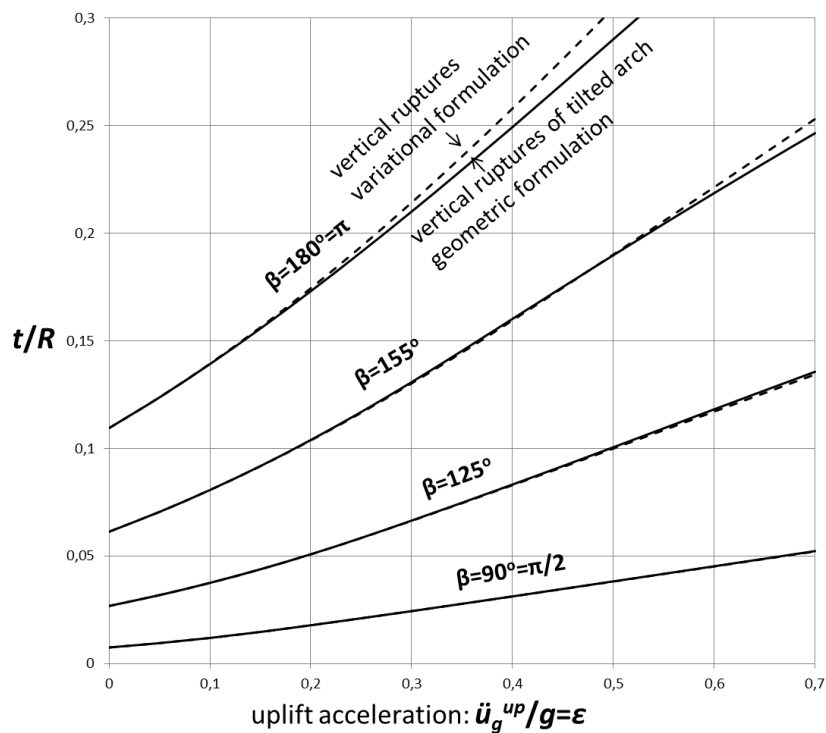
$$y_{2-1b}(x_1) = y_{in}(x_1) \quad (1.5.66)$$

$$\frac{dy_{2-1b}(x)}{dx} \Big|_{x=x_1} = \frac{dy_{in}(x)}{dx} \Big|_{x=x_1} \quad (1.5.67)$$

$$\frac{dy_{3-4a}(x)}{dx} \Big|_{x=x_3} = \frac{dy_{in}(x)}{dx} \Big|_{x=x_3} \quad (1.5.68)$$

Λύνοντας το σύστημα των Εξισώσεων (1.5.66) έως (1.5.68) μαζί με τις Εξισώσεις (1.5.52) και (1.5.53) υπολογίζονται το οριακό πάχος t/R και οι θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων x_1 , x_2 , και x_3 για τόξο δεδομένης γωνίας εναγκαλισμού β και δεδομένου σεισμικού συντελεστή ε .

Στην οριακή κατάσταση ευστάθειας που δημιουργείται μηχανισμός τεσσάρων αρθρώσεων με αρθρώσεις και στις δύο γενέσεις, η θέση x_3 είναι γνωστή και η Εξ. (1.5.68) δεν χρειάζεται.



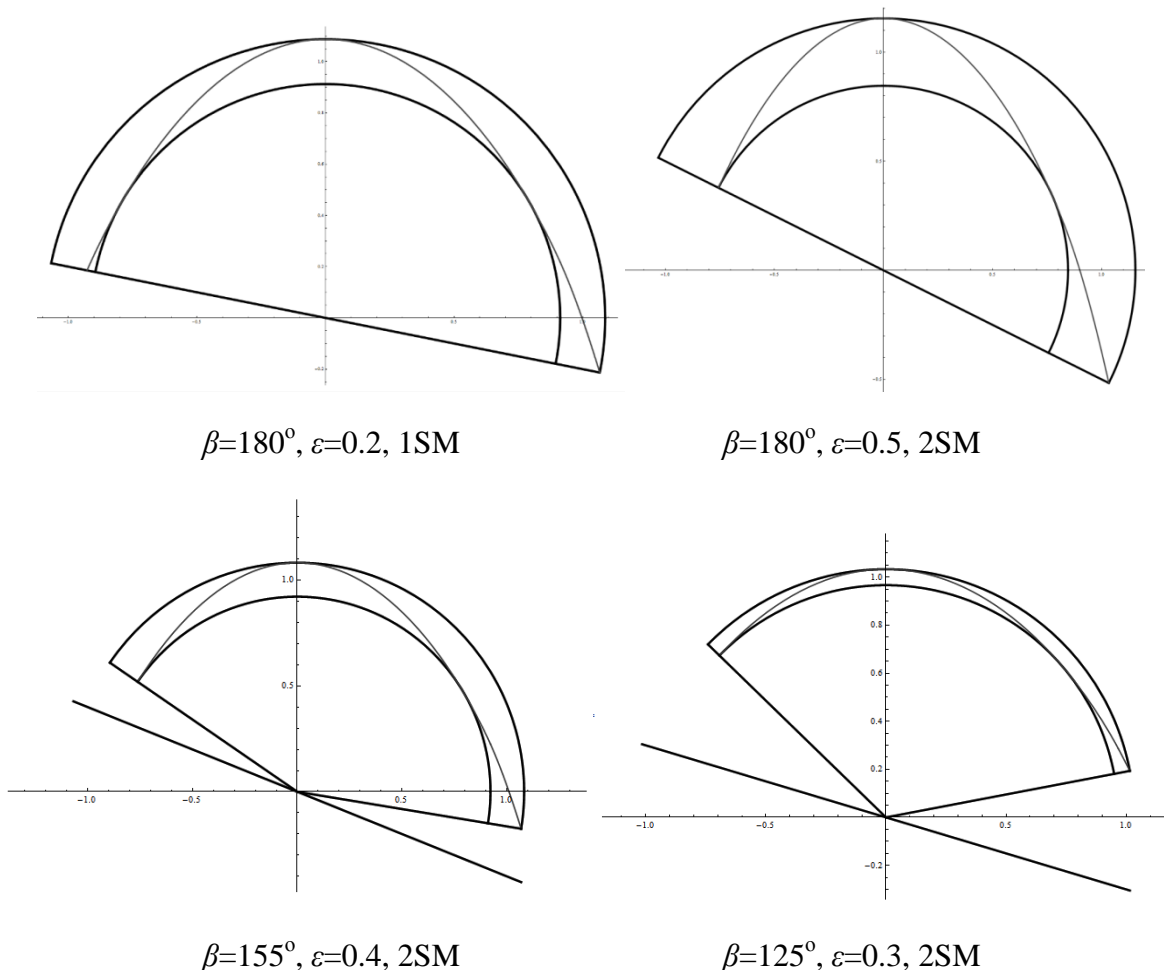
Σχήμα 1.5.12. Τιμές του ελάχιστου πάχους, t/R , ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού, β , που απαιτείται για να φέρει με ασφάλεια μία σταθερή οριζόντια επιτάχυνση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Οι τιμές που εξήχθησαν με κατακόρυφες τομές και λογισμό των μεταβολών του ευθυγραμμισμένου ως προς τη βάση τόξου (διακεκομμένες γραμμές) συγκρίνονται με αυτές του περιστρεμμένου τόξου κατά γωνία $\omega = \tan^{-1} \varepsilon$ που εξήχθησαν με γεωμετρική λύση (συνεχείς γραμμές).

Στο Σχήμα 1.5.12 γίνεται σύγκριση των τιμών του ελάχιστου πάχους t/R (συναρτήσεως της γωνίας εναγκαλισμού β και του σεισμικού συντελεστή ε) για κατακόρυφες τομές ανάμεσα στο ευθυγραμμισμένο τόξο (λύση με λογισμό των μεταβολών) και στο περιστρεμμένο τόξο (γεωμετρική λύση). Για μικρές τιμές του β ή/και του ε υπάρχει καλή συμφωνία αποτελεσμάτων.

Για μεγάλες τιμές του β ή/και του ε αυξάνεται η απόκλιση ανάμεσα στις δύο λύσεις. Οι λόγοι που συμβαίνει αυτό είναι δύο:

- 1 Μπορεί και στις δύο περιπτώσεις να διενεργούνται κατακόρυφες τομές, όμως στην περίπτωση του περιστρεφμένου τόξου, οι τομές έχουν περιστραφεί κατά ω σε σχέση με τις τομές του ευθυγραμμισμένου τόξου. Συνεπώς η θεωρούμενη στερεοτομία είναι διαφορετική.
- 2 Όταν η γωνία εναγκαλισμού β και ο σεισμικός συντελεστής ε είναι αρκετά μεγάλοι ώστε μέρος της επιφάνειας του τόξου να βρίσκεται κάτω από τον οριζόντια άξονα των x , δημιουργούνται μικρές περιοχές ($x_{Ain} < x < R-t/2$, $x_A < x < R+t/2$) που η γεωμετρική προσέγγιση δεν μπορεί ή δεν υπάρχει φυσικό νόημα να «σαρώσει» (δηλαδή να περιληφθούν στους υπολογισμούς της ολοκλήρωσης της μεταβολής του βάρους). Αυτός είναι ένας περιορισμός που δεν υπάρχει στην ενεργειακή προσέγγιση του λογισμού των μεταβολών.

Παρόλα αυτά, οι τιμές είναι αρκετά κοντά, και οι Εξισώσεις (1.5.62) έως (1.5.65) σχεδιάζονται στο Σχήμα 1.5.13 για κυκλικά τόξα με διάφορες γωνίες εναγκαλισμού β και διάφορες τιμές του σεισμικού συντελεστή ε .



Σχήμα 1.5.13. Γραμμές ώθησης κυκλικών τόξων στην οριακή κατάσταση ευστάθειας για διάφορες γωνίες εναγκαλισμού β και τιμές σεισμικού συντελεστή ε . Οι ενδείξεις 1SM ή 2SM αντιστοιχούν στην περίπτωση που μία ή δύο από τις αρθρώσεις του μηχανισμού αναπτύσσονται στις γενέσεις του τόξου.

Μέθοδος Διακριτών Στοιχείων

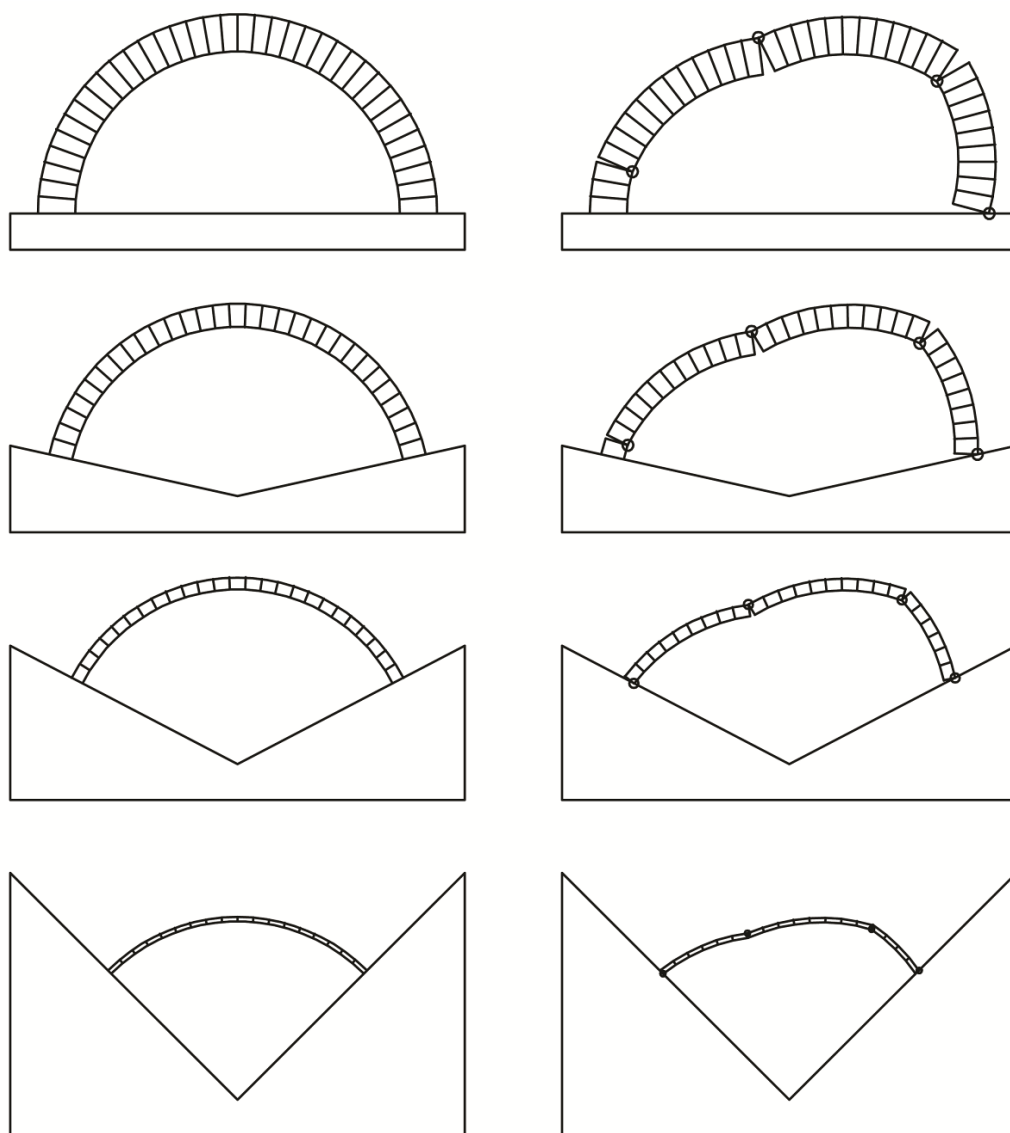
Τα αποτελέσματα από την αναλυτική λύση για κυκλικά τόξα με ακτινωτούς αρμούς συγκρίνονται με αυτά από αναλύσεις με το εμπορικά διαθέσιμο λογισμικό της μεθόδου των διακριτών στοιχείων UDEC v4.0 (Itasca 2004). Οι παράμετροι της ανάλυσης επιλέχτηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να υπάρχει συμβατότητα με τις παραδοχές της οριακής ανάλυσης ευστάθειας.

Στο Σχήμα 1.5.14 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε για κυκλικά τόξα με γωνία εναγκαλισμού $\beta=180^\circ$, 155° , 125° και 90° . Οι αρμοί όλων των τόξων διατάχθηκαν ανά 5° , έτσι ώστε το τόξο με $\beta=180^\circ$ να αποτελείται από 36 αψιδόλιθους (διακριτά στοιχεία), το τόξο με $\beta=155^\circ$ από 31 στοιχεία, το τόξο με $\beta=125^\circ$ από 25 στοιχεία, και το τόξο με $\beta=90^\circ$ από 18 στοιχεία.

Αν και το UDEC v4.0 παρέχει τη δυνατότητα δυναμικής ανάλυσης, οι πλευρικές δυνάμεις εφαρμόστηκαν στατικά, ώστε να υπάρχει συμβατότητα με την αναλυτική λύση που παρουσιάστηκε παραπάνω (βήμα (α)). Σε κάθε διακριτό στοιχείο του τόξου εφαρμόστηκε οριζόντια δύναμη στο κέντρο βάρους του ανάλογου μεγέθους με το εμβαδό του στοιχείου. Ο κώδικας του προγράμματος διαμορφώθηκε ειδικά για την ανάλυση αυτή ώστε να είναι δυνατός μεγάλος αριθμός αναλύσεων σε λίγο χρόνο. Συγκεκριμένα, όλα τα γεωμετρικά δεδομένα, οι συνοριακές συνθήκες και οι δυνάμεις καθορίζονταν αυτόματα από τις τιμές του πάχους του τόξου και του σεισμικού συντελεστή.

Τα αποτελέσματα από το UDEC v4.0 παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.5.7 με εστιγμένη γραμμή και βρίσκονται σε άριστη συμφωνία με τη θεωρητική λύση του λογισμού των μεταβολών για ακτινωτές τομές. Στο Σχήμα 1.5.14 παρουσιάζονται τα τόξα με $\beta=180^\circ$, 155° , 125° , 90° όπως προσομοιώθηκαν στο UDEC με το οριακό τους πάχος για σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.3$ ($\ddot{u}_g=0.3g$). Για την ίδια πλευρική φόρτιση, το τόξο με $\beta=180^\circ$ και οριακό πάχος γίνεται μηχανισμός με μία άρθρωση στη γένεση του, ενώ για παράδειγμα το τόξο με $\beta=125^\circ$ και οριακό πάχος γίνεται μηχανισμός με δύο αρθρώσεις στις δύο γενέσεις του, επιβεβαιώνοντας τα αποτελέσματα της θεωρητικής λύσης.

Ο αναγνώστης μπορεί να διαπιστώσει ότι όταν ένα κυκλικό τόξο αποτελείται από μικρότερους λίθους, όπου το μέγεθος του λίθου είναι μικρότερο από το πάχος του τόξου, οι διαρρήξεις του τόξου θα αναπτυχθούν προς την πιο κρίσιμη κατεύθυνση, που σύμφωνα με αυτήν την ανάλυση είναι η κατακόρυφη διεύθυνση.



Σχήμα 1.5.14. Δεξιά: Κυκλικά τόξα με γωνία εναγκαλισμού $\beta=180^\circ$ (επάνω), $\beta=155^\circ$, $\beta=125^\circ$ και $\beta=90^\circ$ (κάτω), όπως προσομοιώθηκαν στο UDEC με το οριακό τους πάχος για σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.3$ ($\ddot{u}_g=0.3g$). Όλα τα τόξα διακριτοποιήθηκαν με αρμούς ανά 5° . Αριστερά: Μηχανισμός αστοχίας και θέσεις των αρθρώσεων. Τα αποτελέσματα βρίσκονται σε άριστη συμφωνία με αυτά της θεωρητικής λύσης με λογισμό των μεταβολών.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό επανεξετάστηκε η οριακή ανάλυση ευστάθειας συνεχούς μονολιθικού τόξου μηδενικής εφελκυστικής αντοχής όταν υπόκειται σε συγκεκριμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος λογισμού των μεταβολών και η αρχή στάσιμης δυναμικής ενέργειας. Το κύριο συμπέρασμα της έρευνας ήταν ότι το ελάχιστο πάχος του τόξου και οι θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων εξαρτώνται από τη διεύθυνση των διαρρήξεων που ένα τόξο με πεπερασμένο πάχος θα αναπτύξει καθώς μετατρέπεται σε μηχανισμός. Η πολλαπλότητα στη λύση για το ελάχιστο πάχος προκύπτει από τους άπειρους πιθανούς τρόπους που το τόξο μπορεί να διαρραγεί κατά τη δημιουργία του αρθρωτού μηχανισμού (πολλαπλότητα στη στερεοτομία). Κάθε πιθανή διεύθυνση των διαρρήξεων θα καθορίζει μακροσκοπικά και διαφορετικά σχήματα/βάρη των αρθρωτών τμημάτων του τόξου και το ελάχιστο πάχος μαζί με τις θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων, όπως υπολογίστηκαν με το λογισμό των μεταβολών, θα εξαρτώνται από το ακριβές σχήμα/βάρος των θεωρούμενων αρθρωτών τμημάτων. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι

είναι πιο εύκολο για ένα κυκλικό τόξο να σχηματίσει κατακόρυφες διαρρήξεις, παρόλο που το μήκος τους θα είναι μεγαλύτερο από αυτό των διαρρήξεων με ακτινωτή διεύθυνση. Τέλος, η εφαρμογή της μεθόδου των διακριτών στοιχείων (*Distinct Element Method – DEM*) έδειξε ότι παρέχει αποτελέσματα που βρίσκονται σε πολύ καλή συμφωνία με τη θεωρητική λύση του λογισμού των μεταβολών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Δυναμική απόκριση ζεύγους κίωνων με επιστύλιο

ΣΥΝΟΨΗ

Στο κεφάλαιο αυτό αντιμετωπίστηκε θεωρητικά η ανάλυση της δυναμικής απόκρισης ζεύγους κίωνων οι οποίοι φέρουν απλά εδραζόμενο επιστύλιο (λικνιζόμενο πλαίσιο). Η δυναμική απόκριση του συστήματος αυτού συγκρίθηκε με την απόκριση του απλά εδραζόμενου μοναχικού βάρους. Από θεωρητικής πλευράς, το δυναμικό πρόβλημα διατυπώθηκε με την εξίσωση του Lagrange με τα αποτελέσματα της θεωρητικής λύσης να επαληθεύονται από τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών σε λικνιζόμενο πλαίσιο το οποίο ήταν είτε απλά εδραζόμενο, είτε συνδεδεμένο με κατακόρυφους τένοντες. Ως συνέχεια της διερεύνησης της δυναμικής απόκρισης τετρα-αρθρωτού λικνιζόμενου πλαισίου, μελετήθηκε η δυναμική απόκριση λικνιζόμενης λίθινης αψίδας η οποία αναπτύσσει και αυτή τέσσερις αρθρώσεις σε αντιστοιχία με το λικνιζόμενο πλαίσιο. Η αναγωγή των αποτελεσμάτων από το υπό κλίμακα προσομοίωμα στην απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου φυσικής κλίμακας έγινε με εφαρμογή της διαστατικής ανάλυσης.

2.1. ΛΙΚΝΙΣΤΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

ΣΤΥΛΩΝ-ΕΠΙΣΤΥΛΙΟΥ

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνήθηκε η λικνιστική απόκριση στο επίπεδο συστήματος ελεύθερα εδραζόμενων στύλων επί ανυποχώρητου εδάφους, μαζί με επιστύλιο που εδράζεται ελεύθερα επί των στύλων, με απώτερο στόχο να εξηγηθεί η σημαντική σεισμική ευστάθεια των αρχαίων ελεύθερα εδραζόμενων κίωνων, οι οποίοι φέρουν ογκώδη επιστύλια και ζωφόρους. Εφαρμόζοντας θεωρία μεταβολών προέκυψε πως η δυναμική λικνιστική απόκριση του συστήματος στύλων-επιστυλίου είναι όμοια με τη λικνιστική απόκριση ενός μεμονωμένου στύλου με την ίδια ραδινότητα, αλλά με μεγαλύτερο μέγεθος, δηλαδή μία πιο ευσταθή διάταξη. Αποδείχθηκε ότι όσο βαρύτερο είναι το επιστύλιο τόσο πιο ευσταθές γίνεται το λικνιζόμενο πλαίσιο ανεξάρτητα από την ανύψωση του κέντρου βάρους του επιστυλίου. Το εύρημα αυτό, που έρχεται σε αντίθεση με την κοινή εμπειρία και διαίσθηση, καθιστά τη μόνωση μέσω λικνισμού μία ελκυστική εναλλακτική πρόταση για τη σεισμική προστασία γεφυρών με ψηλά βάθρα, ενώ η εφαρμογή της στο μέλλον θα λύσει αρκετά προβλήματα σχετικά με τους σεισμικούς συνδέσμους των προκατασκευασμένων γεφυρών.

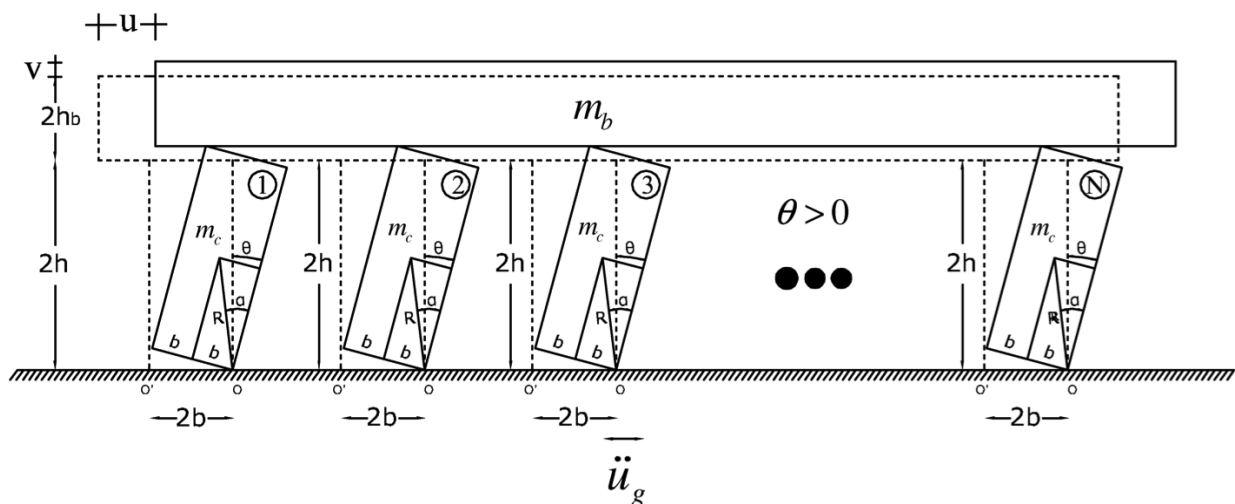
Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια εδαφικής διέγερσης ψηλόλιγνα αντικείμενα και ψηλές άκαμπτες κατασκευές είναι πιθανόν να λικνιστούν, το οποίο μπορεί σε μερικές περιπτώσεις να οδηγήσει στην ανατροπή τους. Οι πρώτες έρευνες για τη σεισμική απόκριση ψηλόλιγων άκαμπτων στοιχείων παρουσιάστηκαν από τον Milne (1885). Όμως ο Housner (1963) ήταν αυτός που αποκάλυψε την επίδραση της κλίμακας μεγέθους-συχνότητας η οποία εξηγεί γιατί: (α) το μεγαλύτερο από δύο γεωμετρικά όμοια στοιχεία θα επιζήσει μίας διέγερσης, ενώ το μικρότερο θα ανατραπεί, και (β) ανάμεσα σε δύο σεισμικούς παλμούς ίδιας μέγιστης επιτάχυνσης, ο παλμός με την μεγαλύτερη διάρκεια έχει μεγαλύτερη ικανότητα να ανατρέψει αντικείμενα. Ακολουθώντας την πρωτοπόρα εργασία του Housner, αρκετές είναι οι εργασίες που αναλύουν τη σύνθετη δυναμική απόκριση της πιο απλής κατασκευής που έφτιαξε ο άνθρωπος—τον ελεύθερα εδραζόμενο άκαμπτο στύλο.

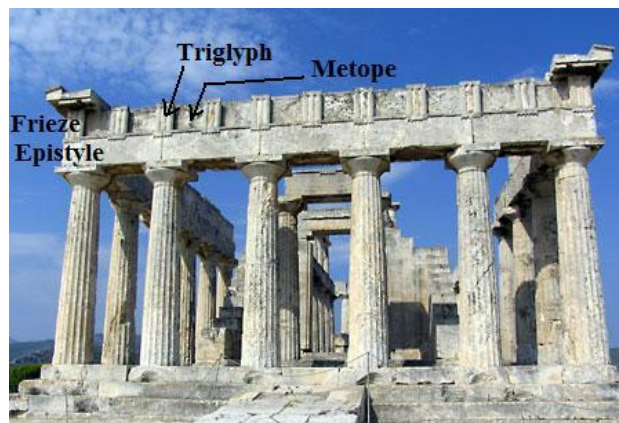
Οι Yim et al. (1980) διενήργησαν αριθμητικές αναλύσεις υιοθετώντας στοχαστικές μεθόδους. Οι Aslam et al. (1980) επιβεβαίωσαν πειραματικά ότι η λικνιστική απόκριση του άκαμπτου στοιχείου είναι ευαίσθητη στις παραμέτρους του συστήματος, ενώ οι Psycharis and Jennings (1983) εξέτασαν την ανασήκωση άκαμπτων σωμάτων επί ιξοελαστικής θεμελίωσης. Οι Spanos and Koh (1984) διερεύνησαν την λικνιστική απόκριση λόγω αρμονικής σταθερής (*steady-state*) φόρτισης και αναγνώρισαν «ασφαλείς» και «μη ασφαλείς» περιοχές. Η εργασία τους επεκτάθηκε από τον Hogan (1989, 1990), ο οποίος διασαφήνισε περαιτέρω την μαθηματική δομή του προβλήματος. Η λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου άκαμπτου στοιχείου εξετάστηκε σε βάθος από τους Zhang and Makris (2001) που εξήγησαν ότι υπάρχουν δύο μορφές ανατροπής: (α) μετά από μία ή περισσότερες κρούσεις και (β) απευθείας, χωρίς να μεσολαβήσουν κρούσεις. Η ύπαρξη του δεύτερου τρόπου ανατροπής δημιουργεί μία ασφαλή περιοχή που τοποθετείται στο διάγραμμα επιταχύνσεων-συχνότητας πάνω από την ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής στο φάσμα επιταχύνσεων. Οι θεμελιώδεις διαφορές ανάμεσα στην απόκριση του λικνιζόμενου άκαμπτου στύλου (ανεστραμμένο εκκρεμές) και στην απόκριση του γραμμικού ελαστικού ταλαντωτή (κλασικό εκκρεμές) οδήγησε στην ανάπτυξη του φάσματος λικνισμού (*rocking spectrum*, Makris and Konstantinidis 2003). Πρόσφατες εργασίες σχετικές με την απόκριση λικνισμού έχουν επικεντρωθεί σε πρακτικά ζητήματα όπως η επίδραση της κρούσης (Prieto et al. 2004) ή η επίδραση της ευκαμψίας-διαρροής της βάσης (Apostolou et al. 2007, Palmeri and Makris 2008).

Στο Κεφ. 2 διερευνήθηκε η λικνιστική απόκριση στο επίπεδο του συστήματος στύλων-επιστυλίου όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1.1. Στα επόμενα θα χρησιμοποιείται ο όρος «λικνιζόμενο πλαίσιο» για το ενός-βαθμού-ελευθερίας σύστημα του Σχήματος 2.1.1. Κατά τη διάρκεια του λικνισμού δεν συμβαίνει ολίσθηση στους πόλους περιστροφής στη βάση και στην κορυφή των στύλων. Ένας από τους στόχους της έρευνας ήταν η εξήγηση της εντυπωσιακής σεισμικής ευστάθειας που παρουσιάζουν οι ελεύθερα εδραζόμενοι αρχαίοι κίονες οι οποίοι φέρουν ογκώδεις επιστύλια και ζωφόρους. Για παράδειγμα, το Σχήμα 2.1.2 απεικονίζεται η είσοδος του αρχαϊκού Ναού της Αφαίας στην Αίγινα. Χρονολογείται τη περίοδο 510-470 π.Χ. Όλοι οι περιμετρικοί κίονες, εκτός από 3, είναι μονολιθικοί και στηρίζουν για 2.5 χιλιετίες ογκώδη επιστύλια και ζωφόρους (τρίγλυφα και μετώπες). Το Σχήμα 2.1.3 απεικονίζει τους μονολιθικούς ελεύθερα εδραζόμενους κίονες του Ναού του Απόλλωνα στην Κόρινθο, είτε να στέκονται μόνοι τους, είτε να στηρίζουν επιστύλια και να έχουν επιζήσει από την ανατροπή, σε μία ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, από το 540 π.Χ.

Η κατανόηση της λικνιστικής απόκρισης και ευστάθειας του δομικού συστήματος του Σχήματος 2.1.1 σχετίζεται με την γοργά αναπτυσσόμενη τεχνολογία των προκατασκευασμένων γεφυρών όπου τα βάθρα τα οποία φέρουν καταστρώματα επιτρέπεται να λικνιστούν επί της θεμελίωσής τους και να επιστρέψουν μετά από μία σεισμική διέγερση στις αρχικές τους θέσεις, χωρίς παραμένουσες μετακινήσεις.



Σχήμα 2.1.1. Λικνισμός συστήματος ελεύθερα εδραζόμενων στύλων επί ανυποχώρητου εδάφους, τα οποία φέρουν ελεύθερα άκαμπτο επιστύλιο.



Σχήμα 2.1.2. Ναός της Αφαίας στην Αίγινα. Οι μονολιθικοί, ελεύθερα εδραζόμενοι κίονες φέρουν ογκώδη επιστύλια και ζωφόρους και το λικνιζόμενο πλαίσιακό σύστημα στέκεται για πάνω από 2500 χρόνια σε περιοχή υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας.



Σχήμα 2.1.3. Ναός του Απόλλωνα στην Κόρινθο. Οι μονολιθικοί, ελεύθερα εδραζόμενοι κίονες φέρουν ογκώδη επιστύλια και στέκονται σε μία περιοχή υψηλής επικινδυνότητας από το 540 π.Χ.

Ανασκόπηση της λικνιστικής απόκρισης ελεύθερα εδραζόμενου άκαμπτου στύλου

Με βάση το Σχήμα 2.1.4, γίνεται η υπόθεση ότι ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος ώστε να μην επιτρέπεται ολίσθηση, οπότε η εξίσωση κίνησης ενός ελεύθερα εδραζόμενου στοιχείου με μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ και ραδινότητα $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{b}{h}\right)$ που υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$ και λικνίζεται περί τους πόλους περιστροφής Ο και Ο' αντίστοιχα είναι (Yim et al. 1980, Hogan 1989, Makris and Roussos 2000, Zhang and Makris 2001, μεταξύ άλλων)

$$I_o \ddot{\theta}(t) = mgR \sin[\alpha + \theta(t)] - m\ddot{u}_g(t) R \cos[-\alpha - \theta(t)], \quad \theta(t) < 0 \quad (2.1.1)$$

$$I_o \ddot{\theta}(t) = -mgR \sin[\alpha - \theta(t)] - m\ddot{u}_g(t) R \cos[\alpha - \theta(t)], \quad \theta(t) > 0 \quad (2.1.2)$$

Για να εκκινήσει ο λικνισμός θα πρέπει κάποια χρονική στιγμή της διέγερσης να ισχύει $\ddot{u}_g(t) > g \tan \alpha$. Για ορθογωνικά στοιχεία, $I_o = (4/3)mR^2$ και οι παραπάνω εξισώσεις μπορούν να γραφούν συνοπτικά ως

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] \right\} \quad (2.1.3)$$

Η περίοδος ταλάντωσης ενός άκαμπτου στοιχείου υπό ελεύθερη ταλάντωση δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται απολύτως από το εύρος της ταλάντωσης (Housner 1963). Παρά ταύτα, η ποσότητα

$p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$ είναι χαρακτηριστικό μέγεθος των δυναμικών χαρακτηριστικών του στοιχείου. Για το

7.5m×1.8m ελεύθερα εδραζόμενο κίονα του Ναού του Απόλλωνα στην Κόρινθο, $p=1.4$ rad/s, ενώ για ένα κοινό τούβλο, $p \approx 8$ rad/s.

Στο Σχήμα 2.1.5 απεικονίζεται η σχέση ροπής-στροφής κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης ενός ελεύθερα εδραζόμενου στοιχείου. Το σύστημα έχει αρχικά άπειρη δυσκαμψία μέχρι τη στιγμή που η εφαρμοζόμενη δύναμη φτάσει την τιμή $mgR \sin \alpha$, και όταν το στοιχείο λικνίζεται, η δύναμη επαναφοράς μειώνεται γραμμικά για να φτάσει την τιμή μηδέν για $\theta = \alpha$. Αυτή η αρνητική δυσκαμψία, που είναι έμφυτη στα λικνιζόμενα συστήματα είναι ιδιαίτερα ελκυστική στη σεισμική μηχανική, δεδομένου ότι τέτοια συστήματα δεν συντονίζονται.

Κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης του ελεύθερα εδραζόμενου άκαμπτου στύλου, η καμπύλη ροπής-στροφής ακολουθεί τη μορφή του Σχήματος 2.1.5 χωρίς να εσωκλείει κάποια περιοχή. Η ενέργεια αποσβένεται μόνο μέσω των κρούσεων, όταν το πρόσημο της γωνίας αλλάζει. Όταν το πρόσημο αλλάζει, γίνεται η υπόθεση ότι η περιστροφή συνεχίζει ομαλά από τον πόλο O στον πόλο O' και ότι η αντίδραση κατά την κρούση συγκεντρώνεται στον νέο πόλο περιστροφής O' . Έτσι η δύναμη αντίδρασης δεν εφαρμόζει κάποια ροπή γύρω από το O' , οπότε η στροφορμή γύρω από το O' διατηρείται. Η διατήρηση της στροφορμής γύρω από το O' ακριβώς πριν και ακριβώς μετά την κρούση δίνει

$$I_o \dot{\theta}_1 - m\dot{\theta}_1 2bR \sin(\alpha) = I_o \dot{\theta}_2 \quad (2.1.4)$$

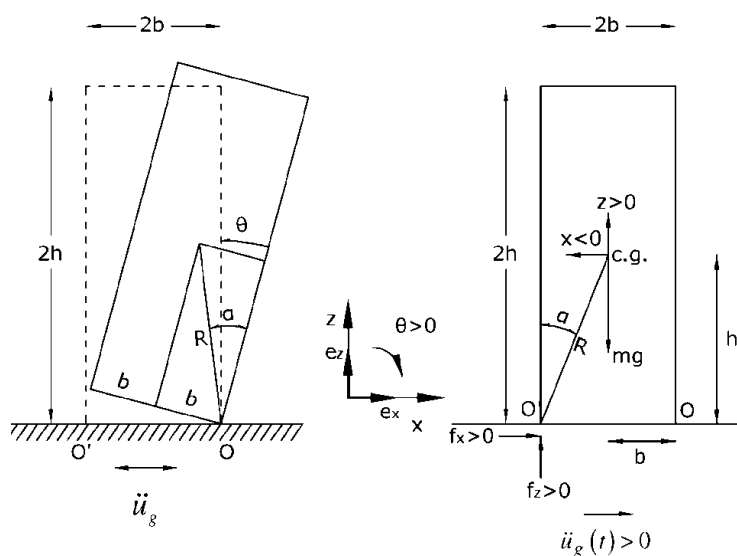
όπου $\dot{\theta}_1$ = γωνιακή ταχύτητα ακριβώς πριν την κρούση, και $\dot{\theta}_2$ = γωνιακή ταχύτητα ακριβώς μετά την κρούση. Ο λόγος της κινητικής ενέργειας πριν και μετά την κρούση ισούται με

$$r = \frac{\dot{\theta}_2^2}{\dot{\theta}_1^2} \quad (2.1.5)$$

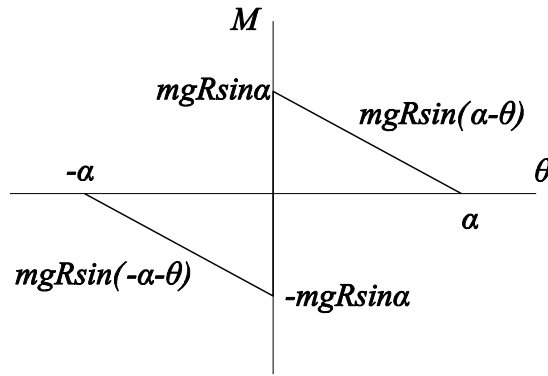
το οποίο σημαίνει ότι η γωνιακή ταχύτητα μετά την κρούση είναι κατά \sqrt{r} φορές η ταχύτητα μετά πριν την κρούση. Αντικατάσταση της Εξίσωσης (2.1.4) στην Εξίσωση (2.1.5) θα δώσει

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha\right]^2 \quad (2.1.6)$$

Η τιμή του συντελεστή ανάπαλσης που δίνεται από την Εξ.2.1.6 είναι η μέγιστη τιμή του r για την οποία ένα σώμα με ραδινότητα α θα εκτελέσει λικνιστική κίνηση. Επομένως για να παρατηρηθεί λικνιστική κίνηση η κρούση πρέπει να είναι ανελαστική. Όσο λιγότερο ραδινό είναι ένα σώμα (μεγαλύτερο α) τόσο πιο πλαστική πρέπει να είναι η κρούση του σώματος για να εκτελέσει λικνιστική κίνηση. Για $\alpha = \sin^{-1} \sqrt{2/3} = 54.73^\circ$ η κρούση πρέπει να είναι τελείως πλαστική. Κατά τη λικνιστική κίνηση σωμάτων, εάν περαιτέρω ενέργεια χάνεται λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς κατά τη στιγμή της κρούσης, η τιμή του συντελεστή ανάπαλσης είναι μικρότερη από αυτή που δίνεται από την Εξ.2.1.6, δηλαδή χάνεται περισσότερη ενέργεια.



Σχήμα 2.1.4. Αριστερά: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά λικνιζόμενου στοιχείου. Δεξιά: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος τη στιγμή που εκκινεί ο λικνισμός.



Σχήμα 2.1.5. Διάγραμμα ροπών-στροφής του λικνιζόμενου στοιχείου.

Εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου

Το ελεύθερα εδραζόμενο λικνιζόμενο πλαίσιο του Σχήματος 2.1.1 είναι ενός-βαθμού-ελευθερίας κατασκευή με μέγεθος $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ και ραδινότητα $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{b}{h}\right)$. Η μόνη επιπρόσθετη παράμετρος που επηρεάζει τη δυναμική του λικνιζόμενου πλαισίου είναι ο λόγος της μάζας της δοκού, m_b , προς τη μάζα των κατακόρυφων στοιχείων, m_c , $\gamma = \frac{m_b}{2m_c}$. Για τον Ναό του Απόλλωνα

στην Κόρινθο όπου η μετώπη λείπει, η τιμή του γ είναι μικρή, γύρω στο 0.3, ενώ στις προκατασκευασμένες γέφυρες $\gamma > 4$. Όπως και στην περίπτωση του μεμονωμένου λικνιζόμενου στοιχείου, ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος έτσι ώστε να μην συμβαίνει ολίσθηση στις διεπιφάνειες μεταξύ κατακόρυφων στοιχείων και βάσης, και κατακόρυφων στοιχείων και δοκού. Συνεπώς, η οριζόντια μετακίνηση $u(t)$ και η κατακόρυφη ανασήκωση $v(t)$ της δοκού είναι συναρτήσεις του μοναδικού βαθμού ελευθερίας του συστήματος, δηλαδή της στροφής $\theta(t)$. Για μία θετική οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (το έδαφος επιταχύνεται προς τα δεξιά), το λικνιζόμενο πλαίσιο θα λικνιστεί αρχικά προς τα αριστερά ($\theta(t) < 0$). Εφόσον το πλαίσιο δεν ανατραπεί, θα επανέλθει στην αρχική του θέση. Στη θέση αυτή θα συμβούν στιγμιαίες κρούσεις στη βάση και την κορυφή των στύλων, και ακολούθως, το πλαίσιο θα λικνιστεί προς τα δεξιά ($\theta(t) > 0$). Κατά τη διάρκεια του λικνισμού, οι εξαρτημένες μεταβλητές $u(t)$, $v(t)$ και οι παράγωγοι αυτών δίνονται παρακάτω για $\theta(t) < 0$ και $\theta(t) > 0$

$$u = \mp 2R(\sin \alpha - \sin(\alpha \pm \theta)) \quad (2.1.7)$$

$$\dot{u} = 2R \cos(\alpha \pm \theta) \dot{\theta} \quad (2.1.8)$$

$$\ddot{u} = 2R \left(\mp \sin(\alpha \pm \theta) (\dot{\theta})^2 + \cos(\alpha \pm \theta) \ddot{\theta} \right) \quad (2.1.9)$$

και

$$v = 2R(\cos(\alpha \pm \theta) - \cos \alpha) \quad (2.1.10)$$

$$\dot{v} = \mp 2R \sin(\alpha \pm \theta) \dot{\theta} \quad (2.1.11)$$

$$\ddot{v} = -2R \left(\cos(\alpha \pm \theta) (\dot{\theta})^2 + \sin(\alpha \pm \theta) \ddot{\theta} \right) \quad (2.1.12)$$

Στις περιπτώσεις διπλού συμβολισμού (π.χ. \pm) το άνω πρόσημο αντιστοιχεί σε $\theta(t) < 0$ και το κάτω σε $\theta(t) > 0$. Κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης θα πρέπει να ικανοποιείται η εξίσωση Langrange

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{\theta}} \right) - \frac{dT}{d\theta} = Q \quad (2.1.13)$$

Στην Εξ.(2.1.13) T είναι η κινητική ενέργεια του συστήματος και Q είναι η γενικευμένη δύναμη που ασκείται στο σύστημα

$$Q = \frac{dW}{d\theta} \quad (2.1.14)$$

όπου W είναι το έργο των εξωτερικών δυνάμεων που ασκούνται στο λικνιζόμενο πλαίσιο κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$. Κατά τη διάρκεια της αποδεκτής στροφής $\delta\theta$, η μεταβολή του έργου είναι

$$\delta W = \frac{dW}{d\theta} \delta\theta \quad (2.1.15)$$

Σε κάθε περίπτωση, είτε για $\theta(t) < 0$ είτε για $\theta(t) > 0$, η κινητική ενέργεια του συστήματος είναι

$$T = N \frac{1}{2} I_o (\dot{\theta})^2 + \frac{1}{2} m_b \left((\dot{u})^2 + (\dot{v})^2 \right) \quad (2.1.16)$$

Χρησιμοποιώντας τις Εξισώσεις (2.1.8) και (2.1.11), η (2.1.16) μπορεί να συμπυχθεί στη μορφή

$$T = \left(\frac{N}{2} I_o + 2m_b R^2 \right) (\dot{\theta})^2 \quad (2.1.17)$$

Η ανάλυση συνεχίζεται ερευνώντας αρχικά την λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου που υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$ όταν $\theta(t) < 0$. Κατά τη διάρκεια αυτής της φάσης της κίνησης, η μεταβολή του έργου, W , είναι

$$\delta W = \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) (\ddot{u}_g \delta u - g \delta v) \quad (2.1.18)$$

ή

$$\delta W = \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) \left(\ddot{u}_g \frac{du}{d\theta} - g \frac{dv}{d\theta} \right) \delta\theta \quad (2.1.19)$$

Συνδυάζοντας τις Εξισώσεις (2.1.15) και (2.1.19) προκύπτει

$$\frac{dW}{d\theta} = \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) \left(\ddot{u}_g \frac{du}{d\theta} - g \frac{dv}{d\theta} \right) \quad (2.1.20)$$

που απλοποιείται στη μορφή

$$\frac{dW}{d\theta} = 2R \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) \left(-\dot{u}_g \cos(\alpha + \theta) + g \sin(\alpha + \theta) \right) \quad (2.1.21)$$

μετά τη χρήση των Εξισώσεων (2.1.7) και (2.1.10).

Με αντικατάσταση των Εξισώσεων (2.1.17) και (2.1.21) στην εξίσωση Lagrange που δίνεται στην (2.1.13) προκύπτει η εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου για $\theta(t) < 0$

$$\left(\frac{\frac{I_o}{2m_c R} + 2\gamma R}{\left(\gamma + \frac{1}{2} \right) g} \right) \ddot{\theta} = \sin(\alpha + \theta) - \frac{\dot{u}_g}{g} \cos(\alpha + \theta) \quad (2.1.22)$$

όπου $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$ είναι ο λόγος της μάζας του επιστυλίου, m_b , προς τη μάζα των N στύλων $= Nm_c$.

Για την περίπτωση όπου η στροφή είναι θετική ($\theta(t) > 0$) η μεταβολή του έργου είναι

$$\delta W = - \left(m_b + \frac{N}{m_c} m_c \right) \left(\dot{u}_g \delta u + g \delta v \right) \quad (2.1.23)$$

και η εξ.(2.1.14) παίρνει τη μορφή

$$\frac{dW}{d\theta} = -2R(m_b + m_c) \left(\dot{u}_g \cos(\alpha + \theta) + g \sin(\alpha + \theta) \right) \quad (2.1.24)$$

Με αντικατάσταση των Εξισώσεων (2.1.17) και (2.1.24) στην εξίσωση Lagrange που δίνεται στην (2.1.13) προκύπτει η εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου για $\theta(t) > 0$

$$\left(\frac{\frac{I_o}{2m_c R} + 2\gamma R}{\left(\gamma + \frac{1}{2} \right) g} \right) \ddot{\theta} = -\sin(\alpha - \theta) - \frac{\dot{u}_g}{g} \cos(\alpha - \theta) \quad (2.1.25)$$

Για ορθογωνικό στύλο $I_o = (4/3)mR^2$ και οι Εξισώσεις (2.1.22) και (2.1.25) μπορούν να συμπτυχθούν στη μορφή

$$\ddot{\theta} = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left(\sin \left[a \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t) \right] + \frac{\dot{u}_g(t)}{g} \cos \left[a \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t) \right] \right) \quad (2.1.26)$$

Η Εξ.(2.1.26), η οποία περιγράφει την κίνηση στο επίπεδο του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου είναι πανομοιότυπη με την Εξ.(2.1.3) που περιγράφει την λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου στύλου με την ίδια ραδινότητα a , αλλά στο λικνιζόμενο πλαίσιο ο όρος p^2

πολλαπλασιάζεται επί τον συντελεστή $\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}$. Συνεπώς, η παράμετρος συχνότητας του

λικνιζόμενου πλαισίου, \hat{p} , είναι

$$\hat{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} p \quad (2.1.27)$$

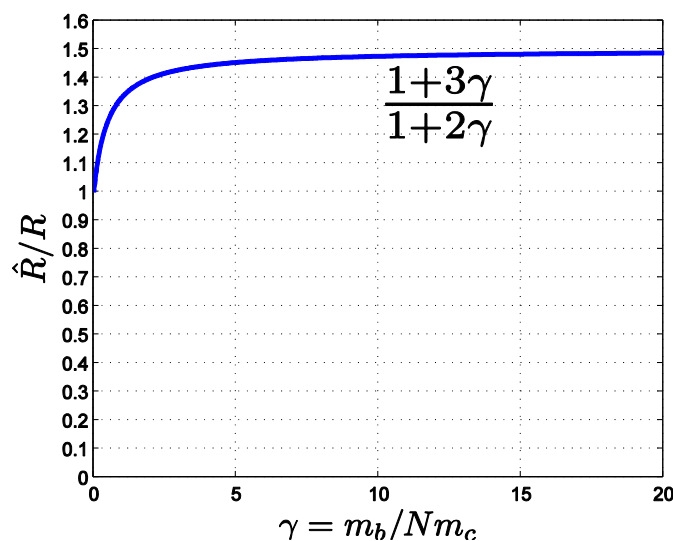
όπου $p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$ είναι η παράμετρος συχνότητας του λικνιζόμενου στύλου και $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$ είναι ο λόγος της μάζας του επιστυλίου προς τη μάζα των N στύλων.

Για ελαφρύ επιστύλιο ($\gamma = \frac{m_b}{Nm_c} \rightarrow 0$), ο συντελεστής $\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} \rightarrow 1$ και το σύστημα του λικνιζόμενου πλαισίου έχει την ίδια δυναμική απόκριση με αυτή του μεμονωμένου στύλου. Από την άλλη πλευρά, όταν η μάζα του επιστυλίου αυξάνεται πολύ:

$$\lim_{\gamma \rightarrow \infty} \frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} = \frac{2}{3} \quad (2.1.28)$$

Συνεπώς, η δυναμική απόκριση ενός λικνιζόμενου πλαισίου με ένα πολύ βαρύ επιστύλιο που φέρουν στύλοι με ραδινότητα a και παράμετρο συχνότητας $p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$ είναι πανομοιότυπη με τη δυναμική απόκριση του μεμονωμένου στύλου με ίδια ραδινότητα και με παράμετρο συχνότητας $\hat{p} = \sqrt{\frac{2}{3}} p$, που είναι μία μικρότερη παράμετρος συχνότητας, επομένως αντιστοιχεί σε μεγαλύτερο, πιο ευσταθή στύλο.

Σύμφωνα με την Εξ.(2.1.26) η λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου με στύλους ραδινότητας a και με μέγεθος ημιδιαγωνίου R περιγράφεται από το σύνολο των εργασιών πάνω στη λικνιστική απόκριση του μεμονωμένου στύλου με την ίδια ραδινότητα a , αλλά με μεγαλύτερο μέγεθος \hat{R} που δίνεται από τη σχέση



Σχήμα 2.1.6. Τιμές της ημιδιαγωνίου \hat{R} ενός ελεύθερα εδραζόμενου στύλου με ραδινότητα a , ο οποίος έχει πανομοιότυπες δυναμικές ιδιότητες και απόκριση με ένα ελεύθερα εδραζόμενο λικνιζόμενο πλαίσιο με N στύλους ραδινότητας a , ημιδιαγωνίου R , και μάζα m_c , που φέρει επιστύλιο μάζας m_b .

$$\hat{R} = \frac{1+3\gamma}{1+2\gamma} R = \left(1 + \frac{\gamma}{1+2\gamma}\right) R \quad (2.1.29)$$

Το Σχήμα (2.1.6) παρουσιάζει τιμές του \hat{R} συναρτήσει του λόγου μαζών $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$.

Ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου

Με βάση το Σχήμα 2.1.1, κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$, η εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων θα δώσει

$$m_b \ddot{u}_g \delta u + Nm_c \ddot{u}_g R (\cos \alpha) \delta\theta = m_b g \delta v + Nm_c g R (\sin \alpha) \delta\theta \quad (2.1.30)$$

όπου

$$\delta u = \frac{du}{d\theta} \delta\theta \quad \text{and} \quad \delta v = \frac{dv}{d\theta} \delta\theta \quad (2.1.31)$$

Χωρίς απώλεια της γενικότητας γίνεται η υπόθεση ότι το λικνιζόμενο πλαίσιο περιστρέφεται με θετική φορά ($\theta(t) > 0$) και σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2.1.7) και (2.1.10)

$$\delta u = 2R \cos(\alpha - \theta) \delta\theta \quad (2.1.32)$$

$$\delta v = 2R \sin(\alpha - \theta) \delta\theta \quad (2.1.33)$$

Αντικατάσταση της Εξίσωσης (2.1.32) και (2.1.33) στην Εξ.(2.1.30) και απαλοιφή της αποδεκτής στροφής $\delta\theta$ θα δώσει

$$m_b \ddot{u}_g 2 \cos(\alpha - \theta) + Nm_c \ddot{u}_g \cos \alpha = m_b g 2 \sin(\alpha - \theta) + Nm_c g \sin \alpha \quad (2.1.34)$$

Κατά την εκκίνηση της ανασήκωσης, $\theta=0$, η Εξ.(2.1.34) απλοποιείται στη μορφή

$$(2m_b + Nm_c) \ddot{u}_g^{up} \cos \alpha = (2m_b + Nm_c) g \sin \alpha \quad (2.1.35)$$

που δείχνει πως η ελάχιστη επιτάχυνση που απαιτείται για να ανασηκωθεί το λικνιζόμενο πλαίσιο είναι

$$\ddot{u}_g^{up} = g \tan \alpha \quad (2.1.36)$$

Σύμφωνα με την Εξ.(2.1.36) η ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου εξαρτάται αποκλειστικά από τη ραδινότητα του στύλου και είναι απολύτως ανεξάρτητη της μάζας του επιστυλίου. Το αποτέλεσμα αυτό ήταν αναμενόμενο από την προηγούμενη ανάλυση του λικνιζόμενου πλαισίου (βλ. Εξ.(2.1.26)) που δείχνει ότι η δυναμική απόκριση είναι πανομοιότυπη με την απόκριση του μεμονωμένου στύλου με την ίδια ραδινότητα a , όπως και ο στύλος του

πλαίσου, αλλά με μεγαλύτερο μέγεθος $\hat{R} = \frac{1+3\gamma}{1+2\gamma} R$ (βλ. Σχήμα 2.1.6).

Μέγιστος συντελεστής ανάπαλσης

Ο μέγιστος συντελεστής ανάπαλσης του λικνιζόμενου πλαισίου κατά τη στιγμή της κρούσης που συμβαίνει όταν η στροφή $\theta(t)$ εναλλάσσει το πρόσημό της υπολογίζεται με την εφαρμογή του θεωρήματος της διατήρησης της στροφορμής ενός στύλου του πλαισίου πριν και μετά την κρούση. Όπως και στην περίπτωση του μεμονωμένου στύλου, η στροφορμή του ενός στύλου του λικνιζόμενου πλαισίου γύρω από τον πόλο περιστροφής O' (βλ. Σχήμα 2.1.7) είναι

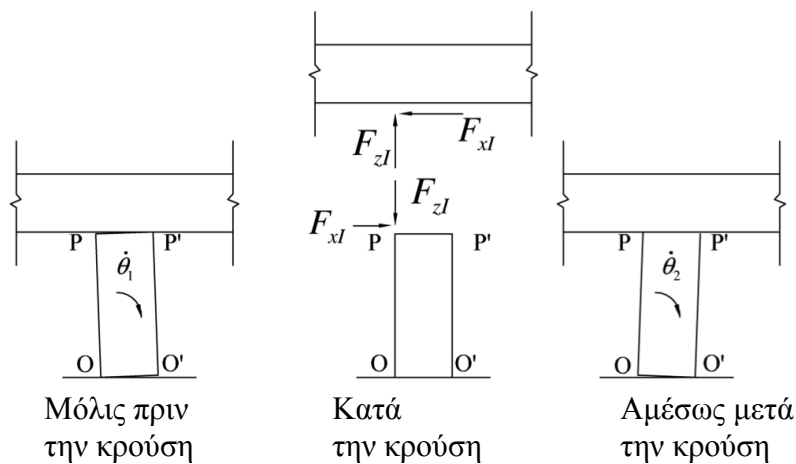
$$H_1 = (I_o - 2m_c b R \sin \alpha) \dot{\theta}_1 \quad (2.1.37)$$

όπου $\dot{\theta}_1$ είναι η γωνιακή ταχύτητα του λικνιζόμενου στύλου ακριβώς πριν την κρούση. Μετά την κρούση, η γωνιακή ταχύτητα υπολογίζεται από τη σχέση

$$H_2 = I_o \dot{\theta}_2 \quad (2.1.38)$$

όπου $\dot{\theta}_2$ είναι η γωνιακή ταχύτητα αμέσως μετά την κρούση.

Η κύρια διαφορά στην διατήρηση της στροφορμής πριν και μετά την κρούση ανάμεσα στο λικνιζόμενο πλαίσιο και στο μεμονωμένο λικνιζόμενο στύλο είναι ότι κατά την κρούση αναπτύσσονται επιπρόσθετες δυνάμεις στους στύλους του πλαισίου που απουσίαζαν στην περίπτωση του μεμονωμένου στύλου. Αυτές οι δυνάμεις εμφανίζονται όταν οι αντιδράσεις του επιστυλίου μετατίθενται από το σημείο P' στο σημείο P , όπως συμβαίνει στη βάση, από το O στο O' (βλ. Σχήμα 2.1.7).



Σχήμα 2.1.7. Η διάταξη του λικνιζόμενου στύλου που φέρει ελεύθερα επιστύλιο λίγο πριν την κρούση, κατά την κρούση και αμέσως μετά την κρούση, μαζί με τις αντιδράσεις που αναπτύσσονται στο σημείο P καθώς ο στύλος πρόκειται να λικνιστεί γύρω από τον νέο πόλο περιστροφής O' .

Δεδομένου ότι το επιστύλιο είναι άκαμπτο και ότι κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης του πλαισίου η κίνηση είναι μόνο μεταφορική (όχι στροφές), γίνεται η υπόθεση ότι οι αντιδράσεις σε όλους τους στύλους είναι ίσες. Συνεπώς, η αλλαγή της ορμής του επιστυλίου στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση ακριβώς πριν και μετά την κρούση είναι

$$N \int_{\text{duration of impact}} F_{xl} dt = 2m_b R \cos \alpha (\dot{\theta}_1 - \dot{\theta}_2) \quad (2.1.39)$$

και

$$N \int_{\text{duration of impact}} F_{zI} dt = 2m_b R \sin \alpha (\dot{\theta}_1 + \dot{\theta}_2) \quad (2.1.40)$$

Εφαρμογή του θεωρήματος διατήρησης της στροφορμής πριν και μετά την κρούση θα δώσει

$$H_1 - 2b \int_{\text{duration of impact}} F_{zI} dt + 2h \int_{\text{duration of impact}} F_{xI} dt = H_2 \quad (2.1.41)$$

Με αντικατάσταση των Εξισώσεων (2.1.37)- (2.1.40) στην Εξ.(2.1.41) και λαμβάνοντας υπόψη ότι $I_o = 4/3 m_c R^2$ προκύπτει

$$\left(\frac{4}{3} m_c - 2m_c \sin^2 \alpha - \frac{4}{N} m_b \sin^2 \alpha + \frac{4}{N} m_b \cos^2 \alpha \right) \dot{\theta}_1 = \left(\frac{4}{N} m_b + \frac{4}{3} m_c \right) \dot{\theta}_2 \quad (2.1.42)$$

Με περαιτέρω απλοποίηση της Εξίσωσης (2.1.42) προκύπτει πως ο λόγος της κινητικής ενέργειας του λικνιζόμενου πλαισίου πριν και μετά την κρούση είναι

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \right)^2 = \left(\frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \right)^2 \quad (2.1.43)$$

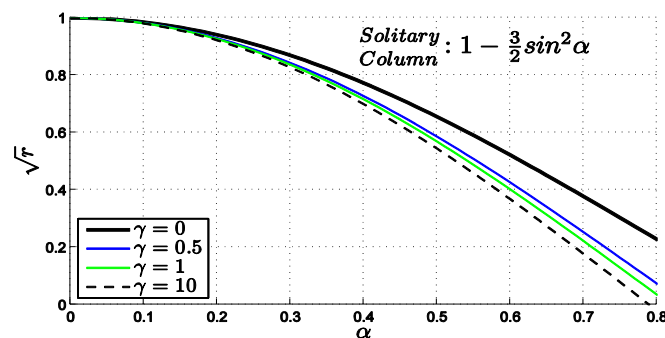
Η Εξ.(2.1.43) δείχνει πως η γωνιακή ταχύτητα του λικνιζόμενου πλαισίου μετά την κρούση είναι μόλις \sqrt{r} φορές η ταχύτητα πριν την κρούση. Το Σχήμα 2.1.8 παρουσιάζει την τιμή του ελάχιστου

συντελεστή ανάπαλσης $\sqrt{r} = \frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma}$ συναρτήσει της ραδινότητας a για διάφορες

τιμές του λόγου $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$. Το Σχήμα 2.1.8 δείχνει πως ο μέγιστος συντελεστής ανάπαλσης \sqrt{r} του

λικνιζόμενου πλαισίου είναι πάντα μικρότερος από τον μέγιστο συντελεστή ανάπαλσης του μεμονωμένου στύλου $= 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha$. Συνεπώς, όταν ένα ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο ξεκινάει τη

λικνιστική του απόκριση, αποσβένει περισσότερη ενέργεια από το αντίστοιχης ραδινότητας ισοδύναμο μεμονωμένο στύλο με μέγεθος \hat{R} λόγω των επιπλέον κρούσεων που συμβαίνουν ανάμεσα στους στύλους και το επιστύλιο.



Σχήμα 2.1.8. Τιμές του μέγιστου συντελεστή ανάπαλσης συναρτήσει της ραδινότητας a του στύλου του λικνιζόμενου πλαισίου για διάφορες τιμές του λόγου μαζών $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$.

Φάσματα ανατροπής – Αυτο-όμοια απόκριση

Η απλή μορφή και η καταστρεπτικότητα του δεσπόζοντος συνεκτικού παλμού των εγγύς πεδίου καταγραφών αποτέλεσαν την αιτία για την ανάπτυξη διάφορων κλειστών εκφράσεων που προσεγγίζουν τα σημαντικά κινηματικά τους χαρακτηριστικά. Η εργασία των Veletsos et al. (1965) ακολουθήθηκε, μεταξύ άλλων, από τις δημοσιεύσεις των Hall et al. (1995), Makris (1997), Makris and Chang (2000), Alavi and Krawinkler (2001), και πιο πρόσφατα από τους Mavroeidis and Parageorgiou (2003) και Vassiliou and Makris (2011). Οι φυσικός πραγματοποιησιμιοί παλμοί μπορούν να περιγράψουν ικανοποιητικά τον ωστικό (*impulsive*) χαρακτήρα των εγγύς πεδίου καταγραφών τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά. Ο ελάχιστος αριθμός παραμέτρων που χρησιμοποιείται είναι δύο: η διάρκεια του παλμού, T_p , και το πλάτος της επιτάχυνσης, a_p . Το πιο πολύπλοκο μοντέλο των Mavroeidis and Parageorgiou (2003) περιλαμβάνει 4 παραμέτρους: την περίοδο, το πλάτος, τη φάση και τον ταλαντωτικό χαρακτήρα (*oscillatory character*) του παλμού. Πρόσφατα οι Vassiliou and Makris (2011) χρησιμοποίησαν το μοντέλο των Mavroeidis and Parageorgiou (2003) σχετικά με την ανάλυση κυματιδίων για να αναπτύξουν μία ολοκληρωμένη διαδικασία για την εξαγωγή της κλίμακας χρόνου και εύρους των ισχυρών διεγέρσεων εγγύς πεδίου.

Οι σύγχρονες μεθοδολογίες για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών του παλμού ενός μεγάλου εύρους καταγραφών έχουν ιδιαίτερη αξία, καθώς το γινόμενο $a_p T_p^2 = L_p$ αποτελεί μία χαρακτηριστική κλίμακα μήκους της εδαφικής διέγερσης και είναι ενδεικτικό του μεγέθους της εμμονής (*persistence*) του πιο ενεργητικού παλμού που δημιουργεί ανελαστική μετακίνηση (Makris and Black 2004a,b). Επισημαίνεται ότι η εμμονή του παλμού, $a_p T_p^2 = L_p$, είναι διαφορετικό χαρακτηριστικό από την ένταση του παλμού που μετράται με την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης, a_p . Υπενθυμίζεται ότι ανάμεσα σε δύο παλμούς με διαφορετικό πλάτος επιτάχυνσης (έστω $a_{p1} > a_{p2}$) και διαφορετική διάρκεια παλμού (έστω $T_{p1} < T_{p2}$) η ανελαστική παραμόρφωση δεν κλιμακώνεται με την μεγαλύτερη επιτάχυνση (ένταση παλμού) αλλά με το μεγαλύτερο μήκος (μεγαλύτερο $a_p T_p^2 =$ μεγαλύτερη εμμονή παλμού), (Makris and Black 2004a,b, Karavasilis et al. 2010).

Η έντονη μαύρη γραμμή στο Σχήμα 2.1.9 (επάνω) είναι προσέγγιση του μακροπεριόδου παλμού του σεισμού του 1992 στο Erzincan της Τουρκίας (κατεύθυνση BN) και αποτελεί έκφραση της δεύτερης παραγώγου της Gaussian κατανομής, $e^{-t^2/2}$, γνωστής στους σεισμολόγους ως το συμμετρικό κυματίδιο Ricker (Ricker 1943, 1944)

$$\psi(t) = a_p \left(1 - \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}\right) e^{-\frac{1}{2} \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}} \quad (2.1.44)$$

Η όρος $T_p = \frac{2\pi}{\omega_p}$, είναι η περίοδος που μεγιστοποιεί το φάσμα Fourier του συμμετρικού

κυματιδίου Ricker. Αντίστοιχα, η έντονη μαύρη γραμμή στο Σχήμα 2.1.9 (κάτω) είναι προσέγγιση του μακροπεριόδου παλμού της καταγραφής Pacoima Dam στις 9 Φεβρουαρίου του 1971 στο San Fernando της Καλιφόρνιας και αποτελεί έκφραση της τρίτης παραγώγου της Gaussian κατανομής, $e^{-t^2/2}$

$$\psi(t) = \frac{a_p}{\beta} \left(\frac{4\pi^2 t^2}{3T_p^2} - 3\right) t e^{-\frac{1}{2} \frac{4\pi^2 t^2}{3T_p^2}} \quad (2.1.45)$$

στην οποία ο όρος β είναι ένας συντελεστής με τιμή 1.3801 που διαμορφώνει την παραπάνω εξίσωση ώστε να έχει μέγιστο ίσο με a_p .

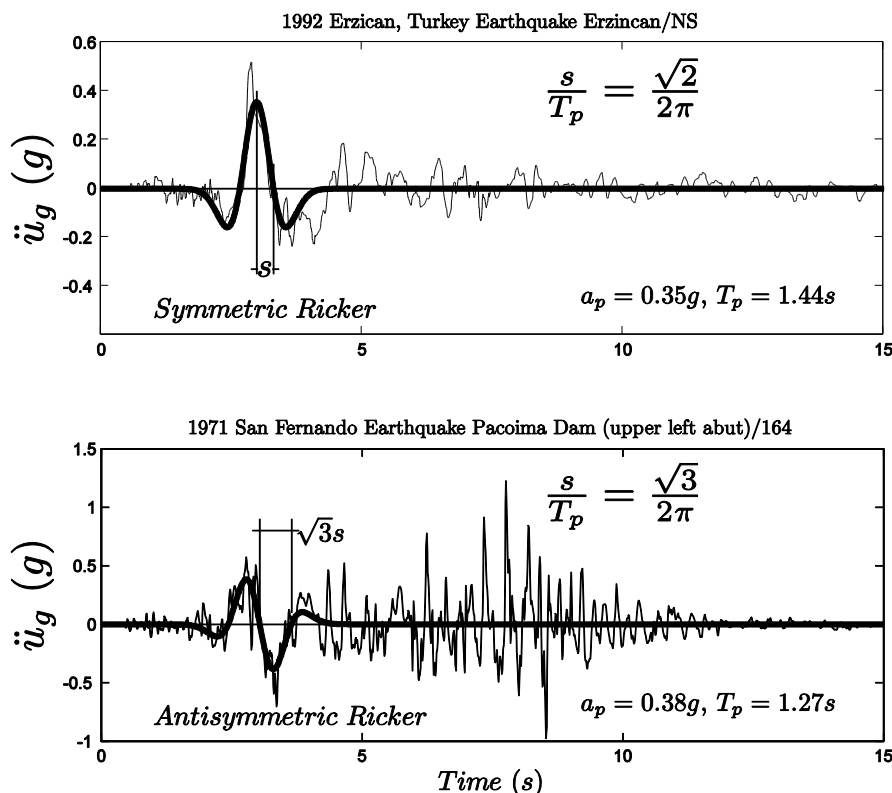
Η βέλτιστη επιλογή της έκφρασης της συνάρτησης για την προσέγγιση του κυρίως παλμού της σεισμικής διέγερσης είναι εκτός της κεντρικής ιδέας του κεφαλαίου αυτού. Αυτό που είναι σημαντικό να τονιστεί εδώ είναι πως αρκετοί ισχυροί σεισμοί περιέχουν έναν διακριτό παλμό ο οποίος είναι υπεύθυνος για την ανελαστική παραμόρφωση των κατασκευών (Hall et al. 1995, Makris and Chang 2000, Alavi and Krawinkler 2001, Makris and Psychogios 2006, Karavasilis et al. 2010, μεταξύ άλλων). Μία μαθηματικά αυστηρή και εύκολα εφαρμόσιμη διαδικασία που βασίζεται στην ανάλυση κυματιδίων ώστε να ταιριάζει το καλύτερο κυματίδιο έχει παρουσιαστεί πρόσφατα από τους Vassiliou and Makris (2011).

Γίνεται η υπόθεση ότι το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο του Σχήματος 2.1.1 υπόκειται σε έναν παλμό επιτάχυνσης (όπως αυτός στο Σχήμα 2.1.9) με εύρος επιτάχυνσης a_p και διάρκεια παλμού,

$T_p = \frac{2\pi}{\omega_p}$. Από την Εξ.(2.1.26) προκύπτει ότι η απόκριση του συστήματος του λικνιζόμενου

πλασιού που υπόκειται σε παλμό επιτάχυνσης είναι συνάρτηση έξι μεταβλητών

$$\theta(t) = f(p, \alpha, \gamma, g, a_p, \omega_p) \quad (2.1.46)$$



Σχήμα 2.1.9. Ανω: Βόρεια-Νότια συνιστώσα της χρονοϊστορίας επιταχύνσεων του σεισμού του Erzican του 1992 στην Τουρκία, μαζί με ένα συμμετρικό κυματίδιο Ricker. Κάτω: Κάθετα στο ρήγμα συνιστώσα της χρονοϊστορίας επιταχύνσεων του σεισμού του 1971 στο San Fernando, μαζί με αντισυμμετρικό κυματίδιο Ricker.

Οι επτά μεταβλητές που εμφανίζονται στην Εξ.(2.1.46) εμπεριέχουν μόνο δύο βασικά μεγέθη, το μήκος [L] και τον χρόνο [T]. Σύμφωνα με το θεώρημα Π του Buckingham το πρόβλημα μπορεί να περιγραφεί από τα ίδια αδιάστατα μονώνυμα που περιγράφεται και το πρόβλημα του λικνισμού στερεού σώματος επί ανυποχώρητου εδάφους, συν την αδιάστατη παράμετρο γ . Δηλαδή [αριθμός μεταβλητών = 7] – [αριθμός μεγεθών αναφοράς = 2] = 5. Επιλέγονται ως επαναλαμβανόμενες

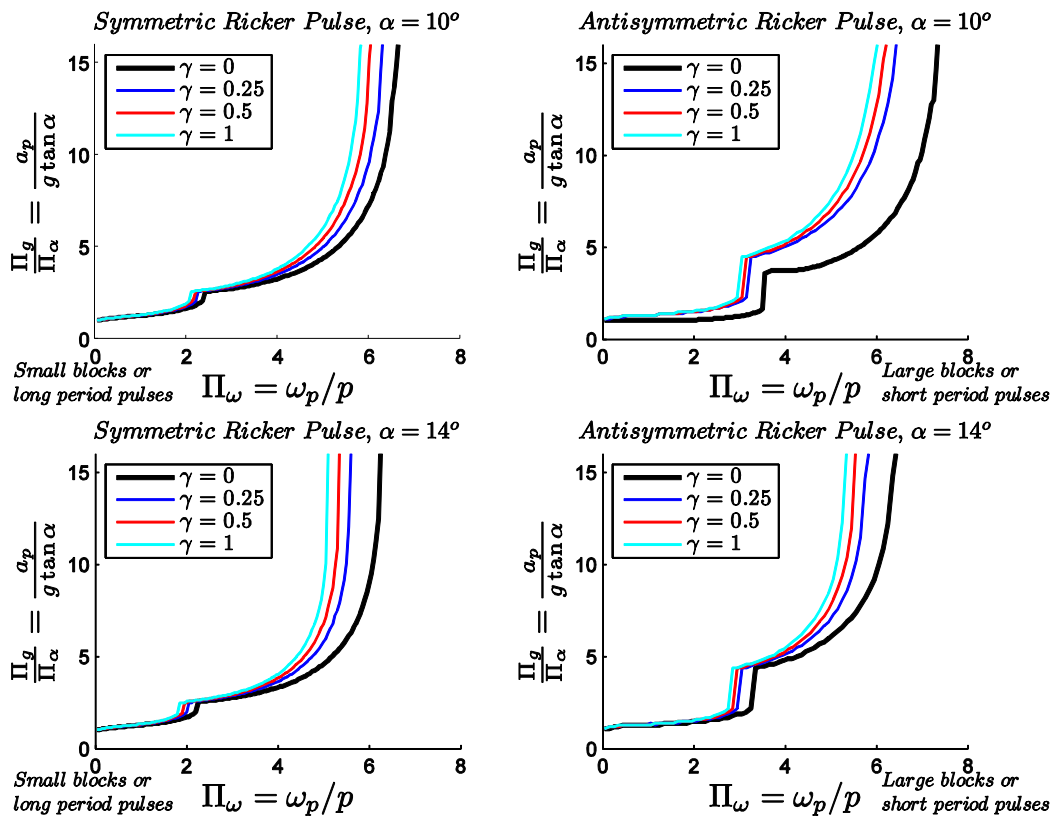
παράμετροι αυτές που χαρακτηρίζουν τον παλμό, a_p και ω_p και οι πέντε ανεξάρτητες Π-παράμετροι είναι: $\Pi_\theta=\theta$, $\Pi_\omega=\omega_p/p$, $\Pi_\alpha=\tan\alpha$, $\Pi_\gamma=\gamma$ and $\Pi_g=a_p/g$. Με αυτές τις πέντε αδιάστατες Π-παραμέτρους η Εξ.(2.1.46) καταλήγει στη μορφή

$$\theta(t) = \varphi\left(\frac{\omega_p}{p}, \tan\alpha, \gamma, \frac{a_p}{g}\right) \quad (2.1.47)$$

Η λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου του Σχήματος (2.1.1) όταν υπόκειται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$ υπολογίζεται από την επίλυση της Εξίσωσης (2.1.26) και σε συνάρτηση με την ελάχιστη ενέργεια που αποσβένεται σε κάθε κρούση και δίνεται από την Εξ.(2.1.43). Στο Σχήμα 2.1.10 απεικονίζεται το φάσμα της ελάχιστης επιτάχυνσης ανασήκωσης του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου όταν υπόκειται σε συμμετρικό παλμό Ricker (αριστερά) και σε αντισυμμετρικό παλμό Ricker (δεξιά) για διάφορες τιμές του λόγου μάζας $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$. Τα άνω γραφήματα είναι για στύλους με ραδιότητα $\alpha=10^\circ$ και τα κάτω για $\alpha=14^\circ$.

Στα γραφήματα του Σχήματος 2.1.10, η παράμετρος p είναι η παράμετρος συχνότητας των στύλων του πλαισίου (όχι η \hat{p}) και η ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου λόγω (α) του αντίστοιχου μεγαλύτερου μεγέθους $\hat{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}}p$, και (β) του συντελεστή ανάπαλσης (βλ. Εξ.(2.1.43)) δίνεται από τις καμπύλες για διάφορες τιμές του γ .

Το Σχήμα 2.1.10 δείχνει πως μέχρι τιμές $\omega_p/p=4$ η επιπλέον ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου σε σχέση με την αυτήν του μεμονωμένου στύλου δεν είναι σημαντική. Για τιμές $\omega_p/p>4$ (μεγαλύτεροι στύλοι ή μικρότερης διάρκειας παλμοί) η ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής έχει μεγαλύτερη τιμή από αυτή για το μεμονωμένο στύλο, αποδεικνύοντας ότι η ευστάθεια ενισχύεται για ανωβαρή πλαίσια, και μάλιστα η σεισμική ευστάθεια είναι ανεξάρτητη από την ανύψωση του κέντρου βάρους του πλαισίου.



Σχήμα 2.1.10. Φάσματα ανατροπής του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου του Σχήματος 2.1.1 όταν υπόκειται σε συμμετρικό παλμό Ricker (αριστερά) και σε αντισυμμετρικό παλμό Ricker (δεξιά) για διάφορες τιμές του λόγου $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$. Άνω: $\alpha=10^\circ$. Κάτω: $\alpha=14^\circ$. Οι τιμές του συντελεστή ανάπαλσης υπολογίζονται από την Εξ.(2.1.43).

Σεισμική ευστάθεια κίωνων που φέρουν επιστύλιο

Στους αρχαίους Ελληνικούς ναούς τα επιστύλια τοποθετούνταν από τον κατακόρυφο άξονα ενός στύλου, μέχρι τον κατακόρυφο άξονα του γειτονικού στύλου, και επομένως, οι αρμοί των επιστυλίων αναπτύσσονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα του στύλου (βλ. Σχήμα 2.1.2). Λόγω αυτής της διάταξης, κατά τη διάρκεια πλευρικής φόρτισης στο περιστύλιο του ναού, κάθε επιστύλιο, πέρα από την οριζόντια μετακίνηση, u , όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1.1, θα βιώσει και μικρή στροφή. Παρ' όλα αυτά, η τάση του επιστυλίου να περιστραφεί εμποδίζεται μερικώς από την παρουσία του γειτονικού επιστυλίου μαζί με τη ζωφόρο που βρίσκεται πάνω από τους αρμούς των επιστυλίων. Αυτός ο τρόπος κατασκευής με τους λίθους σε τέλεια επαφή μεταξύ τους και τους όσο το δυνατόν πιο στενούς αρμούς είχε σαν αποτέλεσμα οι αρχαίοι τεχνίτες να κατασκευάσουν σχεδόν συνεχείς και ογκώδεις κατασκευές πάνω από τους κίονες, που σύμφωνα με αυτή της εργασία βελτίωναν σημαντικά τη σεισμική ευστάθεια του περιστυλίου του ναού.

Δύο από τους ισχυρότερους σεισμούς που έχουν καταγραφεί στην Ελλάδα είναι αυτός της Λευκάδας το 1973 και του Αιγίου το 1995. Και οι δύο καταγραφές περιέχουν διακριτούς παλμούς επιτάχυνσης διάρκειας $T_p \approx 0.6s$. Επικεντρωνόμαστε στο Ναό του Απόλλωνα στην Κόρινθο όπου οι $7.5m \times 1.8m$ μονολιθικοί κίονες στέκονται από το 540 π.Χ. σε περιοχή υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Οι διαστάσεις κάθε κίονα καθορίζουν μία παράμετρο συχνότητας

$$p = \sqrt{\frac{3g}{4R}} = 1.4 \text{ rad/s} \text{ και ραδινότητα } \alpha = \tan^{-1}(b/h) = 13.5^\circ. \text{ Για τον παλμό } T_p = 0.6s \text{ του σεισμού}$$

του Αιγίου, που βρίσκεται σε γειτονική περιοχή, ο αδιάστατος όρος Π_ω λαμβάνει την τιμή

$$\frac{\omega_p}{p} = \frac{2\pi}{pT_p} = 7.5. \text{ Για τόσο μεγάλη τιμή του λόγου } \omega_p/p \approx 7.5 \text{ το διάγραμμα στο κάτω μέρος του}$$

Σχήματος 2.1.10 δίνει για τον μεμονωμένο ελεύθερα εδραζόμενο στύλο ($\gamma=0$) μία επιτάχυνση ανατροπής $a_p > 15g \tan \alpha = 15g \times 0.24 = 3.6g$, η οποία είναι εξωπραγματικά υψηλή τιμή. Ας γίνει τώρα η ακραία υπόθεση ότι στην Ελλάδα οι αναμενόμενοι σεισμοί έχουν διάρκεια παλμού $T_p = 0.9s$. Παλμός με διάρκεια $T_p = 0.9s$ μπορεί να είναι σπάνιο για το μέγεθος των ρηγμάτων και τους συνήθεις σεισμούς που επικρατούν στην Ελλάδα, αλλά η υπόθεση αυτή θα βοηθήσει στην κατανόηση της σημαντικής σεισμικής ευστάθειας των λικνιζόμενων κατασκευών.

Με $T_p = 0.9s$ και $p = 1.4 \text{ rad/s}$, $\omega_p/p = 5$, σύμφωνα με το κάτω διάγραμμα του Σχήματος 2.1.10 που είναι για ραδιότητα $\alpha = 14^\circ$, η ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής ενός λικνιζόμενου πλαισίου με $\gamma = 0.25$ ξεπερνά την τιμή $a_p \approx 5g \times 0.24 = 1.2g$. Αυτή η ανάλυση δείχνει πως τα ελεύθερα εδραζόμενα περιστύλια των αρχαίων ναών μπορούν να επιβιώσουν από παλμούς επιτάχυνσης με διάρκεια $0.9s$ και ένταση $1.2g$. Ενώ ένας τέτοιος παλμός είναι φυσικά πραγματοποιήσιμος, είναι απίθανος για τα σεισμικά δεδομένα της Ελλάδας και προφανώς δεν συνέβη ποτέ στα 2500 χρόνια της ζωής των κατασκευών των Σχημάτων 2.1.2 και 2.1.3.

Σεισμική μόνωση γεφυρών μέσω λικνισμού

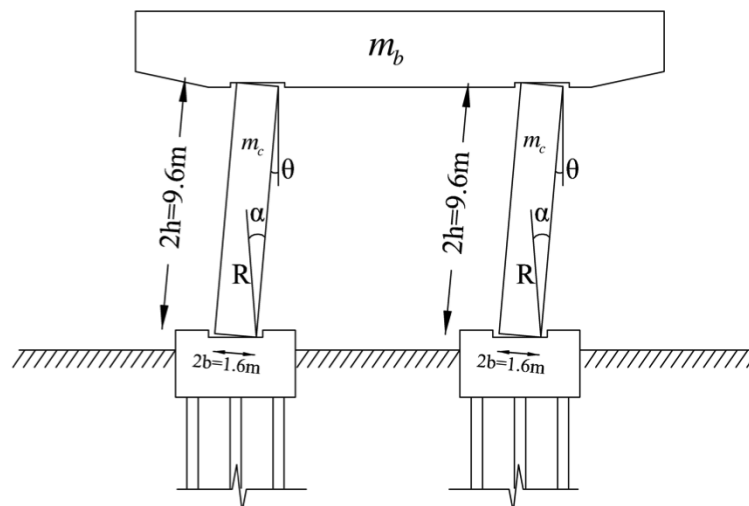
Η ιδέα του να επιτρέπεται στα βάθρα υψηλών γεφυρών να λικνίζονται δεν είναι καινούργια. Για παράδειγμα, οι ευεργετικές επιδράσεις από την ανασήκωση και εν συνεχεία τον λικνισμό των βάθρων βρήκαν εφαρμογή στις αρχές της δεκαετίας του 70 στην γέφυρα South Rangitikei bridge στη Νέα Ζηλανδία (Beck and Skinner 1971). Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαετίας, τα πλεονεκτήματα και οι προκλήσεις σχετικά με τον λικνισμό των βάθρων γεφυρών έχει συγκεντρώσει την προσοχή ερευνητών λόγω του ενδιαφέροντος για την τεχνολογία των προκατασκευασμένων γεφυρών (Wacker et al. 2005, Pang et al. 2008, Cohagen et al. 2008, και εργασίες που αναφέρονται σε αυτές) και λόγω της ανάγκης της γέφυρας να επανέλθει στην αρχική θέση ύστερα από τις ανελαστικές παραμορφώσεις μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης (Sakai et al. 2006, Cheng 2008, μεταξύ άλλων).

Στην τεχνολογία των προκατασκευασμένων γεφυρών, τα βάθρα και το κατάστρωμα δεν είναι ελεύθερα εδραζόμενα. Το κατασκευαστικό σύστημα είναι βασικά ένα υβριδικό σύστημα (Wacker et al. 2005, Cheng 2008) όπου τα βάθρα συνδέονται με τη θεμελίωση και το κατάστρωμα με προεντεταμένο τένοντα που διέρχεται από τον άξονα του βάθρου, μαζί με διαμήκη ελαφρύ οπλισμό από ράβδους χάλυβα κατά μήκος της περιφέρειας του βάθρου. Κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης, οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται κυρίως στις διεπιφάνειες βάθρου-θεμελίωσης και βάθρου-καταστρώματος, πλησιάζοντας την συμπεριφορά του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Παρά ταύτα, ο προεντεταμένος τένοντας μαζί με τον ελαφρύ οπλισμό από χάλυβα που προεκτείνεται μέσα στο πάχος του καταστρώματος και της θεμελίωσης συνεισφέρουν σημαντικά στην πλευρική δυσκαμψία του συστήματος και στις περισσότερες προκατασκευασμένες γέφυρες το διάγραμμα ροπών-στροφών του υβριδικού αυτού συστήματος ακολουθεί καμπύλη θετικής κλίσης.

Στα πλαίσια του Κεφ. 2 ερευνήθηκε η λικνιστική απόκριση στο επίπεδο μίας ελεύθερα εδραζόμενης γέφυρας, όπου στο διάγραμμα ροπής-στροφής η καμπύλη έχει αρνητική κλίση αφού είναι ελεύθερη να λικνίζεται (βλ. Σχήμα 2.1.11). Στο Σχήμα 2.1.11 έχει σχεδιαστεί μία ελεύθερα εδραζόμενη γέφυρα. Η πιθανή ολίσθηση στους πόλους περιστροφής κατά τη στιγμή της κρούσης εμποδίζεται μέσω αναβαθμών δίπλα στις διεπιφάνειες βάθρου-θεμελίωσης και βάθρου-καταστρώματος. Σε αυτή την αριθμητική εφαρμογή τα κυλινδρικά βάθρα έχουν ύψος $9.6m$ και διάμετρο $d = 2b = 1.6m$. Αυτές είναι συνήθεις διαστάσεις βάθρων γεφυρών αυτοκινητοδρόμων σε Ευρώπη και Η.Π.Α. Πιο ψηλές γέφυρες θα είχαν σαν αποτέλεσμα ακόμα πιο ευσταθή συστήματα.

Με $2h=9.6\text{m}$ και $2b=1.6\text{m}$, η ραδινότητα του βάθρου είναι $\tan \alpha = \frac{1}{6} = 0.166$ και η παράμετρος συχνότητας $p=1.23$. Ανάλογα με το μήκος των ανοιγμάτων και το κατά-μήκος βάρος του καταστρώματος, ο λόγος μαζών $\gamma = \frac{m_b}{2m_c}$ λαμβάνει τιμές από 4 και άνω ($\gamma > 4$). Όσο μεγαλύτερη η

τιμή του γ (βαρύτερο κατάστρωμα) τόσο πιο ευσταθές είναι το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο. Η σεισμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου εξετάστηκε μέχρι εδώ χρησιμοποιώντας συμμετρικά ή αντισυμμετρικά κυματίδια Ricker. Η ένταση της επιτάχυνσης, a_p , και η διάρκεια, T_p , ενός οποιουδήποτε διακριτού παλμού επιτρέπει τη χρήση της διαστατικής ανάλυσης που παρουσιάστηκε σε αυτό το κεφάλαιο με την εξαγωγή των Π-παραμέτρων, η οποία βελτιώνει την κατανόηση της φυσικής του προβλήματος μαζί με την οργάνωση των αποτελεσμάτων της απόκρισης. Παρά ταύτα, για να επεκταθεί το κύριο εύρημα της έρευνας - πως ανωβαρή ελεύθερα εδραζόμενα πλαίσια παρουσιάζουν σημαντική σεισμική ευστάθεια - εξετάζεται η σεισμική απόκριση στο επίπεδο της ελεύθερα εδραζόμενης γέφυρας του Σχήματος 2.1.11 για τους έξι ισχυρούς σεισμούς του Πίνακα 2.1.1. Οι τιμές της επιτάχυνσης, a_p , και της διάρκειας του παλμού, T_p , εμφανίζονται στις δύο τελευταίες στήλες του Πίνακα 2.1.1 και έχουν προσδιοριστεί με τον εκτεταμένο μετασχηματισμό κυματιδίων (Vassiliou and Makris 2011).



Σχήμα 2.1.11. Ελεύθερα εδραζόμενη γέφυρα σε λικνισμό, χωρίς κατακόρυφη προένταση ή οπλισμό σύνδεσης του βάθρου με τη θεμελίωση και το κατάστρωμα. Πιθανή μετακίνηση λόγω ολίσθησης εμποδίζεται μέσω αναβαθμών.

Στο Σχήμα 2.1.12 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της κανονικοποιημένης στροφής θ/a , μαζί με την κατακόρυφη ανασήκωση, $v(t)$, και την οριζόντια μετάθεση, $u(t)$, του λικνιζόμενου πλαισίου του

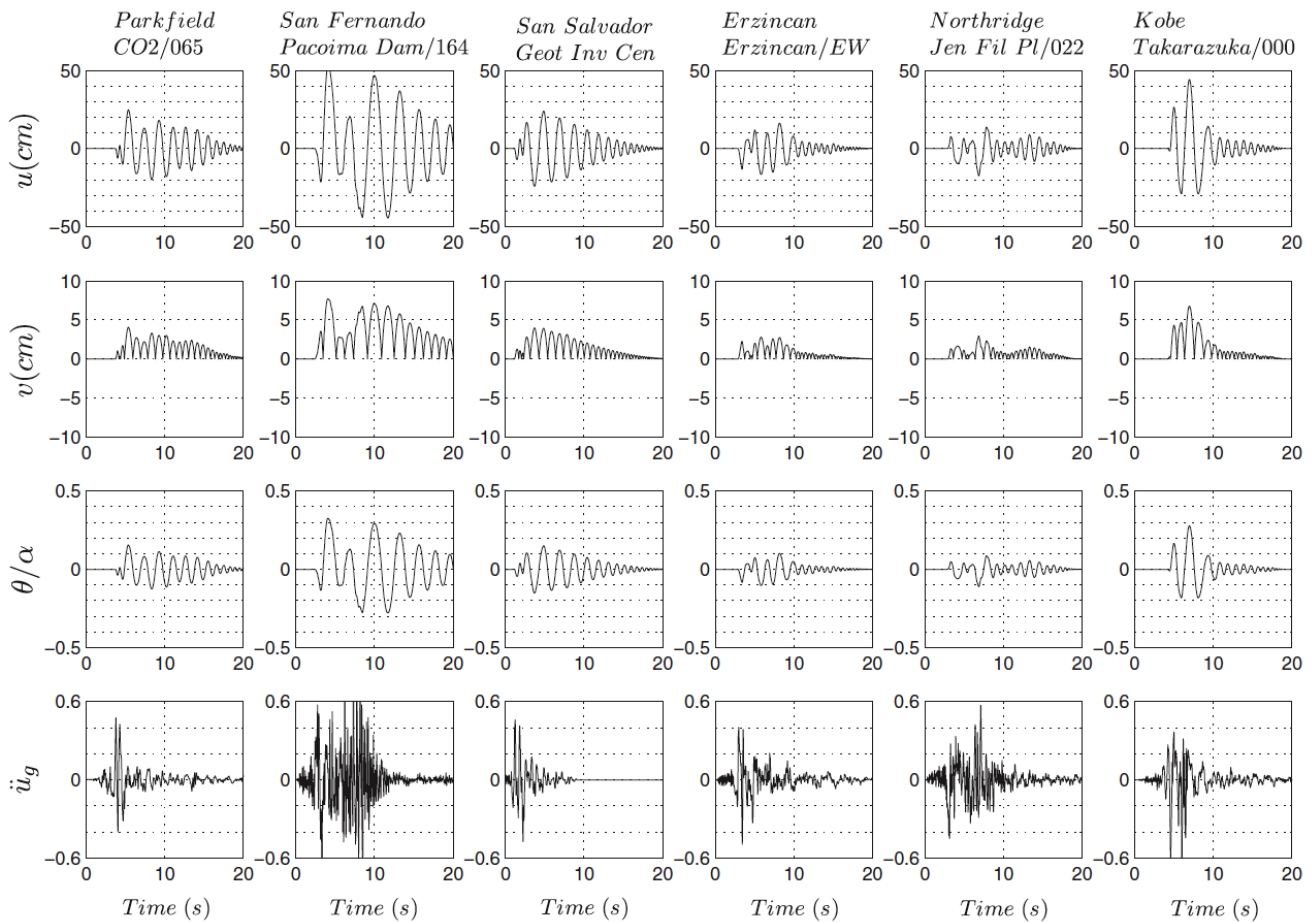
Σχήματος 2.1.11 με $\gamma = \frac{m_b}{2m_c} = 4$. Σημειώνεται ότι για κάθε μία από τις έξι καταγραφές, η στροφή θ

είναι μικρότερη από το $1/3$ της ραδινότητας, α , του βάθρου ($\theta/\alpha < 0.33$), και επομένως το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο παρουσιάζει σημαντικό περιθώριο ευστάθειας.

Πίνακας 2.1.1. Σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση της λικνιστικής απόκρισης στο επίπεδο της γέφυρας του Σχήματος 2.1.11.

Earthquake	Record	Magnitude (Mw)	Epicentral Distance (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	a_p (g)	T_p (s)
1966 Parkfield	CO2/065	6.1	0.1	0.48	0.75	0.41	0.6
1971 San Fernando	Pacoima Dam/164	6.6	11.9	1.23	1.13	0.38	1.27
1986 San Salvador	Geotech Investig. Center	5.4	4.3	0.48	0.48	0.34	0.8
1992 Erzican,	Erzincan/EW	6.9	13	0.50	0.64	0.34	0.9
1994 Northridge	Jensen Filter Plant/022	6.7	6.2	0.57	0.76	0.39	0.5
1995Kobe	Takarazuka/000	6.9	1.2	0.69	0.69	0.50	1.1

Η μέγιστη οριζόντια μετάθεση u_{max} λαμβάνει τιμές από 20cm έως 50cm, ενώ η κατακόρυφη ανασήκωση φτάνει έως 5cm. Η αξιολόγηση αυτών των τιμών πρέπει να γίνει σε σχέση με αντίστοιχες τιμές από προκατασκευασμένες γέφυρες με κατακόρυφη προένταση και υβριδικά κατασκευαστικά συστήματα (Wacker et al. 2005, Pang et al. 2008, Cheng 2008) ή σεισμικά μονωμένα καταστρώματα (Constantinou et al. 1998, Makris and Zhang 2004, Buckle et al. 2006) αφού ληφθεί υπόψη η επίδραση της δέσμησης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα, καθώς και θέματα όπως η πιθανή θραύση κοντά στους πόλους περιστροφής των βάρων (Roh and Reinhorn 2010a,b). Το κύριο συμπέρασμα της έρευνας ήταν ότι βαριά καταστρώματα ενισχύουν τη σεισμική ευστάθεια γεφυρών, ακόμα και αν αυτό σημαίνει ανύψωση του κέντρου βάρους. Το συμπέρασμα αυτό μπορεί να οδηγήσει στην εφαρμογή των ελεύθερα εδραζόμενων λικνιζόμενων πλαισίων, όπου δεν συναντώνται τα σοβαρά προβλήματα λυγισμού και θραύσης των οπλισμών ή του οπλισμένου σκυροδέματος στα σημεία των σεισμικών συνδέσεων, όπως συμβαίνει και στους αρχαίους ναούς των Σχημάτων 2.1.2 και 2.1.3.



Σχήμα 2.1.12. Χρονοϊστορίες στροφής, κατακόρυφης και οριζόντιας μετακίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου του Σχήματος 2.1.11 ($p=1.23$, $\tan\alpha=1/6$, $\gamma=4$) όταν υπόκειται στις σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 2.1.1 και απεικονίζονται στην κάτω σειρά.

Συμπεράσματα

Στο Κεφάλαιο 2 εξετάστηκε η λικνιστική απόκριση στο επίπεδο ενός συστήματος ελεύθερα εδραζόμενων στύλων που φέρουν ελεύθερα άκαμπτη δοκό. Εφαρμόζοντας θεωρία μεταβολών, προέκυψε ότι η δυναμική απόκριση ενός συστήματος στύλων που φέρουν δοκό είναι πανομοιότυπη με την απόκριση μεμονωμένου στύλου με την ίδια ραδινότητα, αλλά με μεγαλύτερο μέγεθος και μεγαλύτερη απόσβεση ενέργειας κατά τη διάρκεια των κρούσεων. Το μεγαλύτερο μέγεθος στύλου αντιστοιχεί σε πιο ευσταθές σύστημα, και επομένως η παρουσία της δοκού οδηγεί το πλαίσιο σε μεγαλύτερη ευστάθεια, παρά την ανύψωση του κέντρου βάρους.

Ακόμα πιο σημαντικό εύρημα είναι ότι όσο βαρύτερη είναι η δοκός, τόσο πιο ευσταθές είναι το πλαίσιο, συμπεραίνοντας ότι στην περίπτωση αυτή οι ανωβαρείς κατασκευές είναι πιο ευσταθείς. Πέρα από το μέγεθος και τη ραδινότητα των στύλων, η ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου είναι ανεξάρτητη του αριθμού των στύλων και εξαρτάται μόνο από τον λόγο των μαζών του καταστρώματος και των στύλων.

Η ελάχιστη πλευρική επιτάχυνση που απαιτείται για την ανασήκωση του λικνιζόμενου πλαισίου είναι ανεξάρτητη από τη μάζα και το ύψος του κέντρου βάρους του καταστρώματος, και εξαρτάται μόνο από τη ραδινότητα, a , των στύλων ($u_g^{up} = g \tan a$).

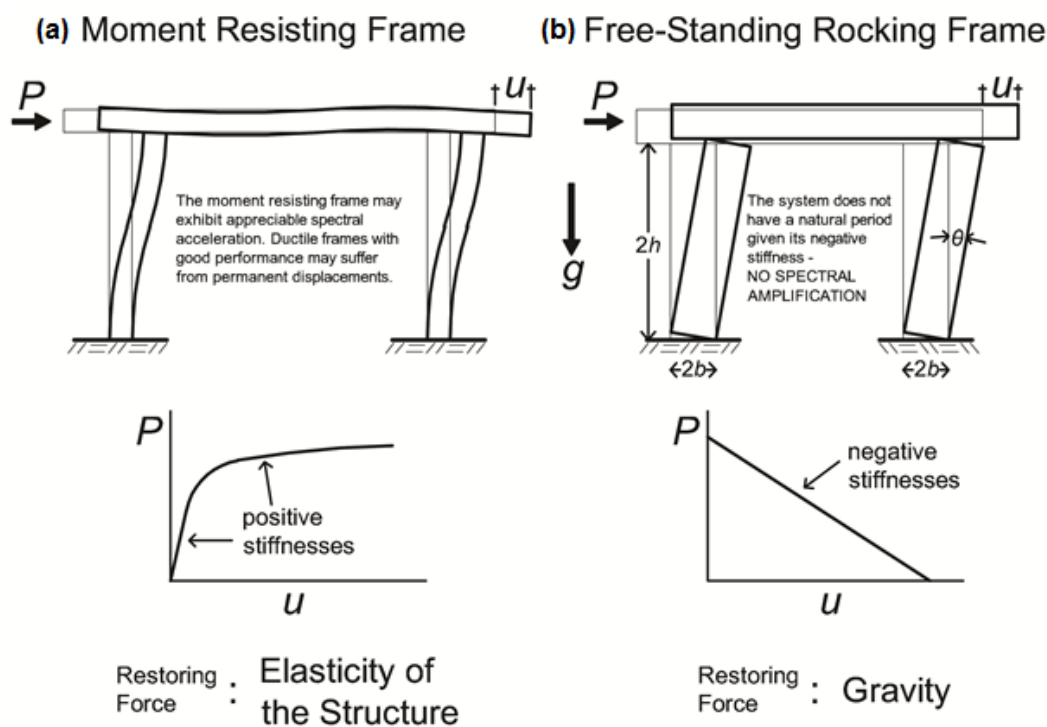
Τα ευρήματα αυτά καθιστούν την μόνωση μέσω λικνισμού μία ιδιαίτερα ελκυστική εναλλακτική πρόταση για την σεισμική προστασία γεφυρών, αφού όσο πιο βαρύ είναι το κατάστρωμα, τόσο μεγαλύτερη είναι η ευστάθεια της γέφυρας.

2.2. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΟΥ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται η λικνιστική απόκριση και η ευστάθεια μίας διάταξης με ψηλόλιγνους στύλους που φέρουν άκαμπτη δοκό, μέσω των οποίων διέρχεται κεντροβαρικά από τον άξονά τους τένοντας που συνδέεται με την δοκό και τη θεμελίωση. Εφαρμόζοντας θεωρία μεταβολών, διατυπώνεται η μη-γραμμική εξ.κίνησης όπου η δυσκαμψία και η δύναμη προέντασης του τένοντα επεξεργάζονται ξεχωριστά. Με αυτόν τον τρόπο, η δυσκαμψία μετά την ανασήκωση του συστήματος μπορεί να είναι από αρνητική έως θετική ανάλογα με την αξονική δυσκαμψία του κατακόρυφου τένοντα. Στο κεφάλαιο αποδεικνύεται ότι οι κατακόρυφοι τένοντες είναι ικανοί να περιορίσουν την απόκριση μικρότερων στύλων που υπόκεινται σε μακροπερίοδες διεγέρσεις. Καθώς το μέγεθος του στύλου ή η συχνότητα του παλμού αυξάνεται, η επίδραση του κατακόρυφου τένοντα γίνεται λιγότερη σημαντική, δεδομένου ότι το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής αντίστασης των μεγάλων λικνιζόμενων στύλων προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδράνειας. Το κεφάλαιο καταλήγει στην παρουσίαση και αξιολόγηση ενός ισοδύναμου άκαμπτου-γραμμικού συστήματος ώστε η λικνιστική απόκριση των στύλων με κατακόρυφη προένταση μπορεί να υπολογισθεί με δημοφιλή λογισμικά ανοικτού κώδικα ή εμπορικά διαθέσιμα λογισμικά εισάγοντας απλώς ελαστικά-πολυγραμμικά στοιχεία.

Εισαγωγή

Ο υπολογισμός των σύγχρονων πλαισιακών συστημάτων βασίζεται σε τρεις αρχές που είναι βαθιά ριζωμένες στη φιλοσοφία της μηχανικής των κατασκευών. Η πρώτη αρχή είναι αυτή της δημιουργίας υπερστατικών πλαισιακών συστημάτων. Όταν μία υπερστατική κατασκευή υπόκειται σε ισχυρή πλευρική φόρτιση και ορισμένοι κόμβοι αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις, υπάρχει περίσσεια (*redundancy*) στο σύστημα ώστε αυτό θα διατηρήσει την ακεραιότητά του. Η δεύτερη αρχή, γνωστή ως πλαστιμότητα, είναι η ικανότητα της κατασκευής να διατηρεί αρκετή αντοχή για μεγάλες παραμορφώσεις. Με τον τρόπο αυτό, σε περίπτωση πολύ ισχυρών πλευρικών δυνάμεων που θα μετατρέψουν όλους τους κόμβους σε πλαστικές αρθρώσεις, η παρουσία πλαστικής συμπεριφοράς αποτρέπει την κατάρρευση. Από την άλλη, στην περίπτωση αυτή η κατασκευή μπορεί να παρουσιάσει σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις με σοβαρές βλάβες στις περιοχές των αρθρώσεων. Επομένως σε έναν ισχυρό σεισμό, μη αναστρέψιμες βλάβες στις κατασκευές είναι αναπόφευκτες με αυτήν τη φιλοσοφία σχεδιασμού. Η τρίτη αρχή που κυριαρχεί στον σύγχρονο υπολογισμό κατασκευών είναι η θετική δυσκαμψία. Όταν το σύστημα φτάσει στη διαρροή, οι δυνάμεις δεν είναι πλέον ανάλογες της παραμόρφωσης, αλλά στις περισσότερες περιπτώσεις η δυσκαμψία κάθε στιγμή της ιστορίας της παραμόρφωσης παραμένει θετική – που συμβαίνει όταν κάποια δύναμη απαιτείται για να κρατήσει την κατασκευή μακριά από την θέση ισορροπίας σε μία δεδομένη μετατόπιση, οπότε και μεγαλύτερη δύναμη απαιτείται για να κρατήσει την κατασκευή σε ακόμα μεγαλύτερη μετατόπιση. Το Σχήμα 2.2.1 (α) παρουσιάζει τον τρόπο παραμόρφωσης του κλασικού πλαισίου όταν υπόκειται σε πλευρική φόρτιση ικανή να προκαλέσει διαρροή στους κόμβους. Το διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης (P-u) είναι μη-γραμμικό, η συμπεριφορά είναι πλάστιμη και η πλευρικές δυσκαμψίες παραμένουν πάντα θετικές.



Σχήμα 2.2.1. Θεμελιώδεις διαφορές ανάμεσα σε (α) ένα κλασικό πλαίσιο και (β) ένα λικνιζόμενο πλαίσιο με ελεύθερα εδραζόμενους στύλους που επιτρέπεται να λικνιστούν.

Δίπλα στο κλασικό πλαστικό πλαίσιο του Σχήματος 2.2.1 (α), το Σχήμα 2.2.1 (β) παρουσιάζει τον τρόπο παραμόρφωσης ενός ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου (δύο ελεύθερα εδραζόμενοι στύλοι που φέρουν ελεύθερα άκαμπτη δοκό) όταν υπόκειται σε πλευρική φόρτιση ικανή να προκαλέσει ανασήκωση των στύλων. Το διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης (P-u) του λικνιζόμενου πλαισίου που φαίνεται στο κάτω μέρος του Σχήματος 2.2.1 (β) υποδεικνύει ότι το αρθρωτό σύστημα έχει άπειρη δυσκαμψία μέχρι τη στιγμή της ανασήκωσης, και όταν το τετρα-αρθρωτό πλαίσιο αρχίζει να λικνίζεται η δύναμη επαναφοράς μειώνεται γραμμικά φθάνοντας το μηδέν όταν η στροφή του στύλου, $\theta = \alpha = \arctan(b/h)$. Συνεπώς, το ελεύθερα εδραζόμενο λικνιζόμενο πλαίσιο του Σχήματος 2.2.1 (β) είναι ένας μηχανισμός τεσσάρων αρθρώσεων που παρουσιάζει αρνητική δυσκαμψία. Επιπλέον, κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, η καμπύλη δύναμης-παραμόρφωσης δεν εσωκλείει κάποια περιοχή και επομένως η πλαστιμότητα του συστήματος είναι μηδέν δεδομένου ότι η ενέργεια αποσβένεται μόνο κατά τη στιγμή των κρούσεων, όταν η στροφή αλλάζει πρόσημο.

Συμπερασματικά, το Σχήμα 2.2.1 υποδεικνύει ότι, ενώ οι πιο σύγχρονοι δομοστατικοί εκπαιδούνται στο να σχεδιάζουν υπερστατικούς πλαστικούς φορείς που παρουσιάζουν θετική δυσκαμψία, οι τεχνίτες στα αρχαία χρόνια κατασκεύαζαν τελείως διαφορετικά δομικά συστήματα – δηλαδή αρθρωτούς μηχανισμούς που παρουσιάζουν ασήμαντη πλαστιμότητα και αρνητική δυσκαμψία. Το αξιοσημείωτο σε αυτές τις «αντισυμβατικές» αρθρωτές κατασκευές όπως ο ύστερος αρχαϊκός Ναός της Αφάιας στην Αίγινα (Makris and Vassiliou 2013) έχουν δοκιμαστεί στο χρόνο υπομένοντας πολλούς ισχυρούς σεισμούς σε ένα διάστημα 2.5 χιλιάδων χρόνων διατηρώντας την ευστάθειά τους. Τα τελευταία χρόνια η ιδέα της αρνητικής δυσκαμψίας συγκεντρώνει το ενδιαφέρον για τη σεισμική προστασία κατασκευών όπως περίπλοκα μηχανικά συστήματα (NSD—*negative stiffness devices*) με ελατήρια υψηλής συμπίεσης (Pasala et al. 2013, Sarlis et al. 2013).

Παρά την εντυπωσιακή σεισμική αντοχή των αρχαίων αρθρωτών ναών που έχει επισημανθεί από αρκετούς ερευνητές (Konstantinidis and Makris 2003, Papaloizou and Komodromos 2009, Ambraseys and Psycharis 2011, Vassiliou and Makris 2012, Makris and Vassiliou 2013, 2014,

DeJong and Dimitrakopoulos 2014), ο αριθμός των σύγχρονων κατασκευών που έχει σκόπιμα σχεδιαστεί ώστε να λικνίζεται πάνω από τη θεμελίωση είναι περιορισμένος (Mander and Cheng 1997, Chen et al. 2006, Cheng 2008). Ξεχωρίζουν δύο παραδείγματα στη Νέα Ζηλανδία: (α) η σιδηροδρομική γέφυρα South Rangitikei (Beck and Skinner 1974) και (β) η βιομηχανική καμινάδα στο αεροδρόμιο Christchurch (Sharpe and Skinner 1983). Στην ίδια λογική είναι σχεδιασμένα τα βάθρα στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου στην Ελλάδα (Pecker 2005).

Λόγω των σημαντικών βλαβών στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων λόγω της παραμένουσας μετακίνησης που είναι έμφυτες στο σημερινό σεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, τις δύο τελευταίες δεκαετίες έγινε προσπάθεια να ανακαλύψουμε εκ νέου τα μοναδικά πλεονεκτήματα των λικνιζόμενων κατασκευών. Οι Mander and Cheng (1999) εισήγαγαν τον Σχεδιασμό Αποφυγής Βλαβών (*Damage Avoidance Design—DAD*) όπου οι στύλοι ενός πλαισίου επιτρέπεται να λικνίζονται πάνω από τη θεμελίωση και κάτω από την δοκό που φέρουν χωρίς να εισάγουν βλάβες στο σύστημα. Αυτό επιτυγχάνεται διακόπτοντας τον διαμήκη οπλισμό των στύλων πριν να φτάσουν στη θεμελίωση ή στη δοκό. Στον DAD, παρέχεται σε κεντροβαρική θέση στους στύλους προεντεταμένος τένοντας για αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας της αρθρωτής κατασκευής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.2 (a), (b). Στην ουσία, το διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης του Σχήματος 2.2 στην εργασία των Mander and Cheng (1999) δείχνει πως η αξονική δυσκαμψία του τένοντα είναι αρκετά μεγάλη ώστε η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου πλαισίου μετά την ανασήκωση να είναι θετική. Με αυτή την δυσκαμψία του τένοντα που αντιστρέφει την αρνητική δυσκαμψία του λικνισμού μπορεί κάποιος να δημιουργήσει ένα ισχυρότερο σύστημα. Παρά ταύτα, σήμερα δεν έχει ακόμα κατανοηθεί σε πιο βαθμό ένας δύσκαμπτος κατακόρυφος τένοντας που προσφέρει θετική πλευρική δυσκαμψία βελτιώνει τη σεισμική ευστάθεια ψηλών λικνιζόμενων βάθρων. Ακολούθησε η εργασία του Cheng (2008) που παρουσίασε πειράματα από σεισμική τράπεζα της απόκρισης ενός λικνιζόμενου πλαισίου με δύο στύλους και κατακόρυφη προένταση. Η επίδραση διαφόρων παραμέτρων του συστήματος εξετάστηκε σε βάθος, και ενώ κάποιες διατάξεις στην εργασία του Cheng (2008) παρουσίασαν αρνητική δυσκαμψία (π.χ. δοκιμή R30PNK250), η φυσική σημασία και η επίδραση της αύξησης της δυσκαμψίας του τένοντα δεν εξετάστηκε.

Η άμεση ανάγκη για την επαναφορά των γεφυρών στην αρχική τους θέση μετά από έναν ισχυρό σεισμό ήταν το έναυσμα για αρκετές εργασίες (Priestley and Tao 1993, Palermo et al. 2005, Cheng 2007, Mahin et al. 2006, Sakai et al. 2006, Kam et al. 2010, και εργασίες που αναφέρονται σε αυτές) που χρησιμοποίησαν την ιδέα της ενίσχυσης των βάθρων μέσω κατακόρυφης προέντασης, μειώνοντας ή σταματώντας τον διαμήκη οπλισμό των στύλων πριν την ένωσή τους με τη θεμελίωση ή το κατάστρωμα, όπως είχε αρχικά προταθεί από τους Mander and Cheng (1999). Η ίδια ιδέα έχει προκαλέσει το ενδιαφέρον και στο πεδίο της τεχνολογίας των προκατασκευασμένων γεφυρών, όπου ομοίως τα βάθρα συνδέονται με τη θεμελίωση και το κατάστρωμα με κατακόρυφους προεντεταμένους τένοντες που διέρχονται κεντροβαρικά από τον άξονα των βάθρων με ελαφρύ διαμήκη οπλισμό γύρω από την περιφέρειά τους (Wacker et al. 2005, Cohagen et al. 2008, μεταξύ άλλων). Με αυτόν τον σχεδιασμό κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής φόρτισης, το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων συγκεντρώνεται στις διεπιφάνειες βάθρου-θεμελίωσης και βάθρου-καταστρώματος. Και ενώ αυτό μοιάζει με την συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013, 2014), η σημερινή λογική ακολουθεί ένα υβριδικό λικνιζόμενο πλαίσιο με θετική πλευρική δυσκαμψία.

Περισσότερο από μία δεκαετία πριν, οι Makris and Zhang (2001) και Makris and Black (2002) διερεύνησαν την λικνιστική απόκριση και ευστάθεια του άκαμπτου στοιχείου και συσκευών με αγκύρια προέντασης και συμπέραναν πως η κατακόρυφη προένταση είναι πιο αποτελεσματική στο να αποτρέψει την ανατροπή για μικρά στοιχεία όταν υπόκεινται σε μακροπεριόδους παλμούς. Καθώς το μέγεθος το στύλου αυξάνει, η στρεπτική ροπή αδρανείας του στύλου αυξάνει με το τετράγωνο του μεγέθους, και η σεισμική ευστάθεια των μεγάλων ελεύθερα εδραζόμενων στύλων οφείλεται κυρίως στην δυσκολία της κινητοποίησης της μεγάλης ροπής αδρανείας, παρά στην μικρή επίδραση της προέντασης. Ένα από τα κίνητρο για την εργασία αυτή είναι η επέκταση των

εργασιών των Makris and Zhang (2001) και Makris and Black (2002) και τονίζει την μεγάλη σεισμική αντοχή των ψηλών λικνιζόμενων στύλων λόγω της μεγάλης στρεπτικής ροπής αδρανείας (Makris 2014), ενώ η επίδραση της κατακόρυφης προέντασης μειώνεται σημαντικά με την αύξηση του μεγέθους των στύλων.

Δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση

Το βασικό κίνητρο της έρευνας του Κεφ. 2 είναι η εδραίωση της δυναμικής των λικνιζόμενων πλαισίων με κατακόρυφη προένταση ως μίας υποσχόμενης εναλλακτικής μεθόδου σχεδιασμού για ψηλές γέφυρες (Mander and Cheng 1997, Cheng 2008). Όταν η δυσκαμψία, EA , του τένοντα είναι μικρή σε σύγκριση με το βάρος του λικνιζόμενου στύλου, $m_c g$, μετά την ανασήκωση η δυσκαμψία του συστήματος παραμένει αρνητική, όπως για στην περίπτωση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου στύλου. Όταν η δυσκαμψία, EA , του τένοντα αυξάνεται, η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου πλαισίου αυξάνεται σταδιακά από αρνητική σε θετική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.2 (c).

Γίνεται η υπόθεση ότι ο λικνιζόμενος στύλος δεν θα ανατραπεί, θα επιστρέψει στην αρχική του θέση, θα συμβεί κρούση στον νέο πόλο περιστροφής και εν συνεχεία θα λικνιστεί προς την αντίθετη κατεύθυνση. Κατά τη διάρκεια του λικνισμού, η οριζόντια και η κατακόρυφη μετακίνηση του κέντρου βάρους της δοκού, $u(t)$, $v(t)$ μάζας m_b δίνονται για $\theta(t) < 0$ και $\theta(t) > 0$ στις ακόλουθες εκφράσεις

$$u(t) = \mp 2R [\sin \alpha - \sin(\alpha \pm \theta)] \quad (2.2.1)$$

$$v(t) = 2R [\cos(\alpha \pm \theta) - \cos \alpha] \quad (2.2.2)$$

Στις παραπάνω σχέσεις, όταν εμφανίζεται ο διπλός συμβολισμός (έστω \pm) το άνω πρόσημο είναι για $\theta < 0$ και το κάτω για $\theta > 0$.

Ανεξάρτητα από το πρόσημο της στροφής $\theta(t)$, κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$ η μεταβολή του έργου δW που παράγεται από το πεδίο των εξωτερικών δυνάμεων είναι

$$\delta W = \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) (\ddot{u}_g \delta u + g \delta v) \quad (2.2.3)$$

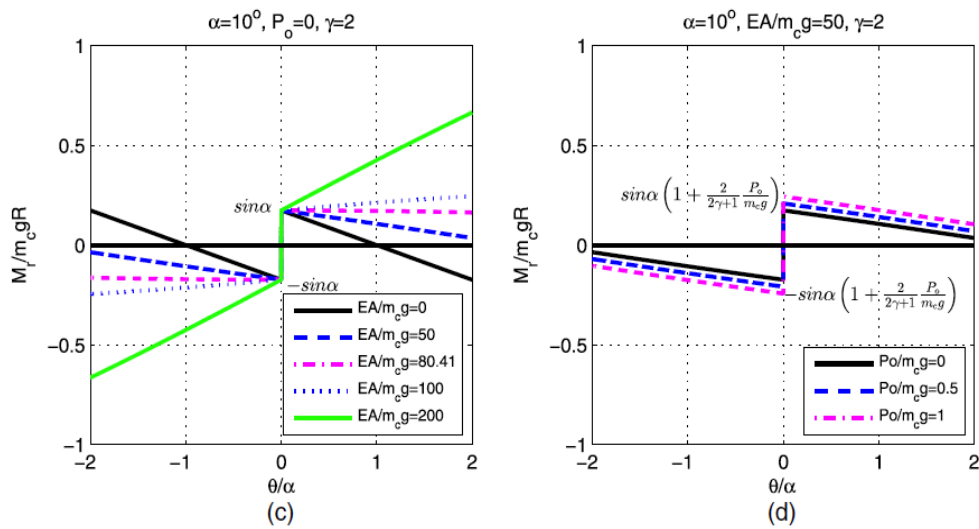
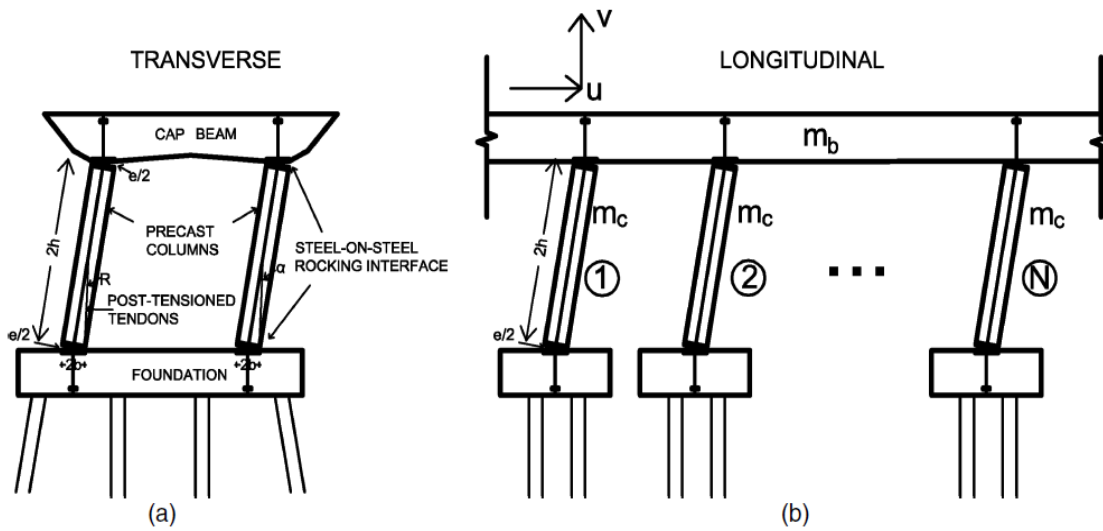
Περίπτωση 1: $\theta(t) < 0$

Κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$, η μεταβολή του έργου δW και η μεταβολή των μετακινήσεων δu και δv είναι

$$\delta W = \frac{dW}{d\theta} \delta\theta \quad (2.2.4)$$

$$\delta u = \frac{du}{d\theta} \delta\theta \quad (2.2.5)$$

$$\delta v = \frac{dv}{d\theta} \delta\theta \quad (2.2.6)$$



Σχήμα 2.2.2. (α) Εγκάρσια και (β) διαμήκης τομή του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση μαζί με διαγράμματα ροπής-στροφής για διάφορες τιμές (c) της αδιάστατης δυσκαμψίας του τένοντα $EA/m_c g$, (d) της αδιάστατης δύναμης προέντασης $P_o/m_c g$.

Μετά την παραγωγή των Εξισώσεων (2.2.1) και (2.2.2) για $\theta < 0$ ως προς θ , οι Εξισώσεις (2.2.5) και (2.2.6) θα δώσουν

$$\delta u = 2R \cos(\alpha + \theta) \delta \theta \quad (2.2.7)$$

$$\delta v = -2R \sin(\alpha + \theta) \delta \theta \quad (2.2.8)$$

Αντικατάσταση των Εξισώσεων (2.2.7) και (2.2.8) στην Εξ.(2.2.3) λαμβάνοντας υπόψη την Εξ.(2.2.4) θα δώσει

$$\frac{dW}{d\theta} = 2R \left(m_b + \frac{N}{2} m_c \right) (\ddot{u}_g \cos(\alpha + \theta) - g \sin(\alpha + \theta)), \quad \theta < 0 \quad (2.2.9)$$

Κατά τη διάρκεια λικνιστικής απόκρισης του πλαισίου με κατακόρυφη προένταση, πέρα από το έργο του πεδίου εξωτερικών δυνάμεων, W , παράγεται και έργο από την αξονική δύναμη του

τένοντα, $P = \frac{EA}{2h}e$ όπου e είναι η επιμήκυνση του τένοντα λόγω λικνισμού. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.2.2 (a,b)

$$e = 2R \sin \alpha \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \quad (2.2.10)$$

Σε αυτή τη διάταξη όπου οι τένοντες συνδέονται και την οριζόντια δοκό, η επιμήκυνση του τένοντα θα είναι η διπλάσια αυτής του μεμονωμένου στύλου (Vassiliou 2010). Επιπρόσθετα της επιμήκυνσης, e , σε αυτήν την ανάλυση συμπεριλαμβάνεται μία αρχική επιμήκυνση, e_o , του τένοντα

λόγω πιθανής προέντασης, $P_o = \frac{EA}{2h}e_o$. Συνεπώς, ανεξάρτητα από το πρόσημο της στροφής $\theta(t)$, η δυναμική ενέργεια λόγω αξονικού φορτίου του τένοντα είναι

$$V = \frac{1}{2} \frac{EA}{2R \cos \alpha} (e + e_o)^2 \quad (2.2.11)$$

Με αντικατάσταση της Εξίσωσης (2.2.10) στην Εξ.(2.2.11) και μετά από παραγώγιση ως προς την ανεξάρτητη μεταβλητή, θ , προκύπτει

$$\frac{dV}{d\theta} = 2R \sin \alpha \sin \theta \left(EA \tan \alpha + \frac{P_o}{\sqrt{2 - 2 \cos \theta}} \right) \quad (2.2.12)$$

Κατά τη διάρκεια λικνιστικής απόκρισης, η εξίσωση του Lagrange πρέπει να ικανοποιείται

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{\theta}} \right) - \frac{dT}{d\theta} = - \frac{dW}{d\theta} - \frac{dV}{d\theta} \quad (2.2.13)$$

Στην Εξ.(2.2.13), T είναι η κινητική ενέργεια του συστήματος με βάση τη σχετική μετακίνηση σε σχέση με το έδαφος, όπου $\frac{dW}{d\theta}$ και $\frac{dV}{d\theta}$ δίνονται από τις Εξισώσεις (2.2.9) και (2.2.12) αντίστοιχα.

Είτε για $\theta(t) < 0$, είτε για $\theta(t) > 0$, η κινητική ενέργεια του συστήματος είναι

$$T = \frac{N}{2} I_o \dot{\theta}^2(t) + \frac{1}{2} m_b (\dot{u}(t)^2 + \dot{v}(t)^2) \quad (2.2.14)$$

Αντικατάσταση των Εξισώσεων (2.2.9), (2.2.12) και (2.2.14) στην Εξ.(2.2.13) Lagrange, οδηγεί στην εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση για $\theta(t) < 0$.

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} R(1 + 3\gamma) \ddot{\theta}(t) = & - \left(\frac{1}{2} + \gamma \right) \left[\ddot{u}_g \cos(\alpha + \theta) - g \sin(\alpha + \theta) \right] - \\ & - \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{EA}{m_c} \tan \alpha + \frac{P_o}{m_c} \frac{1}{\sqrt{2 - 2 \cos \theta}} \right] \end{aligned} \quad (2.2.15)$$

όπου $\gamma = m_b / Nm_c$. Η Εξ.(2.2.15) απλοποιείται περαιτέρω στη μορφή

$$\ddot{\theta}(t) = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left[-\sin(\alpha + \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha + \theta) \right] - \frac{2}{1+3\gamma} p^2 \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{EA}{m_c g} \tan \alpha + \frac{P_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2-2\cos \theta}} \right] \quad (2.2.16)$$

όπου $p = \sqrt{\frac{m_c R g}{I_o}}$ είναι η παράμετρος συχνότητας του στύλου. Για ορθογωνικό στύλο, $I_o = (4/3)m_c R^2$

και η παράμετρος συχνότητας λαμβάνει την τιμή $p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$.

Περίπτωση 2: $\vartheta(t) > 0$

Για την περίπτωση όπου η στροφή είναι θετική ($\theta(t) > 0$), η μεταβολή του έργου, δW , του πεδίου των εξωτερικών δυνάμεων του λικνιζόμενου πλαισίου δίνεται ξανά από την Εξ.(2.2.3), όπου σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2.2.1) και (2.2.2), η μεταβολή των εξαρτημένων μεταβλητών u και v είναι

$$\delta u = 2R \cos(\alpha - \theta) \delta \theta \quad (2.2.17)$$

$$\delta v = 2R \sin(\alpha - \theta) \delta \theta \quad (2.2.18)$$

Ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με την περίπτωση για $\theta(t) < 0$ η εξίσωση κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου με την κατακόρυφη προένταση για $\theta(t) > 0$ είναι

$$\ddot{\theta}(t) = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left[\sin(\alpha - \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha - \theta) \right] - \frac{2}{1+3\gamma} p^2 \sin \alpha \sin \theta \left[\frac{EA}{m_c g} \tan \alpha + \frac{P_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2-2\cos \theta}} \right] \quad (2.2.19)$$

Η Εξ.(2.2.16) που είναι για $\theta(t) < 0$ και η Εξ.(2.2.19) που είναι για $\theta(t) > 0$ μπορούν να συμπυκνωθούν στη μορφή

$$\ddot{\theta}(t) = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left[\sin(\alpha \operatorname{sgn} \theta - \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha \operatorname{sgn} \theta - \theta) \right] - \frac{2}{1+3\gamma} p^2 \sin \alpha \sin \theta \left[\underbrace{\frac{EA}{m_c g} \tan \alpha}_{\text{elasticity}} + \underbrace{\frac{P_o}{m_c g} \frac{1}{\sqrt{2-2\cos \theta}}}_{\text{prestressing}} \right] \quad (2.2.20)$$

Ο όρος μέσα στις πρώτες αγκύλες της Εξίσωσης (2.2.20) περιγράφει τη δυναμική του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013, 2014), όπου στις δεύτερες αγκύλες περιγράφεται η συνεισφορά των κατακόρυφων τενόντων.

Κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης ενός πλαισίου με κατακόρυφη προένταση, η καμπύλη του διαγράμματος ροπής-στροφής εξαρτάται από την δυσκαμψία του τένοντα και τον βαθμό προέντασης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.2 (c), (d), χωρίς να εσωκλείεται κάποια περιοχή. Απόσβεση ενέργεια συμβαίνει μόνο κατά τη στιγμή των κρούσεων όταν η στροφή αντιστρέφεται. Την συγκεκριμένη χρονική στιγμή, γίνεται η υπόθεση ότι η περιστροφή συνεχίζεται ομαλά και ότι

οι δυνάμεις κρούσης συγκεντρώνονται στους νέους πόλους περιστροφής στη βάση και την κορυφή των στύλων. Κατά την διάρκεια της κρούσης ($\theta(t)=0$) η επιμήκυνση του τένοντα, e , που δίνεται από την Εξ.(2.2.10) είναι ίση με μηδέν, ενώ οποιαδήποτε πεπερασμένη δύναμη λόγω προέντασης θα είναι η ίδια πριν και μετά την κρούση. Συνεπώς, κάθε δύναμη του τένοντα κατά τη στιγμή της κρούσης δεν προκαλεί μεταβολή της στροφορμής πριν και μετά την κρούση. Ακολουθώντας αυτόν τον συλλογισμό, ο λόγος της κινητικής ενέργειας πριν και μετά την κρούση προκύπτει ο ίδιος με την περίπτωση του ελεύθερα λικνιζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013):

$$r = \frac{\dot{\theta}_2^2}{\dot{\theta}_1^2} = \left(\frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \right)^2 \quad (2.2.21)$$

Επίδραση των τενόντων και της μάζας της δοκού/καταστρώματος

Η μαθηματική διατύπωση της εξ. (2.2.20) προσφέρει χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την επίδραση των κατακόρυφων τενόντων σε σχέση με το μέγεθος των στύλων και τη μάζα της δοκού. Ο όρος μέσα στις πρώτες αγκύλες της εξ. (2.2.20) εκφράζει τη δυναμική του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013, 2014). Η ποσότητα $\hat{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} p$ είναι η

παράμετρος συχνότητας του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου και δείχνει ότι η δυναμική απόκριση είναι πανομοιότυπη με αυτή του λικνιζόμενου μεμονωμένου στύλου με την ίδια ραδινότητα, αλλά με μεγαλύτερο μέγεθος – δηλαδή μία πιο ευσταθή διάταξη.

Ο όρος που σχετίζεται με τις δεύτερες αγκύλες της εξ. (2.2.20) εκφράζει τη συνεισφορά της κατακόρυφης προέντασης. Καθώς το μέγεθος των στύλων αυξάνεται (μικρότερα p), η αποτελεσματικότητα των κατακόρυφων τενόντων μειώνεται με p^2 , ενώ η επίδραση των τενόντων μειώνεται περαιτέρω καθώς αυξάνεται η μάζα της δοκού (μεγάλο γ). Με απλά λόγια, ο συνδυασμός ενός καταστρώματος μεγάλης μάζας πάνω σε ψηλά βάρθρα αυξάνει την σεισμική ευστάθεια του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, ενώ παράλληλα μειώνει την επίδραση της κατακόρυφης προέντασης.

Από την άλλη πλευρά, στην οριακή περίπτωση όπου η δοκός είναι χωρίς μάζα ($\gamma=0$), η εξ. (2.2.20) υποδεικνύει ότι το πλαίσιο με την κατακόρυφη προένταση παρουσιάζει μία δυσκαμψία προέντασης που είναι 4 φορές μεγαλύτερη και μία δύναμη προέντασης που είναι 2 φορές μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες τιμές του μεμονωμένου λικνιζόμενου στύλου με κατακόρυφη προένταση ίδιου τένοντα (ίδιο $\frac{EA}{m_c g}$ και ίδιο $\frac{P_o}{m_c g}$, Vassiliou 2010).

Θετική/αρνητική δυσκαμψία

Στην περίπτωση του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση, η αρνητική δυσκαμψία προκύπτει από το γεγονός ότι το διάνυσμα του βάρους (δύναμη επαναφοράς) πλησιάζει τους πόλους περιστροφής, ενώ η θετική δυσκαμψία προκύπτει από την παρουσία του κατακόρυφου τένοντα που προσφέρει μία αυξανόμενη δύναμη επαναφοράς.

Χωρίς απώλεια της γενικότητας, επικεντρωνόμαστε στην περίπτωση όπου ($\theta(t)>0$). Η Εξ.(2.2.19) δείχνει πως η ροπή επαναφοράς είναι

$$M(\theta) = m_c g R \left[\sin(\alpha - \theta) + \frac{2}{1+2\gamma} \sin \alpha \sin \theta \left(\tan \alpha \frac{EA}{m_c g} + \frac{1}{\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta}} \frac{P_o}{m_c g} \right) \right] \quad (2.2.22)$$

Χρησιμοποιώντας ότι $\sin(\alpha - \theta) = \sin \alpha \cos \theta - \cos \alpha \sin \theta$, μετά την ανακατανομή όρων η εξ.(2.2.22) λαμβάνει τη μορφή

$$\frac{M(\theta)}{m_c g R} = \sin \alpha \left[\cos \theta + \sin \theta \left(\frac{2}{2\gamma+1} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} + \frac{2}{2\gamma+1} \frac{1}{\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta}} \frac{P_o}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] \quad (2.2.23)$$

Στο Σχήμα 2.2.2 (c) έχει σχεδιαστεί η έκφραση της εξ. (2.2.23) για διάφορες τιμές της αδιάστατης δύναμης δυσκαμψίας $\frac{EA}{m_c g}$ για στύλο με ραδινότητα $a=10^\circ$. Γίνεται ξεκάθαρο πως καθώς η δυσκαμψία του τένοντα αυξάνεται, η αρχική καμπύλη της ροπής επαναφοράς μετατρέπεται από αρνητική σε θετική. Επιπλέον, το Σχήμα 2.2.2 (c),(d) αποκαλύπτει ότι ενώ το δεξί μέρος της εξ. (2.2.23) είναι μη-γραμμικό, η ροπή επαναφοράς ακολουθεί μία σχεδόν γραμμική συμπεριφορά καθώς ο στύλος περιστρέφεται. Για μικρές στροφές, $1-\cos \theta \approx \theta^2/2$ και δεδομένου ότι η εξ. (2.2.23) είναι για $\theta(t) > 0$, ο όρος $\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta} \approx \theta$. Συνεπώς, η εξ. (2.2.23) θα δώσει

$$\frac{M(\theta)}{m_c g R} = \sin \alpha \left[\cos \theta + \frac{\sin \theta}{\theta} \frac{2}{2\gamma+1} \frac{P_o}{m_c g} + \sin \theta \left(\frac{2}{2\gamma+1} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] \quad (2.2.24)$$

Η εξ. (2.2.24) μπορεί περαιτέρω να γραμμικοποιηθεί σε όρους πρώτου βαθμού θεωρώντας $\sin \theta \approx \theta$ και $\cos \theta \approx 1$.

$$\frac{M(\theta)}{m_c g R} = \sin \alpha \left[1 + \frac{2}{2\gamma+1} \frac{P_o}{m_c g} + \theta \left(\frac{2}{2\gamma+1} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] \quad (2.2.25)$$

Ο συντελεστής της στροφής θ στην εξ. (2.2.25) εκφράζει τη δυσκαμψία του συστήματος μετά την ανασήκωση και επομένως η συνθήκη ώστε το γραμμικοποιημένο σύστημα να έχει θετική δυσκαμψία είναι

$$\frac{EA}{m_c g} > \left(\frac{1}{2} + \gamma \right) \frac{1}{\tan^2 \alpha} \quad (2.2.26)$$

Για παράδειγμα, σύμφωνα με την εξ.(2.2.26) ένα κατακόρυφο λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$ έχει θετική δυσκαμψία όταν $\frac{EA}{m_c g} > 48.25$ για $\gamma=1$ και $\frac{EA}{m_c g} > 80.41$ για $\gamma=2$. Όταν η έκφραση της εξ. (2.2.26) γίνει ισότητα ο στύλος με την κατακόρυφη προένταση θα έχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά χωρίς να εσωκλείεται κάποια περιοχή. Μπορεί να επιβεβαιωθεί ότι το γραμμικοποιημένο σύστημα που παρουσιάζει η εξ. (2.2.26) προσφέρει αξιόπιστα αποτελέσματα ακόμα και για στροφές θ τόσο μεγάλες, όσο και η ραδινότητα a . Για παράδειγμα, όταν κάποιος χρησιμοποιεί την μη-γραμμική έκφραση της εξ. (2.2.23), η ακριβής τιμή του όρου $EA/m_c g$ που διατηρεί θετική την παράγωγο $dM_r(\theta)/d(\theta)$ είναι (Vassiliou 2010)

$$\frac{EA}{m_c g} > \left(\frac{1}{2} + \gamma \right) \left(\frac{1 + \tan^2 \alpha}{\tan^2 \alpha} \right) \quad (2.2.27)$$

Η διαφορά ανάμεσα στην ανίσωση (2.2.26) και (2.2.27) είναι μικρότερη από 3.0% για ένα λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$.

Ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση

Με βάση το Σχήμα 2.2.2 (b) κατά τη διάρκεια μίας αποδεκτής στροφής $\delta\theta$, η εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων δίνει

$$\left(m_b + \frac{N}{2}m_c\right)\ddot{u}_g \delta u = \left(m_b + \frac{N}{2}m_c\right)g \delta v + N(P + P_o)\delta e \quad (2.2.28)$$

όπου N είναι ο αριθμός των στύλων, $P = \frac{EA}{2h}e$ είναι η αξονική δύναμη του καλωδίου που αναπτύσσεται κατά την ανασήκωση, P_o είναι η πιθανή αρχική δύναμη προέντασης και δe είναι η πρώτη μεταβολή της επιμήκυνσης, e , που δίνεται από την εξ. (2.2.10) και εκφράζεται ως

$$\delta e = \frac{de}{d\theta} \delta\theta = 2R \sin \alpha \frac{\sin \theta}{\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta}} \delta\theta \quad (2.2.29)$$

Χωρίς να χαθεί η γενίκευση, γίνεται η υπόθεση ότι το λικνιζόμενο πλαίσιο περιστρέφεται με θετική στροφή ($\theta(t)>0$). Αντικατάσταση των εξ. (2.2.17), (2.2.18) και (2.2.19) στην εξ. (2.2.28) δίνει

$$\left(m_b + \frac{N}{2}m_c\right)\ddot{u}_g \cos(\alpha - \theta) = \left(m_b + \frac{N}{2}m_c\right)g \sin(\alpha - \theta) + N(P + P_o) \sin \alpha \frac{\sin \theta}{\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta}} \quad (2.2.30)$$

Κατά την έναρξη της ανασήκωσης, $\theta \approx 0$ and $e \approx 0$. Επομένως, η εξ. (2.2.30) μετά την διαίρεση με Nm_c απλοποιείται σε

$$\left(\gamma + \frac{1}{2}\right)\ddot{u}_g \cos \alpha = \left(\gamma + \frac{1}{2}\right)g \sin \alpha + \frac{P_o}{m_c} \sin \alpha \quad (2.2.31)$$

δεδομένου ότι $\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta} \approx \theta$ και ότι $P = \frac{EA}{2h}e = 0$. Σύμφωνα με την εξ. (2.2.31), η ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση είναι

$$\ddot{u}_g^{up} = g \tan \alpha \left(1 + \frac{2}{2\gamma + 1} \frac{P_o}{m_c g}\right) \quad (2.2.32)$$

Η εξ. (2.2.32) υποδεικνύει ότι καθώς ο λόγος του βάρους της δοκού προς το βάρος των στύλων αυξάνεται (μεγαλύτερο $\gamma = \frac{m_b}{Nm_c}$), η επίδραση της δύναμης προέντασης, P_o , μειώνεται και η επιτάχυνση ανασήκωσης τείνει σε αυτήν του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, που είναι $g \tan \alpha$ (Makris and Vassiliou 2013, 2014).

Φάσμα λικνισμού του πλαισίου με κατακόρυφη προένταση: Αυτο-όμοια απόκριση

Οι μαθηματικές εξιδανικεύσεις των εδαφικών επιταχύνσεων με μορφή παλμού (*pulse-type*) όπως περιγράφεται σε διάφορες δημοσιεύσεις τα τελευταία 50 χρόνια (Veletsos and Newmark 1960, Veletsos et al. 1965, Bertero et al. 1978, Hall et al. 1995, Makris 1997, Makris and Chang 2000, Alavi and Krawinkler 2001, Mavroidis and Papageorgiou 2003, Makris and Psychogios 2006, Baker 2007, Vassiliou and Makris 2011 μεταξύ άλλων) χαρακτηρίζονται ανεξαιρέτως από την περίοδο του παλμού, T_p , και από το μέγεθος της επιτάχυνσης του παλμού, a_p . Οι σύγχρονες μεθοδολογίες για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών του παλμού ενός μεγάλου εύρους καταγραφών έχουν ιδιαίτερη αξία, καθώς το γινόμενο $a_p T_p^2 = L_p$ αποτελεί μία χαρακτηριστική κλίμακα μήκους της εδαφικής διέγερσης και είναι ενδεικτικό του μεγέθους της εμμονής (*persistence*) του πιο ενεργητικού παλμού που δημιουργεί ανελαστική μετακίνηση (Makris and Black 2004a,b). Επισημαίνεται ότι η εμμονή του παλμού, $a_p T_p^2 = L_p$, είναι διαφορετικό χαρακτηριστικό από την ένταση του παλμού που μετράται με την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης, a_p . Υπενθυμίζεται ότι ανάμεσα σε δύο παλμούς με διαφορετικό πλάτος επιτάχυνσης (έστω $a_{p1} > a_{p2}$) και διαφορετική διάρκεια παλμού (έστω $T_{p1} < T_{p2}$) η ανελαστική παραμόρφωση δεν κλιμακώνεται με την μεγαλύτερη επιτάχυνση (ένταση παλμού) αλλά με το μεγαλύτερο μήκος (μεγαλύτερο $a_p T_p^2 =$ μεγαλύτερη εμμονή παλμού), (Makris and Black 2004a,b, Karavasilis et al. 2010).

Ο παλμός που εισάγεται φαίνεται σαν υπόμνημα στα Σχήματα 2.2.3 και 2.2.4 και αποτελεί έκφραση της δεύτερης παραγώγου της Gaussian κατανομής, $e^{-t^2/2}$, γνωστής στους σεισμολόγους ως το συμμετρικό κυματίδιο Ricker (Ricker 1943, 1944)

$$\psi(t) = a_p \left(1 - \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}\right) e^{-\frac{1}{2} \frac{2\pi^2 t^2}{T_p^2}} \quad (2.2.33)$$

Το αριθμητικό κυματίδιο που περιγράφει η Εξ. (2.2.33) ή η παράγωγός του

$$\psi(t) = \frac{a_p}{\beta} \left(\frac{4\pi^2 t^2}{3T_p^2} - 3\right) \frac{2\pi t}{\sqrt{3}T_p} e^{-\frac{1}{2} \frac{4\pi^2 t^2}{3T_p^2}} \quad (2.2.34)$$

μπορεί να προσεγγίσει ικανοποιητικά τον κύριο παλμό πολλών σεισμών εγγύς πεδίου (Apostolou et al. 2007, Vassiliou and Makris 2011, και αναφορές μέσα στις εργασίες αυτές). Ο όρος $T_p = \frac{2\pi}{\omega_p}$, είναι η περίοδος που μεγιστοποιεί το φάσμα Fourier του αριθμητικού κυματιδίου, ενώ ο όρος β στην Εξ. (2.2.34) ισούται με 1.3801 οπότε το αντισυμμετρικό κυματίδιο Ricker έχει μέγιστο ίσο με a_p .

Η βέλτιστη επιλογή της έκφρασης της συνάρτησης για την προσέγγιση του κυρίως παλμού της σεισμικής διέγερσης είναι εκτός της κεντρικής ιδέας του κεφαλαίου αυτού. Αυτό που είναι σημαντικό να τονιστεί εδώ είναι πως αρκετοί ισχυροί σεισμοί περιέχουν έναν διακριτό παλμό ο οποίος είναι υπεύθυνος για την ανελαστική παραμόρφωση των κατασκευών (Hall et al. 1995, Makris and Chang 2000, Alavi and Krawinkler 2001, Makris and Psychogios 2006, Karavasilis et al. 2010, μεταξύ άλλων). Μία μαθηματικά αυστηρή και εύκολα εφαρμόσιμη διαδικασία που βασίζεται στην ανάλυση κυματιδίων ώστε να ταιριάζει το καλύτερο κυματίδιο έχει παρουσιαστεί πρόσφατα από τους Vassiliou and Makris (2011).

Οι δύο πρώτοι όροι στο δεξί μέρος της εξ. (2.2.20) εκφράζουν την απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, η οποία περιγράφεται εξολοκλήρου από πέντε ανεξάρτητες αδιάστατες μεταβλητές (Makris and Vassiliou 2013), $\Pi_\theta = \theta$, $\Pi_\omega = \omega_p/p$, $\Pi_a = \tan\alpha$, $\Pi_\gamma = \gamma = m_b/Nm_c$,

$\Pi_g = a_p/g$ όπου a_p και $\omega_p = 2\pi/T_p$ είναι το μέγεθος της επιτάχυνσης και η κυκλική συχνότητα του παλμού διέγερσης. Η συνεισφορά του μέτρου ελαστικότητας, E , και της δύναμης προέντασης, P_o , εισάγεται στην εξ. (2.2.20) σε αδιάστατη μορφή, $\Pi_E = EA/m_c g$ και $\Pi_P = P_o/m_c g$.

Με τους επτά αδιάστατους Π -όρους, η δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση μπορεί ως

$$\theta(t) = \varphi \left(\frac{\omega_p}{p}, \tan \alpha, \gamma, \frac{a_p}{g}, \frac{EA}{m_c g}, \frac{P_o}{m_c g} \right) \quad (2.2.35)$$

Το ενδεχόμενο συντονισμού:

Η εξ. (2.2.25) υποδεικνύει πως η γραμμικοποιημένη στρεπτική δυσκαμψία του στύλου με την κατακόρυφη προένταση δίνεται από τη σχέση

$$K_r = m_c g R \sin \alpha \left(\frac{2}{2\gamma + 1} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad (2.2.36)$$

Όταν ο όρος $\frac{EA}{m_c g}$ είναι αρκετά μεγάλος και ικανοποιείται η ανισότητα (2.2.26), ο όρος K_r είναι θετικός, και μετά την ανασήκωση ($\theta \neq 0$), η στρεπτική συσχότητα του λικνιζόμενου πλαισίου είναι

$$\omega_r^2 = \frac{m_c g R \sin \alpha \left(\frac{2}{2\gamma + 1} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \frac{1}{\tan \alpha} \right)}{I_o \frac{(1+3\gamma)}{(1+2\gamma)}} \quad (2.2.37)$$

Γνωρίζοντας ότι $p^2 = \frac{m_c g R}{I_o}$ και ότι για ψηλόλιγνους στύλους $\sin \alpha \approx \tan \alpha$, η εξ. (2.2.37) δίνει

$$\omega_r = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} p \sqrt{\frac{2}{2\gamma + 1} \tan^2 \alpha \frac{EA}{m_c g} - 1} \quad (2.2.38)$$

Στην εξ. (2.2.38), η ποσότητα $\sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} p = \hat{p}$ είναι η παράμετρος συχνότητας του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου (Makris and Vassiliou 2013, 2014). Στον συντονισμό, $\omega_p = \omega_r$, και αυτό συμβαίνει όταν

$$\frac{\omega_p}{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} \sqrt{\frac{2}{2\gamma + 1} \tan^2 \alpha \frac{EA}{m_c g} - 1} \quad (2.2.39)$$

ή σε όρους αδιάστατων μεταβλητών, ο λικνιζόμενος στύλος με κατακόρυφη προένταση βρίσκεται σε συντονισμό όταν

$$\Pi_{\omega} = \sqrt{\frac{1+2\Pi_{\gamma}}{1+3\Pi_{\gamma}}} \sqrt{\frac{2}{1+2\Pi_{\gamma}} \Pi_{\alpha}^2 \Pi_E - 1} \quad (2.2.40)$$

Για παράδειγμα, σύμφωνα με την εξ. (2.2.39) όταν $\alpha=10^\circ$, $\gamma=1$, και $\frac{EA}{m_c g} = 100 > 48.25$, το σύστημα βρίσκεται σε συντονισμό όταν $\omega_p/p=0.9$, ενώ όταν $\frac{EA}{m_c g} = 200$ το σύστημα βρίσκεται σε συντονισμό όταν $\omega_p/p=1.54$.

Το Σχήμα 2.2.3 παρουσιάζει το φάσμα λικνισμού του πλαισίου με κατακόρυφη προένταση για δύο στάθμες εδαφικής διέγερσης ($\Pi_g/\Pi_{\alpha}=2$ and 4) και τρεις διαφορετικές τιμές της δυσκαμψίας του τένοντα (ελεύθερα εδραζόμενο= $EA/m_c g=0$, 50 και 200) καθώς το βάρος της οριζόντιας δοκού (κατάστρωμα) αυξάνεται ($\gamma=0$, 2 και 4). Η εδαφική διέγερση είναι το συμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο παλμού Ricker (Mexican Hat) που εκφράζεται στην εξ. (2.2.33). Δίπλα από τις αποκρίσεις του λικνιζόμενου πλαισίου, η απόκριση του μεμονωμένου λικνιζόμενου στύλου έχει επίσης σχεδιαστεί. Όταν η διάταξη είναι ελεύθερα εδραζόμενη (χωρίς κατακόρυφη προένταση) η αυξημένη σεισμική ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου λόγω της παρουσίας της δοκού (κατάστρωμα) επίσης σχεδιάζεται στο Σχήμα 2.2.3 (άνω). Γίνεται ξεκάθαρα πως καθώς το βάρος της δοκού αυξάνεται (μεγαλύτερο γ), για δεδομένη τιμή της δυσκαμψίας του τένοντα, η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου πλαισίου μειώνεται (βλ. εξ. (2.2.25)).

Το Σχήμα 2.2.4 παρουσιάζει το φάσμα λικνισμού του πλαισίου με κατακόρυφη προένταση με ραδιότητα $\alpha=10^\circ$ και $\gamma=4$ για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων Π_g , Π_E και Π_p όταν υπόκειται σε συμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο παλμού Ricker (Mexican Hat). Τα διαγράμματα

στα αριστερά είναι για $a_p=0.352g \left(\frac{\Pi_g}{\Pi_{\alpha}} = \frac{a_p}{g \tan \alpha} = 2 \right)$, τα διαγράμματα στο κέντρο είναι για

$a_p=0.528g \left(\frac{\Pi_g}{\Pi_{\alpha}} = 3 \right)$, ενώ τα διαγράμματα στα δεξιά είναι για $a_p=0.705g \left(\frac{\Pi_g}{\Pi_{\alpha}} = 4 \right)$. Όλα τα

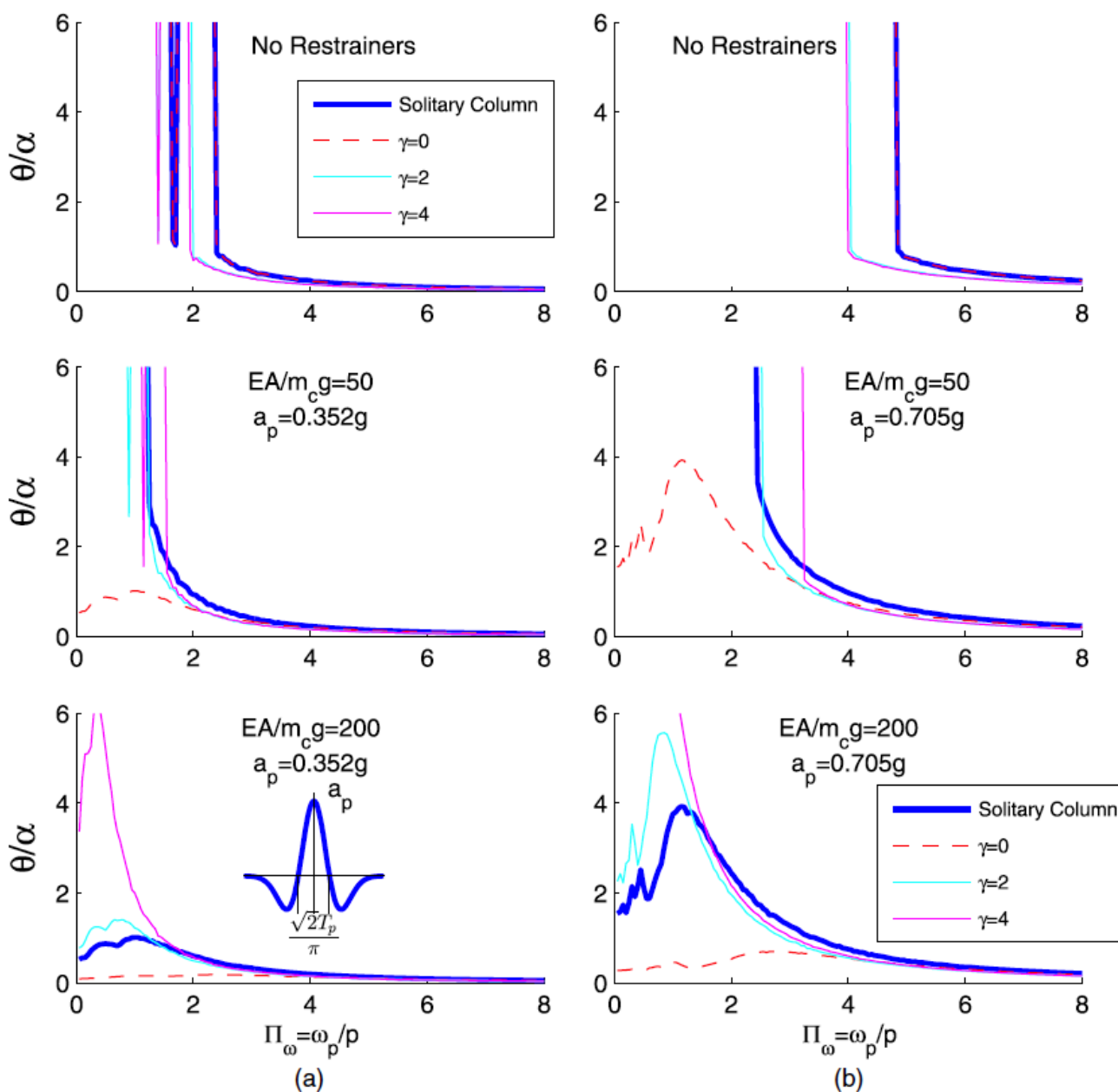
διαγράμματα δείχνουν ότι για μικρές τιμές του ω_p/p (λικνιζόμενο πλαίσιο με κοντούς στύλους ή μακροπερίόδους παλμούς), το πλαίσιο με την κατακόρυφη προένταση παρουσιάζει μεγάλες

στροφές και ανατροπή, ενώ όταν η δυσκαμψία είναι θετική ($\Pi_E = \frac{EA}{mg} > \frac{1+\gamma}{\tan^2 \alpha}$), παρουσιάζουν

την αναμενόμενη ενίσχυση της απόκρισης στην περιοχή συντονισμού (

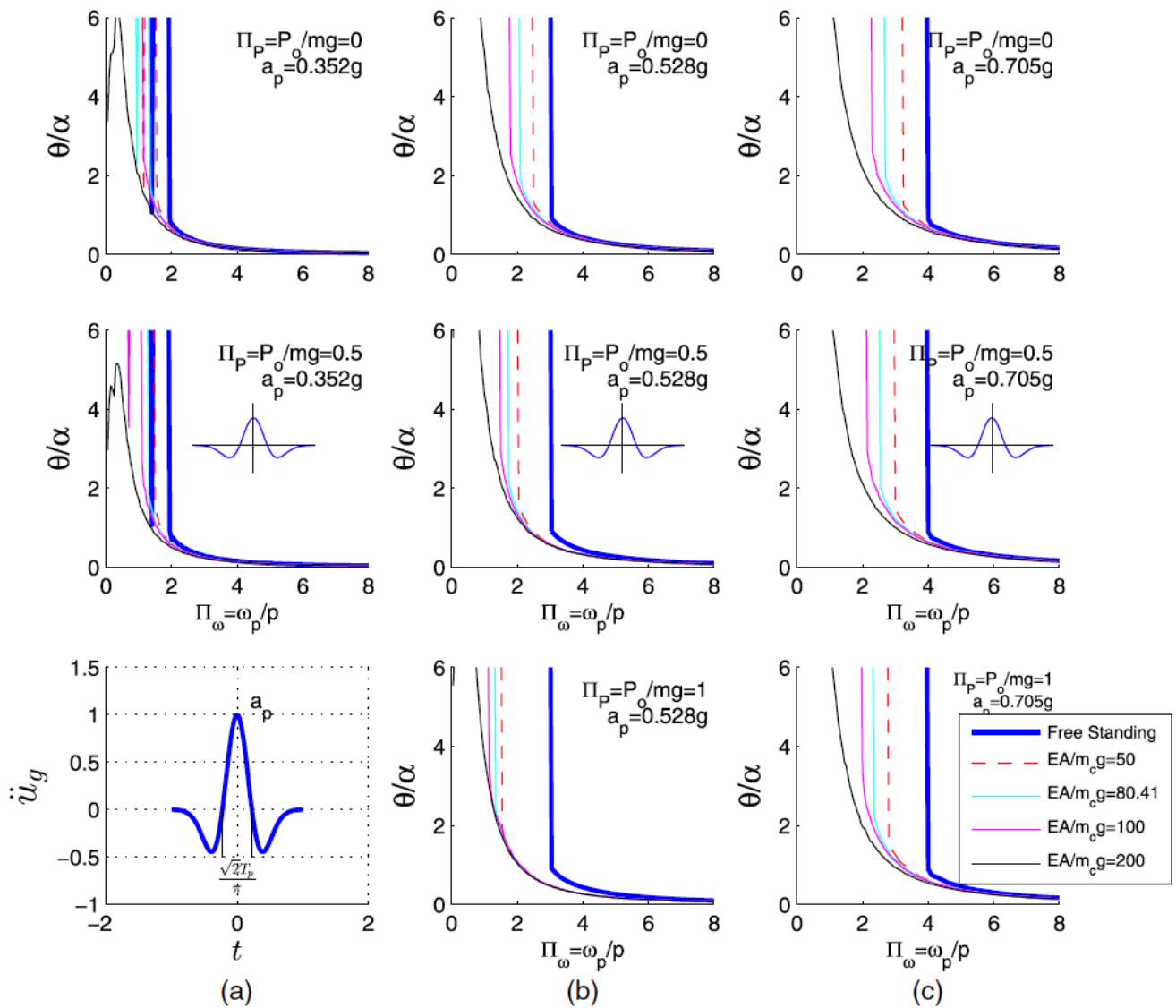
$\Pi_{\omega} = \frac{\omega_p}{p} > \frac{\sqrt{1+2\gamma}}{\sqrt{1+3\gamma}} \sqrt{\frac{2 \tan^2 \alpha}{1+2\gamma} \frac{EA}{m_c g} - 1}$). Από την άλλη πλευρά, καθώς ο όρος ω_p/p αυξάνεται

(μεγαλύτεροι στύλοι ή μικρότεροι σε διάρκεια παλμοί) η απόκριση όλων των διατάξεων καταλήγει σε μία μόνο καμπύλη, δείχνοντας πως η επιρροή της κατακόρυφης δυσκαμψίας γίνεται ασήμαντη σε σύγκριση με την σεισμική αντοχή/αντίσταση που προέρχεται από την κινητοποίηση της στρεπτικής ροπής αδρανείας των στύλων.



Σχήμα 2.2.3. Φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων $\Pi_g = \frac{a_p}{g}$, $\Pi_E = \frac{EA}{m_c g}$ και $\Pi_\gamma = \gamma$ όταν το λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$ ($\Pi_\alpha = \tan\alpha=0.176$) και $P_o=0$ υπόκειται σε συμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο Ricker. Για ψηλά λικνιζόμενα πλαίσια (μεγάλες τιμές ω_p/ρ) η επίδραση των κατακόρυφων τενόντων είναι ασήμαντη: (a) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 2$, (b) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 4$.

Στο ίδιο συμπέρασμα οδηγείται κανείς και από τα Σχήματα 2.2.5 και 2.2.6, τα οποία παρουσιάζουν παρόμοια εικόνα για τη δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με κατακόρυφη προένταση με ραδινότητα $\alpha=10^\circ$, όταν υπόκειται σε αντισυμμετρικό παλμό αριθμητικού κυματιδίου Ricker που εκφράζεται από την εξ. (2.2.34).



Σχήμα 2.2.4. Φάσμα λικνισμού, $\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.176$ ($\alpha = 10^\circ$), $\Pi_\gamma = \gamma = 4$, για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων.

$\Pi_g = \frac{a_p}{g}$, $\Pi_E = \frac{EA}{m_c g}$ και $\Pi_p = P_o/m_c g$ όταν το λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα $\alpha = 10^\circ$ ($\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.176$)

υπόκειται σε συμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο Ricker. Για τιμές $\Pi_\omega = \omega_p/p > 4$, η απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου είναι πανομοιότυπη με την απόκριση του πλαισίου με την κατακόρυφη προένταση, συμπεραίνοντας ότι για ψηλά λικνιζόμενα πλαίσια η επίδραση της κατακόρυφης προέντασης είναι μικρή. (a) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 2$, (b) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 3$, (c) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 4$.

Στο σημείο αυτό αξίζει να μετατρέψουμε τα αδιάστατα αποτελέσματα του Σχήματος 2.2.4 σε φυσικές ποσότητες τυπικών γεφυρών. Έστω μία γέφυρα με βάθρα ύψους 9.6m και πλάτος $2b = 1.6m$ ($R = 4.87m$, $p = 1.23 \text{ rad/sec}$ και $\tan\alpha = 1.6m/9.6m = 0.166$). Αυτές είναι συνήθεις διαστάσεις βάθρων γεφυρών αυτοκινητοδρόμων ή άλλων μικρότερων γεφυρών στην Ευρώπη και στις Η.Π.Α. (Zhang et al. 2004, Makris and Zhang 2004). Με βάση το Σχήμα 2.2.4, ας υποθέσουμε ότι το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο διεγείρεται από παλμό Ricker που προσεγγίζει τον μεγάλο παλμό της σεισμικής καταγραφής στο Erzincan της Τουρκίας το 1992 ($a_p = 0.35g$, $T_p = 1.44s$). Αυτό θα δώσει

$\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{p} = \frac{2\pi}{pT_p} = 3.54$. Το Σχήμα 2.2.4 (a) που είναι για $a_p = 0.352g$, δείχνει πως για $\omega_p/p = 3.54$, η

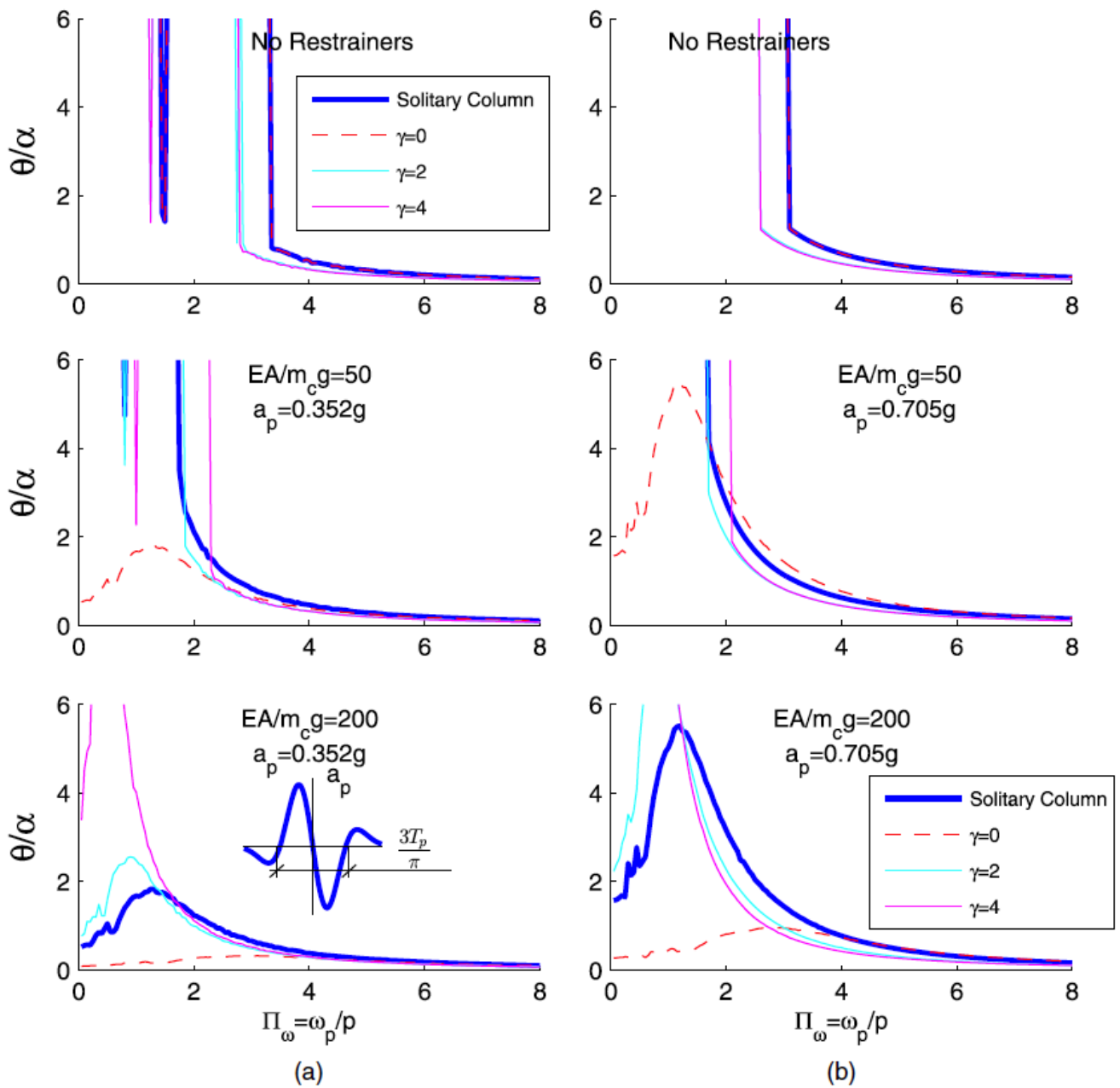
επίδραση του τένοντα δεν είναι σημαντική και ότι το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο παρουσιάζει

σχεδόν την ίδια ανασήκωση με αυτό με τον κατακόρυφο τένοντα με $EA=200m_c g$. Το Σχήμα 2.2.4 (b) δείχνει πως αν το μέγεθος της επιτάχυνσης του διάρκειας 1.44sec παλμού Ricker αυξηθεί σε $a_p=0.53g$ (που είναι μία πιο ισχυρή διέγερση), το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο είναι στα όρια της ανατροπής, αλλά η ευστάθειά του αυξάνεται σημαντικά ακόμα και με την χρήση πολύ εύκαμπτου τένοντα ($EA/m_c g=50$), ο οποίος διατηρεί την αρνητική δυσκαμψία του συστήματος.

Γίνεται τώρα η θεώρηση μίας ψηλής γέφυρας 24m με πλάτος βάθρου $2b=4.0m$ ($R=12.17m$, $p=0.778$ rad/s and $\tan\alpha=4/24=0.166$). Τέτοια ψηλά βάθρα είναι συνήθη στις κοιλαδογέφυρες (Makris et al. 2010). Έστω ότι το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο με $p=0.778$ rad/s, $\tan\alpha=0.166$ και

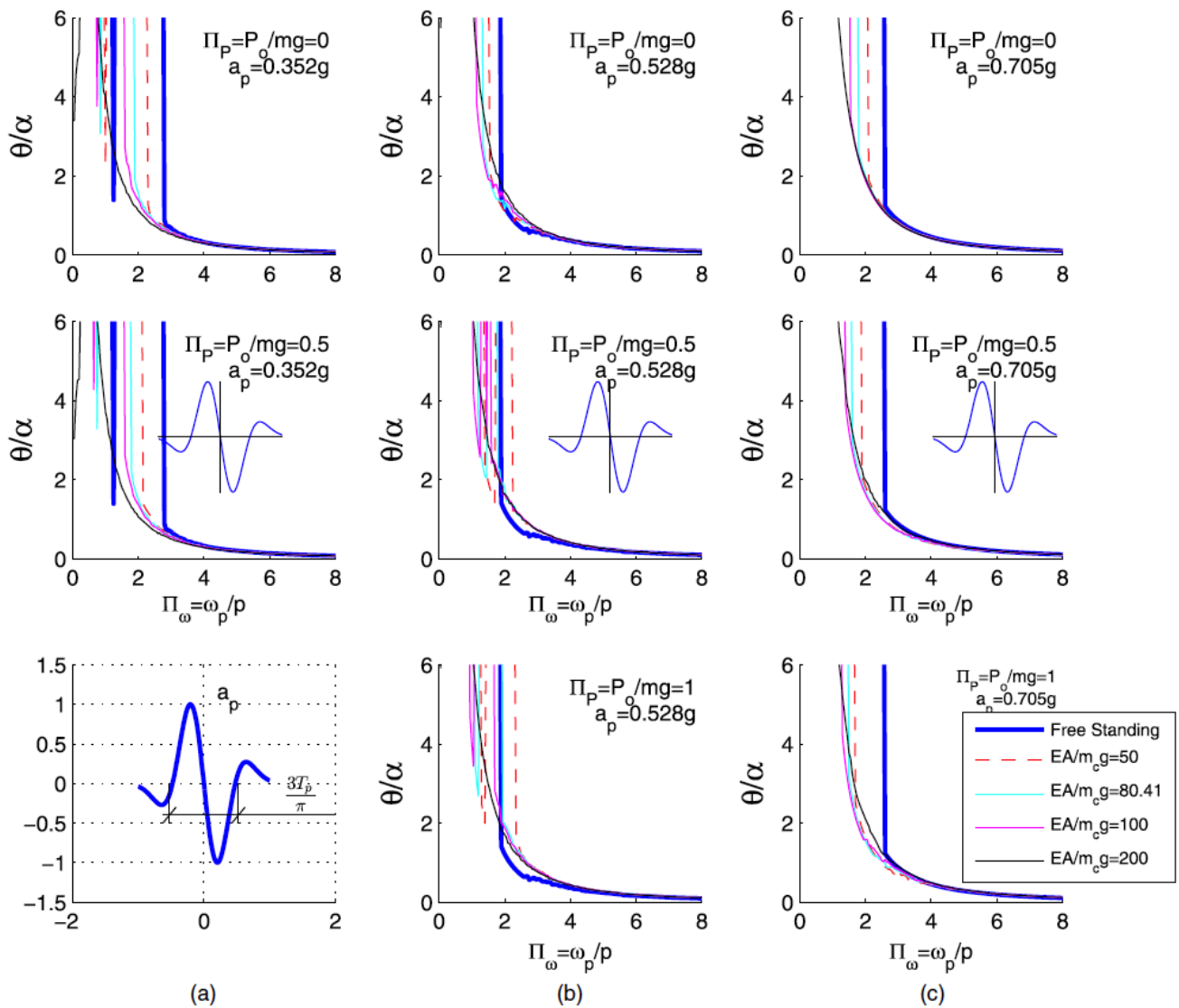
$\gamma=4$ διεγείρεται από παλμό Ricker με $a_p=0.35g$ and $T_p=1.44s$. Αυτό θα δώσει $\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{p} = \frac{2\pi}{pT_p} = 5.61$

. Για αυτή τη μεγάλη τιμή του ω_p/p το ελεύθερα εδραζόμενο πλαίσιο παραμένει ευσταθές για τον παλμό διάρκειας 1.44sec ακόμα και για μέγεθος επιτάχυνσης $a_p=0.705g$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.4 (c). Το κύριο συμπέρασμα είναι ότι εάν το μέγεθος του στύλου αυξάνεται ή εάν η συχνότητα του παλμού αυξάνεται, η επίδραση του κατακόρυφου τένοντα γίνεται ασήμαντη, με δεδομένο ότι η σεισμική αντίσταση προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίηση της στρεπτικής ροπής αδρανείας.



Σχήμα 2.2.5. Φάσμα λικνισμού για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων $\Pi_g = \frac{a_p}{g}$, $\Pi_E = \frac{EA}{m_c g}$ και $\Pi_\gamma = \gamma$

όταν το λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα $a=10^\circ$ ($\Pi_a = \tan a = 0.176$) και $P_o=0$ υπόκειται σε αντισυμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο Ricker. Για ψηλά λικνιζόμενα πλαίσια (μεγάλες τιμές ω_p/ρ) η επίδραση των κατακόρυφων τενόντων είναι ασήμαντη: (a) $\Pi_g/\Pi_a = a_p/g \tan a = 2$, (b) $\Pi_g/\Pi_a = a_p/g \tan a = 4$.



Σχήμα 2.2.6. Φάσμα λικνισμού, $\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.176$ ($\alpha = 10^\circ$), $\Pi_\gamma = \gamma = 4$, για διάφορες τιμές των αδιάστατων παραμέτρων.

$$\Pi_g = \frac{a_p}{g}, \quad \Pi_E = \frac{EA}{m_c g} \quad \text{και} \quad \Pi_p = P_o/m_c g \quad \text{όταν το λικνιζόμενο πλαίσιο με ραδινότητα } a = 10^\circ \quad (\Pi_\alpha = \tan\alpha = 0.176)$$

υπόκειται σε αντισυμμετρικό αριθμητικό κυματίδιο Ricker. Για τιμές $\Pi_\omega = \omega/p > 3$, η απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου είναι πανομοιότυπη με την απόκριση του πλαισίου με την κατακόρυφη προένταση, συμπεραίνοντας ότι για ψηλά λικνιζόμενα πλαίσια η επίδραση της κατακόρυφης προέντασης είναι μικρή. (a) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 2$, (b) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 3$, (c) $\Pi_g/\Pi_\alpha = a_p/g \tan\alpha = 4$.

Ισοδύναμο ελαστο-πλαστικό σύστημα

Η εξ. (2.2.20) περιγράφει πλήρως τη μη-γραμμική δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με την κατακόρυφη προένταση. Κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης η ροπή επαναφοράς ακολουθεί μία από τις καμπύλες ροπής-στροφής στο Σχήμα 2.2.2 (c),(d) χωρίς να εσωκλείεται κάποια περιοχή, ενώ η ενέργεια αποσβένεται μόνο κατά την στιγμή των κρούσεων καθώς η γωνιακή ταχύτητα μετά την κρούση είναι \sqrt{r} φορές η ταχύτητα πριν την κρούση. Η θεωρητικά μέγιστη τιμή του συντελεστή ανάπαλσης, r , που εξασφαλίζει την λικνιστική απόκριση δίνεται από την εξ. (2.2.21). Στο κεφάλαιο αυτό εξάγεται μία εξίσωση κίνησης, η οποία είναι ισοδύναμη με την εξ. (2.2.20), η οποία αντιστοιχεί σε ένα ελαστο-πλαστικό σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας. Με αυτήν την ισοδύναμη σχέση, η απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με την κατακόρυφη

προένταση μπορεί εύκολα να υπολογιστεί με λογισμικά ανοικτού κώδικα ή διαθέσιμα εμπορικά λογισμικά όπως το OpenSees (Mazzoni et al. 2006) εισάγοντας απλώς διαθέσιμα ελαστικά, πολυγραμμικά στοιχεία. Η ανάλυσή μας διερευνά ξεχωριστά τις περιπτώσεις για $\theta(t)<0$ και $\theta(t)>0$. Η εξ. (2.2.15), που είναι για $\theta(t)<0$, μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{p^2} \frac{1+3\gamma}{1+2\gamma} \ddot{\theta} + \sin \alpha \left[-\cos \theta + \sin \theta \left(\frac{2}{1+2\gamma} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} + \frac{2}{1+2\gamma} \frac{1}{\sqrt{2}\sqrt{1-\cos \theta}} \frac{P_o}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] = \\ & = -\frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha + \theta) \end{aligned} \quad (2.2.41)$$

όπου $p^2=3g/4R$. Για μικρές τιμές του θ , $1-\cos\theta\approx\theta^2/2$, ενώ στην περίπτωση αυτή $\theta(t)<0$. Συνεπώς, για $\theta(t)<0$, $\sqrt{2}\sqrt{1-\cos\theta}\approx|\theta|$ και η εξ. (2.2.41) λαμβάνει την μορφή

$$\begin{aligned} & \frac{1}{p^2} \frac{1+3\gamma}{1+2\gamma} \ddot{\theta} + \sin \alpha \left[-\cos \theta + \frac{\sin \theta}{|\theta|} \frac{2}{1+2\gamma} \frac{P_o}{m_c g} + \sin \theta \left(\frac{2}{1+2\gamma} \tan \alpha \frac{EA}{m_c g} - \cot \alpha \right) \right] = \\ & = -\frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha + \theta) \end{aligned} \quad (2.2.42)$$

Η εξ. (2.2.42) γραμμικοποιείται περαιτέρω με όρους έως πρώτου βαθμού λαμβάνοντας $\sin\theta\approx\theta$ και $\cos\theta=\cos(\alpha+\theta)\approx 1$, ενώ υπενθυμίζεται ότι η παράμετρος συχνότητας του λικνιζόμενου πλαισίου είναι $\hat{p} = p \frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}$

$$\ddot{\theta}(t) - \hat{p}^2 \sin \alpha \left(1 + \frac{2}{1+2\gamma} \frac{P_o}{m_c g} \right) + \omega_r^2 \theta(t) = -\hat{p}^2 \frac{\ddot{u}_g(t)}{g} \quad (2.2.43)$$

Στην εξ. (2.2.43), ο όρος ω_r^2 δίνεται από την Εξ. (2.2.38). Όταν ο λόγος $\frac{EA}{m_c g}$ είναι αρκετά μεγάλος και ικανοποιεί την εξ. (2.2.26), ο γραμμικός κλάδος της δυσκαμψίας του συστήματος του Σχήματος 2.2.2 (c), (d) είναι θετικός και ω_r είναι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος. Όταν ο λόγος $EA/m_c g$ δεν ικανοποιεί την Εξ. (2.2.26), ο όρος ω_r^2 είναι αρνητικός και η απόκριση ελεύθερης ταλάντωσης του συστήματος περιγράφεται από υπερβολικά ημίτονα και συνημίτονα (Makris and Roussos 2000).

Για θετικές στροφές ($\theta(t)>0$), ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία προκύπτει

$$\ddot{\theta} + \hat{p}^2 \sin \alpha \left(1 + \frac{2}{1+2\gamma} \frac{P_o}{m_c g} \right) + \omega_r^2 \theta = -\hat{p}^2 \frac{\ddot{u}_g}{g} \quad (2.2.44)$$

Οι εξισώσεις (2.2.43) και (2.2.44) μπορούν να συμπυχθούν σε μία εξίσωση που περιγράφει ένα ελαστο-πλαστικό σύστημα με θετική ($\omega_r^2>0$) ή αρνητική ($\omega_r^2<0$) δυσκαμψία.

$$\ddot{\theta}(t) + \hat{p}^2 \sin \alpha \left(1 + \frac{2}{1+2\gamma} \frac{P_o}{m_c g} \right) \text{sgn} \theta(t) + \omega_r^2 \theta(t) = -\hat{p}^2 \frac{\ddot{u}_g}{g} \quad (2.2.45)$$

Κατά τη στιγμή της ανασήκωσης, η εξ. (2.2.45) είναι γραμμική εξίσωση και περιγράφει την ειδική περίπτωση ενός μεγάλου εύρους ελαστικών πολυγραμμικών συστημάτων (Kam et al. 2010). Η εξ. (2.2.45) δείχνει με τρόπο άμεσο την αυξανόμενη ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου καθώς το

μέγεθος των στύλων αυξάνεται (μικρές τιμές του p), καθώς σύμφωνα με τη δυναμική του λικνισμού η εισαχθείσα διέγερση μειώνεται με το τετράγωνο της παραμέτρου συχνότητας ($\hat{p}^2 \frac{\ddot{u}_g}{g}$).

Η εξ. (2.2.45) περιγράφει την ελαστο-πλαστική συμπεριφορά συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας που φαίνεται στο Σχήμα 2.2.2 (c), (d). Δεδομένου ότι οι γραμμικές καμπύλες δεν εσωκλείουν κάποια ενέργεια, η εξ. (2.2.45) περιγράφει την απόκριση του αναπόσβεστου συστήματος. Τα λικνιζόμενα πλαίσια αποσβένουν ενέργεια κατά τη στιγμή της κρούσης, γεγονός που λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή ανάπαλσης (βλ. εξ. (2.2.21)). Σε συνήθη λογισμικά μηχανικής των κατασκευών, που διαθέτουν ελαστικά πολυγραμμικά στοιχεία, η δυνατότητα αναγνώρισης της κρούσης ώστε να μειωθεί η γωνιακή ταχύτητα είναι περιορισμένη. Επομένως, υπάρχει η ανάγκη για εισαγωγή ισοδύναμης γραμμικής απόσβεσης ανάλογης της γωνιακής ταχύτητας. Μία ισοδύναμη γραμμική απόσβεση της μορφής $c\dot{\theta}$, χρειάζεται να έχει τις ίδιες μονάδες με τον όρο $I\ddot{\theta}$. Συνεπώς, οι μονάδες της συντελεστή απόσβεσης, c , είναι $[M][L]^2[T]^{-1}$. Η διαστατική ανάλυση δίνει (Vassiliou et al. 2014)

$$c = \lambda m_c g^{1/2} R^{3/2} \quad (2.2.46)$$

όπου λ είναι η άγνωστη ποσότητα που πρέπει να καθοριστεί για καλύτερη συμφωνία αποτελεσμάτων με την μη-γραμμική απόκριση. Από της εξ. (2.2.46) και με βάση ότι $p^2 = m_c g R / I_o$, υπολογίζεται ότι για ορθογωνικό στύλο ($p = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$), ο συντελεστής απόσβεσης της γωνιακής

ταχύτητας, $\dot{\theta}(t)$, είναι $c / I_o = \sqrt{\frac{3}{4}} \lambda p$. Οι Makris and Konstantinidis (2003) πρότειναν μία εμπειρική σχέση για ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση, $\beta = -0.34 \ln(r)$ που απαιτείται για την ελεύθερη απόκριση του λικνιζόμενου στύλου. Αυτή η εμπειρική σχέση, $\beta = -0.34 \ln(r)$ επιβεβαιώθηκε αργότερα πειραματικά από τον Cheng (2007). Δεδομένης της αναλογίας ανάμεσα στο λικνιζόμενο πλαίσιο και σε ένα ψηλότερο μεμονωμένο στύλο (Makris and Vassiliou 2013) μπορεί κάποιος να αντικαταστήσει τον συντελεστή $\sqrt{\frac{3}{4}} \lambda$ with $2\beta = -0.68 \ln(r)$ όπου r είναι ο συντελεστής ανάπαλσης της εξ. (2.2.21).

Με βάση τα παραπάνω, η αναπόσβεστη εξ. (2.2.45) που περιγράφει την απόκριση ενός ελαστο-πλαστικού συστήματος μπορεί να μετατραπεί σε εξίσωση που λαμβάνει υπόψη απόσβεση για καλύτερη συμφωνία αποτελεσμάτων με την μη γραμμική λικνιστική απόκριση

$$\ddot{\theta}(t) + 0.68 \ln(r) \hat{p} \dot{\theta}(t) + \hat{p}^2 \sin \alpha \left(1 + \frac{2}{1+2\gamma} \frac{P_o}{m_c g} \right) \text{sgn} \theta(t) + \omega_r^2 \theta(t) = -\hat{p}^2 \frac{\ddot{u}_g}{g} \quad (2.2.47)$$

Το Σχήμα 2.2.7 παρουσιάζει της χρονοϊστορία της στροφής μίας μικρότερης γέφυρας (με ύψος ελεύθερα εδραζόμενων βάθρων 9.6m) και μίας μεγαλύτερης γέφυρας (με ύψος βάθρων 24m) όταν υπόκειται στην καταγραφή Takarazuka/000 του σεισμού του 1995 του Kobe στην Ιαπωνία. Η ραδινότητα των βάθρων και στα δύο πλαίσια είναι $\Pi_a = \tan \alpha = 0.166$ και $\gamma = m_b / N m_c = 4$. Οι έντονες μαύρες γραμμές παρουσιάζουν την απόκριση της πλήρως μη-γραμμικής εξ. (2.2.20), ενώ οι λεπτές γραμμές παρουσιάζουν την απόκριση με την ιξώδη απόσβεση του ισοδύναμου ελαστο-πλαστικού συστήματος της εξ. (2.2.47). Σε όλες τις περιπτώσεις η μέγιστη στροφή του ισοδύναμου συστήματος βρίσκεται σε καλή συμφωνία με την αυστηρή μη-γραμμική σχέση ενώ η απόκριση του ισοδύναμου συστήματος παρουσιάζεται με μεγαλύτερη απόσβεση. Σε κάθε περίπτωση, η απόκριση του ισοδύναμου συστήματος δίνει μία προσέγγιση προς την πλευρά ασφαλείας. Το Σχήμα 2.2.7 παρουσιάζει πως και τα δύο λικνιζόμενα πλαίσια παρουσιάζουν συγκρίσιμες μέγιστες στροφές

ανεξάρτητα από τον εάν ήταν χωρίς ή με κατακόρυφη προένταση έως $EA/m_c g=200$. Αυτό συμβαίνει διότι η μεγαλύτερη σεισμική αντοχή/αντίσταση των ψηλών λικνιζόμενων πλαισίων προέρχεται από την δυσκολία κινητοποίησης της μεγάλης στρεπτικής ροπής αδρανείας των μεγάλων στύλων (ανάλογη του R^2), ενώ η επιρροή της προέντασης δεν παίζει σημαντικό ρόλο.

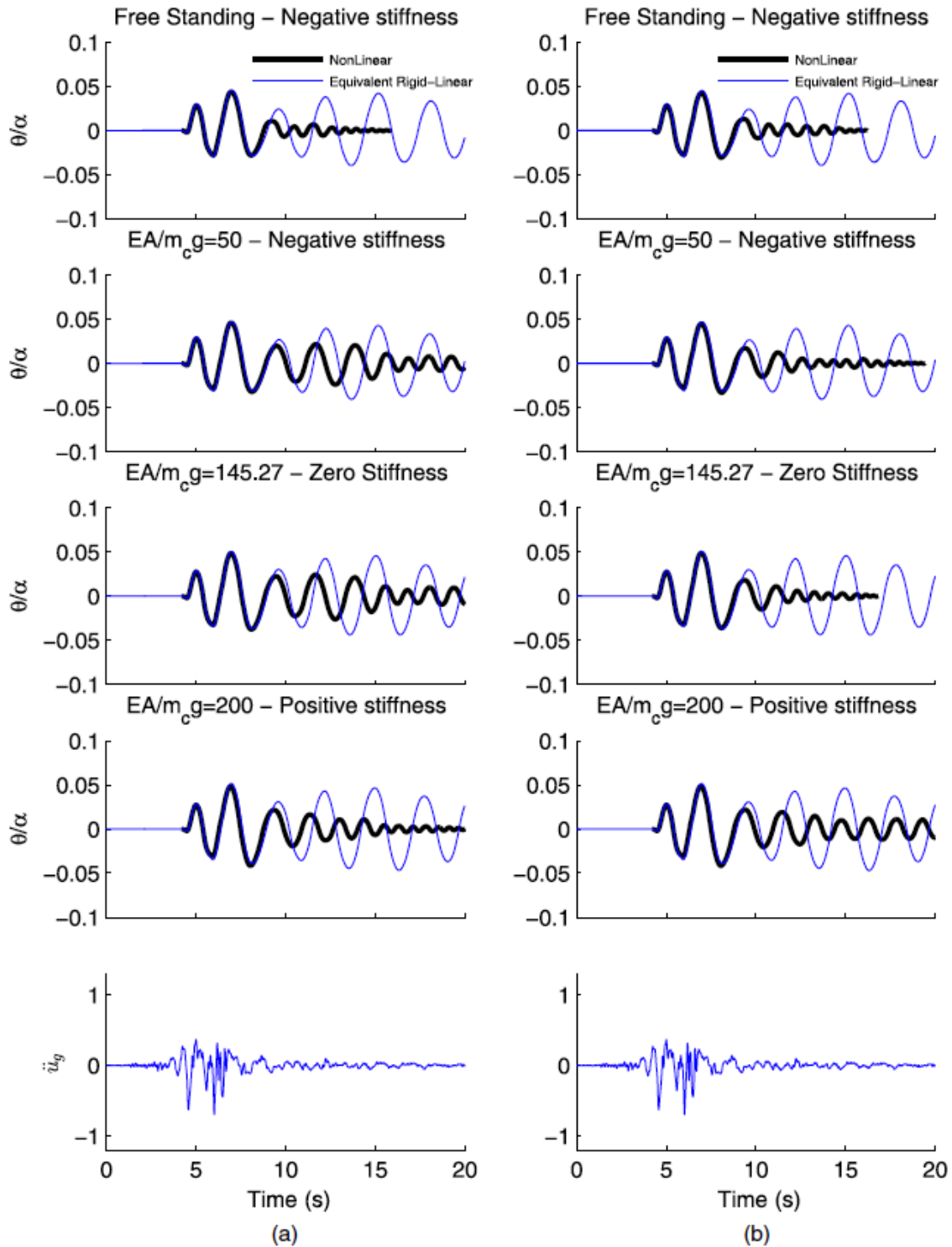
Συμπεράσματα

Η εργασία αυτή διερευνά την λικνιστική απόκριση και την ευστάθεια ενός συστήματος ψηλόλιγων στύλων που φέρουν ελεύθερα άκαμπτη δοκό και ενισχύονται με κατακόρυφη προένταση με κατακόρυφους τένοντες που διέρχονται κεντροβαρικά από τους στύλους. Ενώ η πλευρική δυσκαμψία είναι αρνητική, η πλευρική δυσκαμψία του λικνιζόμενου πλαισίου με την κατακόρυφη προένταση μπορεί να είναι είτε αρνητική είτε θετική ανάλογα με την αξονική δυσκαμψία του τένοντα.

Ακολουθώντας θεωρία μεταβολών, η εργασία αυτή δείχνει πως οι τένοντες είναι αποτελεσματική για τον περιορισμό της απόκρισης μικρών στύλων όταν υπόκεινται σε μακροπερίόδους παλμούς. Καθώς το μέγεθος των στύλων, η συχνότητα της διέγερσης ή το βάρος της δοκού αυξάνεται, οι κατακόρυφοι τένοντες δεν συνεισφέρουν σημαντικά, καθώς η σεισμική αντοχή/αντίσταση προέρχεται κυρίως από την ενεργοποίησης της μεγάλης στρεπτικής ροπής αδρανείας του συστήματος.

Η εργασία δείχνει πως για λικνιζόμενα πλαίσια μεσαίου μεγέθους, όπου η ιδέα της κατακόρυφης προέντασης μπορεί να είναι ελκυστική, υπάρχει όφελος στο να μειώνεται η δυσκαμψία του κατακόρυφου τένοντα ώστε η πλευρική δυσκαμψία του συστήματος να παραμένει αρνητική. Με τον τρόπο αυτό, στους πόλους περιστροφής δεν συγκεντρώνονται υπερβολικά μεγάλες τάσεις, ενώ το σύστημα παραμένει ευσταθές λόγω της αρνητικής δυσκαμψίας.

Τέλος, η εργασία προτείνει και αξιολογεί ισοδύναμα γραμμικά συστήματα, και η δυναμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου μπορεί να περιγραφεί με λογισμικά ανοικτού κώδικα ή εμπορικά διαθέσιμα λογισμικά εισάγοντας έτοιμα ελαστικά πολυγραμμικά στοιχεία. Προτείνεται στον τελικό σχεδιασμό της λικνιζόμενης κατασκευής να γίνεται έλεγχος της απόκρισης με βάση την μεθοδολογία που προτείνεται στην εργασία αυτή.



Σχήμα 2.2.7. Χρονοϊστορίες στροφής για την σεισμική καταγραφή Takarazuka/000 του σεισμού του 1995 στο Kobe της Ιαπωνίας: (a) λικνιζόμενο πλαίσιο μέσου μεγέθους με ύψος στύλων 9.6m: $2h=9.6\text{m}$, $p=1.23\text{ rad/s}$ (b) μεγαλύτερο λικνιζόμενο πλαίσιο με ύψος στύλων 24m: $2h=24\text{m}$, $p=0.777\text{ rad/s}$. Η μέγιστη στροφή και των δύο πλαισίων είναι ουσιαστικά ανεξάρτητη της κατακόρυφης προέντασης.

2.3. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΗΣ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΗΣ ΛΙΘΙΝΗΣ ΑΨΙΔΑΣ—ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΔΙΑΚΡΙΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

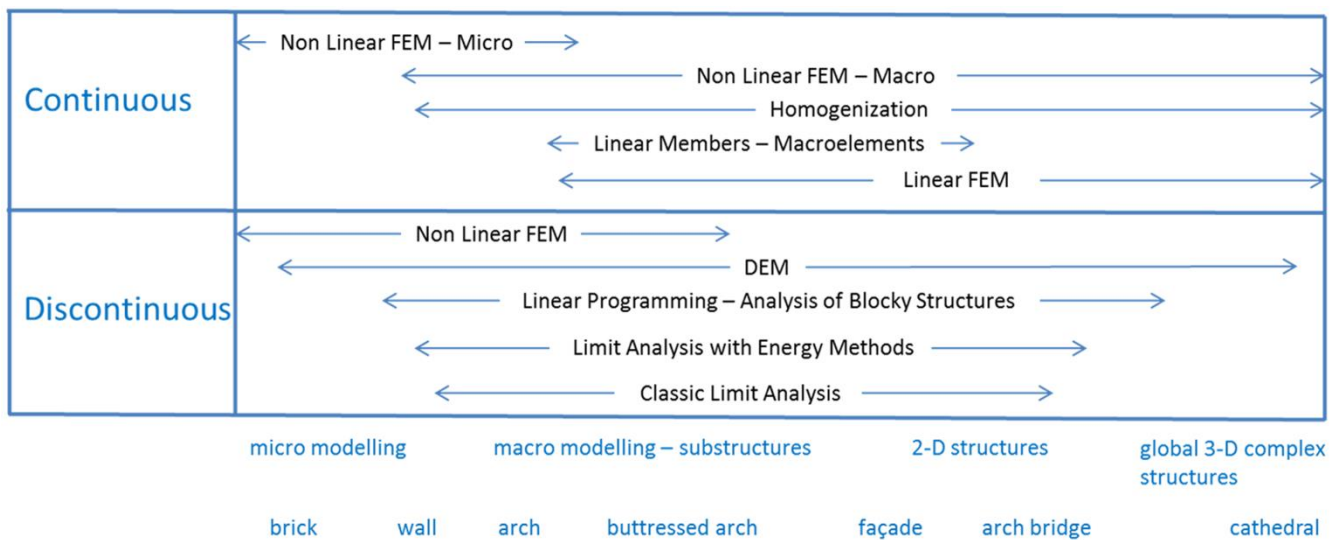
Η δυναμική απόκριση λίθινων αψίδων παρουσιάζει ισοδύναμη μη-γραμμική συμπεριφορά με την δυναμική συμπεριφορά του μεμονωμένου στύλου (ή ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου). Η δυσκολία στην περίπτωση των λίθινων αψίδων είναι η αναγνώριση του επικείμενου αρθρωτού μηχανισμού, καθώς ενώ στην περίπτωση του λικνιζόμενου πλαισίου ή του στύλου τα σημεία των πόλων περιστροφής είναι προκαθορισμένα, και άρα και ο αρθρωτός μηχανισμός, στις λίθινες αψίδες τα σημεία των αρθρώσεων βρίσκονται στα σημεία των επικείμενων διαρρήξεων που θα πρέπει να καθοριστούν. Στην ενότητα αυτή αξιολογείται η αξιοπιστία της μεθόδου των διακριτών στοιχείων έναντι των αναλυτικών λύσεων του Κεφαλαίου 1 στην αναγνώριση του πλευρικού αρθρωτού μηχανισμού λίθινων αψίδων και συμπεραίνεται ότι με μία σωστή επιλογή παραμέτρων τα αριθμητικά αποτελέσματα συμφωνούν με αξιοσημείωτη ακρίβεια με την αναλυτική λύση.

Εισαγωγή

Κατά την διάρκεια των τελευταίων τριών δεκαετιών έχει σημειωθεί αυξανόμενο ενδιαφέρον για την προστασία και συντήρηση της πολιτιστικής μας κληρονομιάς και των ιστορικών κατασκευών. Η πολύχρονη ιστορία των καταπονήσεων των κατασκευών, που κυμαίνεται από εδαφικές καθιζήσεις μέχρι σεισμούς, έχει σαν αποτέλεσμα την συγκέντρωση πληθώρας παραμορφώσεων που καθορίζουν και τις τάσεις στο σώμα της κατασκευής που είναι πολύ δύσκολο να προσδιοριστούν.

Λόγω της σημαντικής δυσκολίας για τον υπολογισμό των τάσεων των ιστορικών κατασκευών, μία «ελαστική ανάλυση τάσεων» δεν είναι τόσο ελκυστική, ενώ αντίθετα, η «οριακή ανάλυση ευστάθειας» που εφαρμοζόταν πριν ακόμα και τον 20ο αιώνα, έχει γίνει ξανά ιδιαίτερα δημοφιλής (Sinopoli et al. 1997, Foce and Aita 2003, De Luca et al. 2004, μεταξύ άλλων).

Το Σχήμα 2.3.1 παρουσιάζει συγκεντρωτικά τις στρατηγικές προσομοίωσης των λίθινων κατασκευών. Η «συνεχής προσομοίωση» (*continuous modelling*) εκπροσωπείται κυρίως από την γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (*FEM—Finite Element Method*), ενώ η «ασυνεχής προσομοίωση» (*discontinuous modelling*) εκπροσωπείται από την Οριακή Ανάλυση (*limit analysis*) και την Μέθοδο των Διακριτών Στοιχείων (*DEM—Discrete Element Method*).



Σχήμα 2.3.1. Στρατηγικές προσομοίωσης λίθινων κατασκευών.

Μέθοδος διακριτών στοιχείων

Ενώ η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι η συνήθης επιλογή για την πλειονότητα των κατασκευών, η προσομοίωση της «ασυνεχούς φύσης» της τοιχοποιίας και η εκτίμηση της ευστάθειας αρθρωτών κατασκευών είναι ένας δύσκολος στόχος. Για παράδειγμα, υψηλές εφελκυστικές τάσεις από στατική ή δυναμική FEM ανάλυση είναι ένδειξη αστοχίας υλικού, και επομένως, αστοχία κατασκευής, αλλά στην πραγματικότητα η κατασκευή μπορεί να είναι απολύτως ευσταθής χωρίς να βασίζεται στην εφελκυστική της αντοχή (DeJong 2009). Αυτός είναι ο κύριος λόγος γιατί τις δύο τελευταίες δεκαετίες η Μέθοδος Διακριτών Στοιχείων (DEM) χαίρει προτίμησης για την ανάλυση λίθινων κατασκευών (Cundall 1971, Pagnoni 1994, Pagnoni and Vanzi 1995, Lemos 1995, 2007, Papantonopoulos et al. 2002, μεταξύ άλλων) στις οποίες η ασυνεχής προσομοίωση είναι έμφυτη.

Ένα από τα πιο αντιπροσωπευτικά εμπορικά λογισμικά DEM είναι το UDEC—Universal Distinct Element Code (Itasca Consulting Group, Inc. 2004). Το λογισμικό UDEC προσομοιώνει την απόκριση ασυνεχούς μέσου που υπόκειται σε στατική ή δυναμική φόρτιση. Στην DEM, η κατασκευή προσομοιώνεται από ένα σύνολο διακριτών στοιχείων (*blocks*). Η μέθοδος λειτουργεί σε όρους δυνάμεων και μετατοπίσεων και κάθε στοιχείο αποτελεί ξεχωριστή οντότητα που μπορεί να βιώσει μεγάλες μετακινήσεις και στροφές και να ικανοποιεί την ισορροπία σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης. Η μέθοδος υιοθετεί δύο ελαστικές σταθερές, την K_n που είναι η κάθετη στην διεπιφάνεια δυσκαμψία (*normal stiffness*) και την K_s που είναι η εφαπτομενική στη διεύθυνση δυσκαμψία (*shear stiffness*).

Το λογισμικό UDEC μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε απευθείας σύγκριση με τα αποτελέσματα της κλασικής οριακής ανάλυσης, ακολουθώντας τις τρεις βασικές παραδοχές πως (α) οι αρμοί δεν μεταφέρουν εφελκυσμό, (β) η θλιπτική αντοχή είναι άπειρη και (γ) οι λίθοι δεν ολισθαίνουν στους αρμούς. Εάν πάντως δεν είναι ρεαλιστικό να χρησιμοποιηθεί η τρίτη παραδοχή, δηλ. υπάρχει πιθανότητα ολίσθησης, τότε μπορεί να εισαχθούν γραμμικοί ή με-γραμμικοί νόμοι τριβής στις διεπιφάνειες των στοιχείων.

Οι αρμοί προσομοιώνονται στο UDEC ως στοιχεία «επαφής επιφανειών» ανάμεσα σε δύο άκρα ενός στοιχείου (*block*). Για άκαμπτα στοιχεία, ένα στοιχείο επαφής δημιουργείται σε κάθε γωνία όταν αλληλεπιδρά με άλλη γωνία του γειτονικού στοιχείου. Σε περίπτωση πολύ αιχμηρών γωνιών παρουσιάζονται αριθμητικά προβλήματα. Για αυτό είναι απαραίτητο να «καμπυλώνουμε» τις

γωνίες των στοιχείων ώστε μία γωνία να ολισθαίνει ομαλά πάνω σε μία διεπιφάνεια. Η καμπύλωση μπορεί να προσομοιώσει την απώλεια υλικού στην περίπτωση σύνθλιψης γωνιών, αλλά η ακτίνα καμπύλωσης των γωνιών επιλέγεται αρκετά μικρή ώστε να υπάρχει συμβατότητα με την κλασική οριακή ανάλυση, η οποία δεν λαμβάνει υπόψη απώλεια υλικού. Στην ανάλυση που ακολουθεί, η ακτίνα επιλέχθηκε 0.001m. Στις περισσότερες περιπτώσεις η τιμή αυτή είναι κάτω από το όριο του 1% της μέσης πλευράς του στοιχείου που προτείνει ο κατασκευαστής του προγράμματος (Itasca 2004). Για μικρότερους λίθους, η ακτίνα μειώθηκε ανάλογα ώστε να μην παραβιάζεται το όριο του 1%.

Η επιλογή των παραμέτρων της απόσβεσης έχει κεντρική σημασία στην ανάλυση των διακριτών στοιχείων, ιδιαίτερα για δυναμικά προβλήματα. Η απόσβεση τύπου Rayleigh έχει ευρύτατα χρησιμοποιηθεί σε δυναμική απόκριση κατασκευών από τοιχοποιία και η βέλτιστη επιλογή των παραμέτρων της ανάλογης-της-μάζας σταθεράς και της ανάλογης-της-δυσκαμψίας σταθεράς έχει διερευνηθεί από αρκετούς συγγραφείς (De Lorenzis et al. 2007, Peña et al. 2007, DeJong 2009, Dimitri et al. 2011, μεταξύ άλλων). Από την άλλη, η αναγνώριση του πλευρικού μηχανισμού του δυναμικού λικνισμού μίας αφίδας μπορεί να αναχθεί σε στατικό πρόβλημα στην οριακή ισορροπία, και έτσι χρησιμοποιήθηκε η τοπική απόσβεση (“*local damping*”, Cundall 1987, Itasca 2004) που προτείνει ο κατασκευαστής για στατικά προβλήματα, για γρήγορη απόσβεση και άμεση σύγκλιση της αριθμητικής ανάλυσης.

Στην ανάλυση που ακολουθεί, όλες οι αφίδες έχουν προσομοιωθεί με άκαμπτα στοιχεία και η κατασκευή εδράζεται ελεύθερη σε ανελαστική βάση, η οποία προσομοιώνεται σαν ένας μεγάλος ακλόνητος επίπεδος βράχος. Το μέγεθος της βάσης δεν παίζει ρόλο στην ανάλυση. Το λογισμικό UDEC λαμβάνει υπόψη την πυκνότητα του υλικού και τη γεωμετρία κάθε λίθου ώστε να υπολογίσει αυτόματα της βαρυτικές δυνάμεις που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους κάθε λίθου από το πρώτο βήμα την ανάλυσης. Στην περίπτωση όπου πρόσθετες δυνάμεις πρέπει να εμπλακούν (όπως πλευρικές σεισμικές δυνάμεις) αυτές εφαρμόζονται στα κέντρα βάρη των λίθων σε μεταγενέστερο βήμα, μόλις επέλθει ισορροπία από τις βαρυτικές δυνάμεις.

Πλευρικός μηχανισμός λικνισμού λίθινων αφίδων

Ενώ η ανάλυση λίθινων τόξων υπό στατικά βαρυτικά φορτία έχει μακρόχρονη ιστορία και πλούσια βιβλιογραφία, η ανάλυση λίθινων αφίδων υπό πλευρική δυναμική φόρτιση ουσιαστικά ξεκινά με την εργασία του Oppenheim (1992) (βλ. επίσης Clemente 1998, Ochsendorf 2002, De Luca et al. 2004, Alexakis and Makris 2014a). Η δυναμική ανάλυση στο επίπεδο λίθινων αφίδων που δεν αναπτύσσουν εφελκυστικές τάσεις, μπορεί να γίνει σε δύο βήματα. Το πρώτο βήμα είναι μία ανάλυση ισορροπίας που υπολογίζει την ελάχιστη επιτάχυνση ανασήκωσης, \ddot{u}_g^{up} , που απαιτείται για τη διάρρηξη του τόξου και δημιουργία ενός τετρα-αρθρωτού πλευρικού μηχανισμού και εισάγει λικνισμό. Μετά την ανασήκωση, το δεύτερο βήμα είναι η επίλυση της μη-γραμμικής εξίσωσης κίνησης με την σωστή προσομοίωση της απόσβεσης κατά τις στιγμές των κρούσεων.

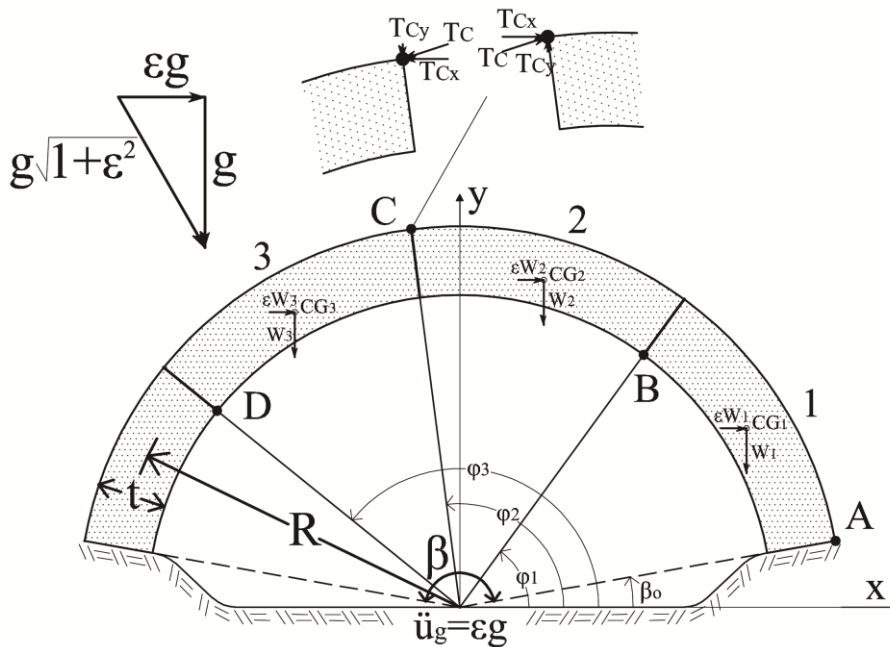
Κατ’ αρχή υπολογίζεται για το πρώτο βήμα η τιμή της επιτάχυνσης ανασήκωσης σε κυκλικά τόξα με γωνία εναγκαλισμού β , μέση ακτίνα R και πάχος t μετά τον ακριβή προσδιορισμό της θέσης των επικείμενων αρθρώσεων του μηχανισμού μέσω της εφαρμογής της αρχής της στάσιμης δυναμικής ενέργειας και σύγκρισης των αποτελεσμάτων με την αριθμητική ανάλυση DEM. Το Σχήμα 2.3.2 παρουσιάζει τον σχηματισμό του μηχανισμού των τεσσάρων αρθρώσεων σε κυκλικά τόξα υπό πλευρική σεισμική φόρτιση $\ddot{u}_g = eg$. Στην ανάλυση αυτή, η διεύθυνση των επικείμενων διαρρήξεων θεωρήθηκε ακτινωτή. Ο Clemente (1998) είναι ο πρώτος που αναγνώρισε ότι μία λίθινη αφίδα που υπόκειται σε πλευρική φόρτιση (έστω προς τα δεξιά), η ακραία δεξιά άρθρωση του μηχανισμού θα συμβεί πάντα στην γένεση του τόξου A, ενώ τη ακραία αριστερή άρθρωση D ίσως συμβεί σε θέση πάνω από το σημείο της γένεσης του τόξου στα αριστερά. Με αντικατάσταση των τριών εξισώσεων

ισορροπίας που προκύπτουν από ισορροπία ροπών του τμήματος 1-2 (τμήμα ABC) γύρω από το A, του τμήματος 2 (τμήμα BC) γύρω από το B και του τμήματος 3 (τμήμα CD) γύρω από το D, απαλείφονται οι άγνωστες συνιστώσες T_{Cx} και T_{Cy} της συνισταμένης δύναμης στο C (βλ Σχήμα 2.3.2) και οδηγούμαστε σε μία υπερβατική εξίσωση με πέντε αγνώστους: την οριζόντια επιτάχυνση ανασήκωσης $\ddot{u}_g = \varepsilon g$ που εκφράζεται με τον συντελεστή ε , το ελάχιστο πάχος t/R και τις άγνωστες θέσεις των αρθρώσεων B, ϕ_1 , C, ϕ_2 , και D, ϕ_3 . Η λύση της εξίσωσης αυτής μπορεί να γραφεί στη μορφή (Alexakis and Makris 2014)

$$t/R = f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) \quad (2.3.1)$$

Οι Alexakis and Makris (2014) έχουν δείξει πως το έργο όλων των δυνάμεων μπορεί να υπολογισθεί μέσω της δυναμικής ενέργειας με την σχέση

$$V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) = 2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) R^3 f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon) \left[1 + \frac{1}{12} f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)^2\right] \quad (2.3.2)$$



Σχήμα 2.3.2. Δημιουργία πλευρικού μηχανισμού τεσσάρων αρθρώσεων υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση. Η διεύθυνση των διαρρήξεων θεωρείται ακτινωτή.

Σύμφωνα με το θεώρημα της στάσιμης δυναμικής ενέργειας, ο γεωμετρικά αποδεκτός μηχανισμός του Σχήματος 2.3.2 βρίσκεται σε ισορροπία εάν η συνολική δυναμική ενέργεια είναι στάσιμη ($\delta V=0$), και αυτό συμβαίνει όταν (Shames and Dym 1985)

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_1} = 0 \quad (2.3.3)$$

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_2} = 0 \quad (2.3.4)$$

$$\frac{\partial V(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_3} = 0 \quad (2.3.5)$$

Αντικατάσταση της Εξίσωσης (2.3.2) σε οποιαδήποτε από τις Εξισώσεις (2.3.3)-(2.3.5) ($j \in \{1,2,3\}$) θα δώσει

$$\frac{\partial V(\phi_j, \varepsilon)}{\partial \phi_j} = 2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) R^3 \frac{\partial f(\phi_j, \varepsilon)}{\partial \phi_j} \left[1 + \frac{1}{4} f(\phi_j, \varepsilon)^2\right] = 0, \quad j \in \{1,2,3\} \quad (2.3.6)$$

Η ποσότητα μέσα στις αγκύλες της εξ. (2.3.6) είναι πάντα θετική, και επομένως για να ικανοποιείται η εξ.(2.3.6) θα πρέπει συγχρόνως να ισχύει

$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_1} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_1} = 0 \quad (2.3.7)$$

$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_2} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_2} = 0 \quad (2.3.8)$$

$$\frac{\partial f(\phi_1, \phi_2, \phi_3, \varepsilon)}{\partial \phi_3} = \frac{\partial(t/R)}{\partial \phi_3} = 0 \quad (2.3.9)$$

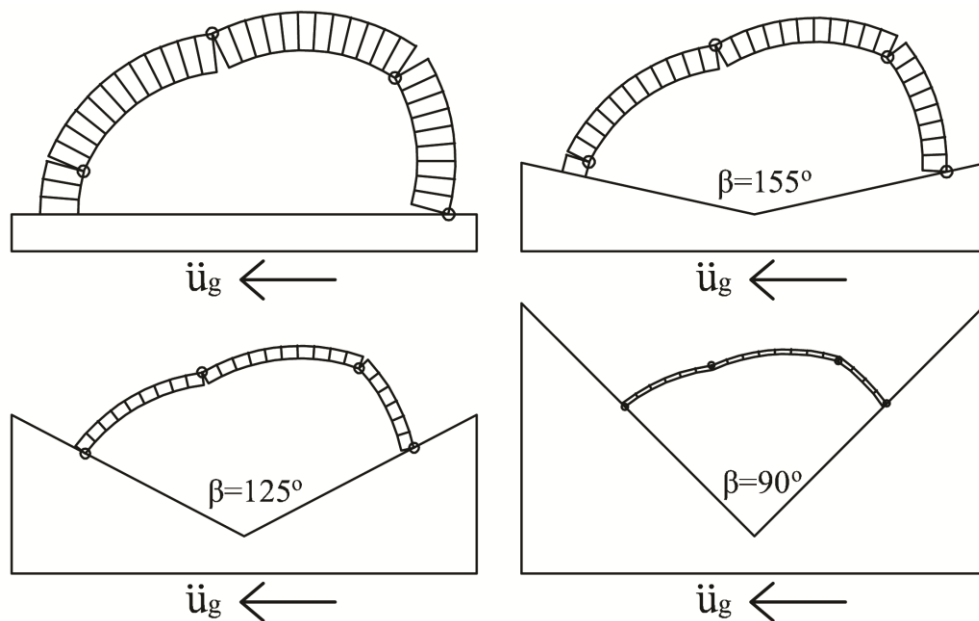
Αριθμητική επίλυση του συστήματος των εξ. (2.3.1) και (2.3.7)-(2.3.9) θα δώσει τις τιμές της θέσης των αρθρώσεων ϕ_1, ϕ_2 και ϕ_3 μαζί με το ελάχιστο πάχος t/R μίας λίθινης αψίδας για δεδομένη γωνία εναγκαλισμού β . Ο Πίνακας 2.3.1 παρουσιάζει τιμές του οριακού πάχους t/R για λίθινες αψίδες με $\beta=180^\circ, 155^\circ, 125^\circ$ και 90° για διαφορετικές στάθμες της σεισμικής φόρτισης ε . Οι γραμμοσκιασμένες περιοχές δηλώνουν ότι στον μηχανισμό και οι δύο ακραίες αρθρώσεις συμβαίνουν στις γενέσεις του τόξου (2SM).

Τα αποτελέσματα αυτά συγκρίνονται με αυτά της αριθμητικής ανάλυσης με το UDEC. Οι γραμμικές σταθερές ελατηρίου υποθέτουν τιμές $K_n=K_s=10^9$ Pa/m (Alexakis and Makris 2014) και η γωνία τριβής στην διεπιφάνεια των αρμών λαμβάνει υψηλή τιμή ώστε να μην επιτρέπεται ολίσθηση. Κάθε λίθος έχει μέγεθος 5° όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.3. Έτσι το ημικυκλικό τόξο έχει 36 λίθους, ενώ το τόξο με $\beta=90^\circ$ έχει 18 λίθους. Τα βαρυτικά και τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στατικά σε κάθε λίθο. Το Σχήμα 2.3.3 παρουσιάζει την στιγμή της εκκίνησης του πλευρικού μηχανισμού λικνισμού σε λίθινες αψίδες υπό οριζόντια πλευρική φόρτιση $\ddot{u}_g=0.3g$ ($\varepsilon=0.3$), όπως υπολογίστηκαν από το UDEC.

Πίνακας 2.3.1. Τιμές του οριακού πάχους t/R και θέσεις των επικείμενων αρθρώσεων B, C και D ενός κυκλικού τόξου με γωνία εναγκαλισμού β , που υπόκειται σε πλευρική φόρτιση $\ddot{u}_g = \varepsilon g$. Οι γραμμοσκιασμένες περιοχές δηλώνουν ότι στον μηχανισμό και οι δύο ακραίες αρθρώσεις συμβαίνουν στις γενέσεις του τόξου (2SM). Στις στήλες αριστερά γίνεται η σύγκριση των τιμών με την αριθμητική ανάλυση DEM.

Analytical solution					UDEC			
ε	$\beta=180^\circ$							
	t/R_{anal}	φ_1 (°)	φ_2 (°)	φ_3 (°)	t/R_{UDEC}	$t/R_{UDEC} - t/R_{anal}$	err(%)	
	0.0	0.10748	35.516	90.000	144.484	0.10947	0.00199	1.85
	0.1	0.13590	38.894	95.710	152.528	0.13786	0.00196	1.44
	0.2	0.16897	42.412	101.310	160.208	0.17057	0.00160	0.95
	0.3	0.20636	46.025	106.699	167.373	0.20809	0.00173	0.84
	0.4	0.24752	49.693	111.801	173.910	0.24928	0.00176	0.71
	0.5	0.29175	53.389	116.565	179.741	0.29334	0.00159	0.55
	0.6	0.33788	57.063	120.852	180 (2SM)	0.33946	0.00158	0.47
	0.7	0.38495	60.705	124.617	180 (2SM)	0.38687	0.00192	0.50
ε	$\beta=155^\circ$							
	t/R_{anal}	φ_1 (°)	φ_2 (°)	φ_3 (°)	t/R_{UDEC}	$t/R_{UDEC} - t/R_{anal}$	err(%)	
	0.0	0.06083	41.257	90.000	138.743	0.06255	0.00172	2.82
	0.1	0.07974	44.244	95.711	147.177	0.08215	0.00241	3.02
	0.2	0.10217	47.337	101.310	155.283	0.10421	0.00204	2.00
	0.3	0.12789	50.480	106.699	162.918	0.12960	0.00171	1.34
	0.4	0.15638	53.611	111.761	167.5 (2SM)	0.15821	0.00183	1.17
	0.5	0.18607	56.567	116.083	167.5 (2SM)	0.18780	0.00173	0.93
	0.6	0.21627	59.343	119.737	167.5 (2SM)	0.21761	0.00134	0.62
	0.7	0.24671	61.983	122.900	167.5 (2SM)	0.24852	0.00181	0.74
ε	$\beta=125^\circ$							
	t/R_{anal}	φ_1 (°)	φ_2 (°)	φ_3 (°)	t/R_{UDEC}	$t/R_{UDEC} - t/R_{anal}$	err(%)	
	0.0	0.02673	49.133	90.000	130.867	0.02871	0.00198	7.40
0.1	0.03737	51.728	95.711	139.693	0.03976	0.00239	6.39	

0.2	0.05051	54.411	101.310	148.209	0.05251	0.00200	3.95
0.3	0.06592	57.093	106.578	152.5 (2SM)	0.06789	0.00197	3.00
0.4	0.08225	59.522	110.792	152.5 (2SM)	0.08382	0.00157	1.91
0.5	0.09899	61.707	114.136	152.5 (2SM)	0.10075	0.00176	1.78
0.6	0.11588	63.702	116.882	152.5 (2SM)	0.11765	0.00177	1.53
0.7	0.13277	65.548	119.215	152.5 (2SM)	0.13419	0.00142	1.07
ε	$\beta=90^\circ$					t/R_{UDEC}	
	t/R_{anal}	φ_1 (°)	φ_2 (°)	φ_3 (°)	t/R_{UDEC}	$- t/R_{anal}$	err(%)
0.0	0.00750	59.485	90.000	120.515	0.00964	0.00214	28.60
0.1	0.01193	61.692	95.711	129.729	0.01437	0.00244	20.46
0.2	0.01781	63.928	101.145	135 (2SM)	0.01988	0.00207	11.64
0.3	0.02435	65.827	105.050	135 (2SM)	0.02639	0.00204	8.36
0.4	0.03116	67.406	107.758	135 (2SM)	0.03287	0.00171	5.50
0.5	0.03807	68.763	109.771	135 (2SM)	0.04004	0.00197	5.19
0.6	0.04500	69.965	111.372	135 (2SM)	0.04698	0.00198	4.40
0.7	0.05192	71.056	112.717	135 (2SM)	0.05368	0.00176	3.40



Σχήμα 2.3.3. Εκκίνηση του πλευρικού μηχανισμού λικνισμού σε λίθινες αψίδες με μέγεθος λίθινων 5° και γωνίες εναγκαλισμού $\beta=180^\circ, 155^\circ, 125^\circ, 90^\circ$ υπό οριζόντια πλευρική φόρτιση $\ddot{u}_g=0.3g$ ($\varepsilon=0.3$), όπως υπολογίστηκαν από το UDEC.

Οι δεξιές στήλες του Πίνακα 2.3.1 παρουσιάζουν την απόκλιση ανάμεσα στις αναλυτικές λύσεις και τις λύσεις από την αριθμητική ανάλυση με DEM. Οι τιμές του αδιάστατου ελάχιστου πάχους t/R από την DEM είναι ελάχιστα συντηρητικές, και η ελάχιστη αυτή διαφορά προσεγγίζει την τιμή 0.002 για όλες τις περιπτώσεις. Στην τελευταία στήλη, η διαφορά αυτή δίνεται και ποσοστιαία (%).

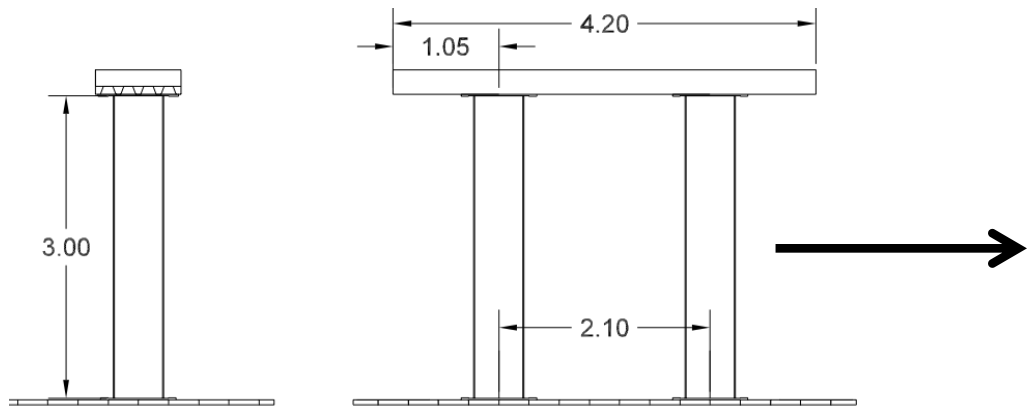
Συμπερασματικά, τα αποτελέσματα βρίσκονται σε εξαιρετικά καλή συμφωνία. Το γεγονός αυτό ανοίγει το δρόμο στην ασφαλή χρήση της μεθόδου DEM για τον προσδιορισμό του πλευρικού μηχανισμού λικνισμού ακόμα πιο πολύπλοκων κατασκευών που θα ήταν ιδιαίτερα δύσκολο να υπολογισθεί με αναλυτικές λύσεις

2.4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Παράλληλα με την ανάπτυξη του θεωρητικού υποβάθρου για τη δυναμική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου που περιγράφηκε παραπάνω, σχεδιάστηκε και υλοποιήθηκε η πειραματική διάταξη και το δοκίμιο που φαίνεται στο Σχήμα 2.4.1. Το δοκίμιο αποτελείται από 2 κοίλα χαλύβδινα λικνιζόμενα στοιχεία, όμοια με το δοκίμιο του Κεφαλαίου 1, συνολικού ύψους 3m (βλ. Σχήμα 2.4.2). Τόσο στις κυκλικές πλάκες, που έχουν συγκολληθεί στα άκρα του κυλινδρικού στοιχείου όσο και στις πλάκες έδρασης έχουν διανοιχθεί στο κέντρο οπές διαμέτρου 60mm ώστε να διέρχεται ο τένοντας προέντασης.

Το επιστύλιο αποτελείται από μια σύμμικτη πλάκα χάλυβα - οπλισμένου σκυροδέματος. Το κάτω πέλμα της πλάκας αποτελείται από χαλυβδόφυλλο πλάτους 850mm, ύψους 70mm και μήκους 4.2m. Το συνολικό ύψος της πλάκας μετά την σκυροδέτηση είναι 200 mm και το βάρος είναι 2100 kgr (ίσο με 6 φορές το βάρος ενός λικνιζόμενου στοιχείου). Το επιστύλιο εδράζεται στα λικνιζόμενα στοιχεία μέσω δύο χαλύβδινων πλακών διαστάσεων 800 mm x 750 mm. Τόσο στο επιστύλιο όσο και στις μεταλλικές πλάκες έχουν διανοιχθεί οπές 60mm διαμέσου των οποίων διέρχεται ο τένοντας προέντασης. Στις τέσσερις μεταλλικές πλάκες έχει συγκολληθεί μεταλλικό έλασμα διαμέτρου 600 mm και ύψους 20 mm έτσι ώστε να δημιουργηθεί εσοχή. Στο Σχήμα 2.4.3 παρουσιάζεται η πλάκα καταστρώματος κατά τη σκυροδέτηση.

Στο Σχήμα 2.4.4 παρουσιάζεται η πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου όπως υλοποιήθηκε στη Μονάδα Σεισμικού Προσομοιωτή. Τρεις ομάδες με τρεις αισθητήρες μετακίνησης έκαστη τοποθετήθηκαν έτσι ώστε να προσδιορίζουν χωρικά τη μετακίνηση δύο αντιδιαμετρικών σημείων της βάσης και ενός σημείου της κορυφή του αριστερού βάθρου του Σχήματος 2.4.4-άνω. Τα σημεία ταυτίζονται με αυτά του μεμονωμένου βάθρου, έτσι ώστε να είναι δυνατή η απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων ανάμεσα στο μεμονωμένο βάθρο και στο λικνιζόμενο πλαίσιο. Μία ομάδα των τριών αισθητήρων μετακίνησης τοποθετήθηκε στο εξωτερικό μεταλλικό πλαίσιο του Σχήματος 2.4.4-κάτω έτσι ώστε να καταγράφουν την χωρική μετακίνηση την αριστερής άκρης του καταστρώματος. Τοποθετήθηκαν επίσης τρία συστήματα τριών επιταχυνσιομέτρων για μέτρηση της εντός επιπέδου, εγκάρσιας και κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Ένα σύστημα τοποθετήθηκε στην αριστερή άκρη του καταστρώματος, ενώ τα άλλα δύο στην κορυφή και τη βάση του αριστερού βάθρου, κατά αναλογία με την περίπτωση του μεμονωμένου βάθρου.



Σχήμα 2.4.1: Πλάγια όψη (αριστερά) και κύρια όψη (δεξιά) της πειραματικής διάταξης. Το βέλος δείχνει την διεύθυνση της κίνησης. Μονάδες διαστάσεων σε m.



Σχήμα 2.4.2: Μεταλλικά βάρη ύψους 3m (σε κλίμακα μήκους 1/3).



Σχήμα 2.4.3: Κατασκευή καταστρώματος γέφυρας κατά την φάση της σκυροδέτησης.

Για την περίπτωση ανατροπής του πλαισίου, το κατάστρωμα συνδέθηκε με τέσσερις ιμάντες, αναρτημένους σημειακά από τη γερανογέφυρα του εργαστηρίου. Οι ιμάντες αφέθηκαν χαλαροί ώστε να μην επηρεάζουν την απόκριση του πλαισίου, αλλά σε περίπτωση ανατροπής να συγκρατήσουν όλο το βάρος του καταστρώματος. Από τον άξονα και των δύο βάθρων διέρχονταν τένοντες οι οποίοι συνέδεαν την πλάκα με την σεισμική τράπεζα. Επετράπη τέτοιο περιθώριο χαλάρωσης των καλωδίων έτσι ώστε να μην επηρεάζεται η απόκριση του πλαισίου, αλλά σε περίπτωση ανατροπής, και ενώ το κατάστρωμα θα συγκρατούνταν από τους ιμάντες, τα βάθρα δεν θα μπορούσαν να κινηθούν ανεξάρτητα και να ανατραπούν.

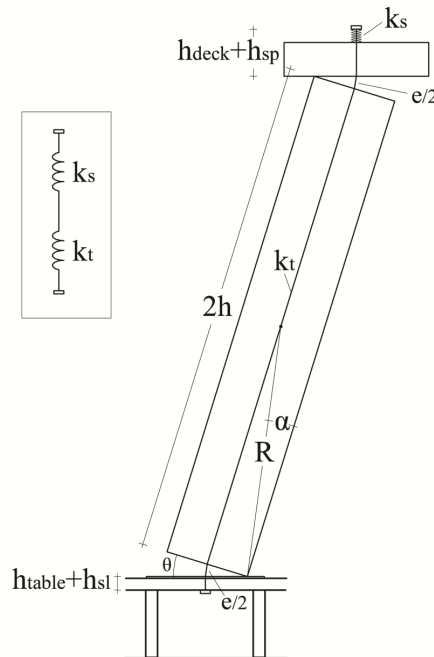
Οι δοκιμές έγιναν με τις σεισμικές διεγέρσεις της Καλαμάτας 1986, Λευκάδας 2003 και Αιγίου 1995 σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή επαναλήφθηκε και δεύτερη φορά.



Σχήμα 2.4.4: Πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου (χωρίς προένταση)

Δυναμική απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με προένταση

Σε αναλογία με το λικνιζόμενο βάθρο, το λικνιζόμενο πλαίσιο παρουσιάζει στο διάγραμμα ροπής-στροφής βάση αρνητικό κλάδο, ή διαφορετικά, αρνητική δυσκαμψία. Η παρουσία καλωδίου προέντασης, που είναι τυπική στις προκατασκευασμένες γέφυρες για σύνδεση των βάρων με το κατάστρωμα, μπορεί να επηρεάσει τη συμπεριφορά αυτή. Ανάλογα με την εφαρμοζόμενη δυσκαμψία του καλωδίου, ο κλάδος του διαγράμματος ροπής-στροφής βάση μπορεί να παραμείνει αρνητικός (εύκαμπτο σύστημα καλωδίου), θετικός (δύσκαμπτο σύστημα καλωδίου) ή οριζόντιος, παρουσιάζοντας ελαστοπλαστική συμπεριφορά.



Σχήμα 2.4.5: Δυναμικής απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με καλώδιο προέντασης.

Παρακάτω παρουσιάζεται η αναλυτική προσομοίωση της πειραματικής διάταξης με εύκαμπτο και δύσκαμπτο σύστημα τένοντα για τη διερεύνηση της προέντασης στην απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου. Οι παράμετροι της ανάλυσης παρουσιάζονται στη Σχήμα 2.4.5. Η επιμήκυνση του τένοντα κατά την διάρκεια της απόκρισης δίνεται από την σχέση

$$e = 2R \sin \alpha \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \quad (2.4.1)$$

όπου R η ακτίνα του βάρου, α η ραδινότητα, και θ η γωνία στροφής της βάσης. Η δυσκαμψία του τένοντα είναι

$$k_t = \frac{EA}{L} \quad (2.4.2)$$

όπου E και A το μέτρο ελαστικότητας και το εμβαδό της διατομής του καλωδίου και $L = (h_{table} + h_{sl}) + 2h + (h_{deck} + h_{sl})$ το συνολικό του μήκος (βλ. Σχ. 2.4.5). Η συνθήκη για την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βάρου είναι

$$\frac{EA}{m_c g} = \left(\frac{1}{2} + \gamma\right) \frac{1}{\tan^2 \alpha} = \bar{C} \quad (2.4.3)$$

όπου m_c είναι η μάζα του βάρους και γ ο λόγος της μάζας του καταστρώματος προς την μάζα των βάρων. Με δεδομένο ότι η συνολική δυσκαμψία του καλωδίου δίνεται από την εξ.(2.4.2), η δυσκαμψία μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C} ως εξής:

$$k_{total} = \frac{m_c g}{L} \bar{C} \quad (2.4.4)$$

Για να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία, το καλώδιο προέντασης μεταφέρει αξονική δύναμη επαναφοράς στην κορυφή του βάρους μέσω δισκοειδών ελατηρίων. Η δυσκαμψία λόγω ελαστικότητας του καλωδίου, k_t , και η δυσκαμψία των ελατηρίων, k_s , προσφέρουν στο σύστημα συνολική δυσκαμψία

$$k_{total} = \frac{k_s k_t}{k_s + k_t} = \frac{k_s EA}{k_s L + EA} \quad (2.4.5)$$

ισοδύναμα με την δυσκαμψία δύο «ελατηρίων σε σειρά». Η εξ. (2.4.5) μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C}

$$k_s = \frac{EA m_c g \bar{C}}{L(EA - m_c g \bar{C})} \quad (2.4.6)$$

ενώ η κατακόρυφη δύναμη που εφαρμόζεται στο βάρο είναι

$$P = k_{total} e \quad (2.4.7)$$

Εφαρμόζοντας τα αριθμητικά δεδομένα $E=68.258$ GPa, $A=61.632$ mm², $L=3.34$ m, $m_c g=3.481$ kN, $\gamma=3$, $\tan \alpha=0.5/3$, $R=1.5207$, η συνθήκη για ελαστοπλαστική συμπεριφορά δίνει

$$\bar{C} = 126 \Rightarrow k_s = 146.60 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 131.32 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 5.42 \text{ kN} \quad (2.4.8)$$

Επομένως, για αρνητικό ή θετικό κλάδο στο διάγραμμα ροπής-στροφής θα πρέπει να υλοποιηθεί διάταξη με συντελεστή $\bar{C} = \frac{EA}{m_c g}$ μικρότερο ή μεγαλύτερο από 126 αντίστοιχα.

Επιλέχθηκαν οι τιμές 50 και 150. Για $\bar{C} = 50$ προκύπτει

$$k_s = 54.36 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 52.1 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 2.15 \text{ kN} \quad (2.4.9)$$

ενώ για $\bar{C} = 150$ προκύπτει

$$k_s = 178.49 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 156.33 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 6.45 \text{ kN} \quad (2.4.10)$$

Για να προσεγγιστεί η δυσκαμψία της πρώτης περίπτωσης, $k_s=54.36$ kN/m, τοποθετήθηκαν 39 δισκοειδή ελατήρια σε σειρά, ενώ για την δεύτερη περίπτωση με $k_s=178.49$ kN/m τοποθετήθηκαν 21 διπλά ελατήρια σε σειρά.



Σχήμα 2.4.6: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στο άνω μέρος του καταστρώματος μέσω ελατηρίων τύπου *belleville springs* και δυναμοκυψέλης.

Οι δοκιμές για την χαμηλή και υψηλή δυσκαμψία του συστήματος καλωδίου-ελατηρίων έγιναν για τους σεισμούς της Καλαμάτας 1986, Λευκάδας 2003 και Αιγίου 1995 σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή επαναλήφθηκε και δεύτερη φορά.

2.5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Σύγκριση απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου και μεμονωμένου βάρου

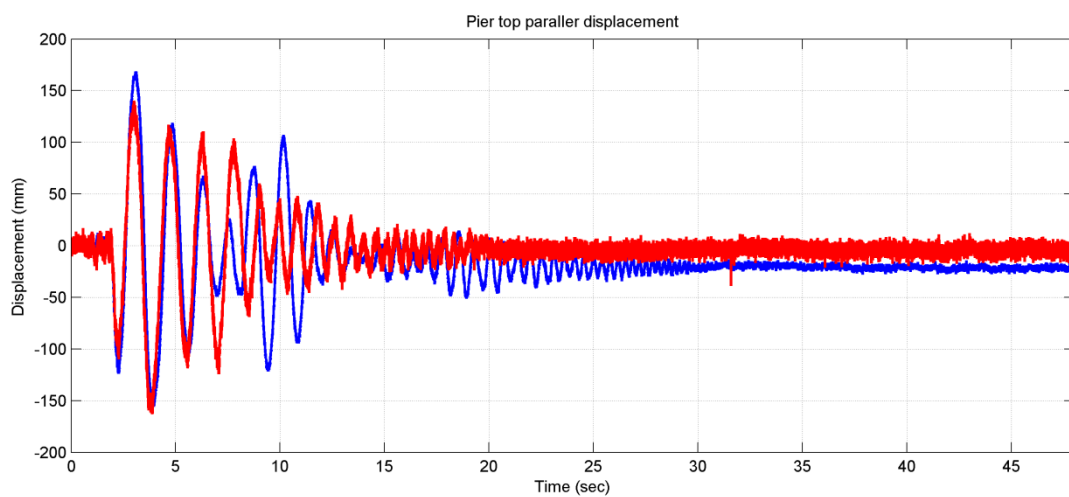
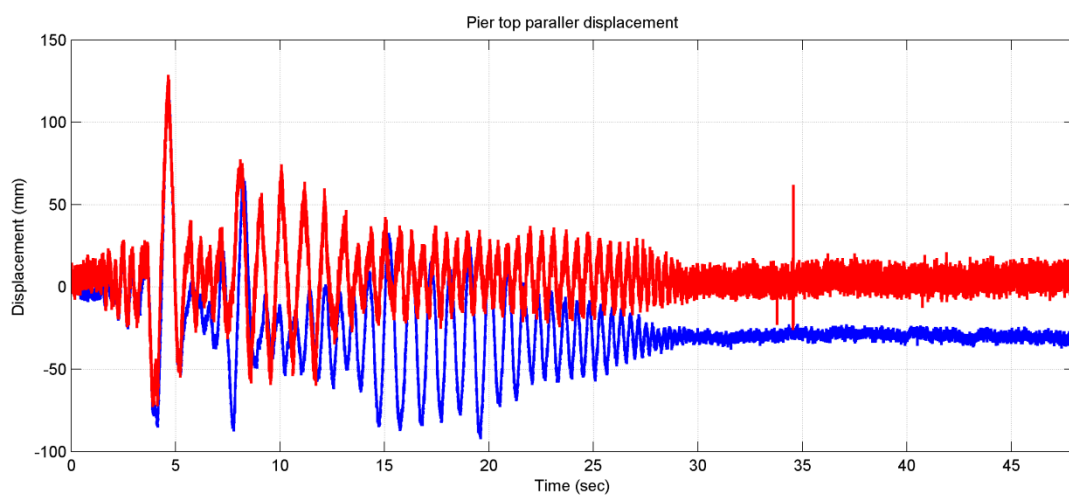
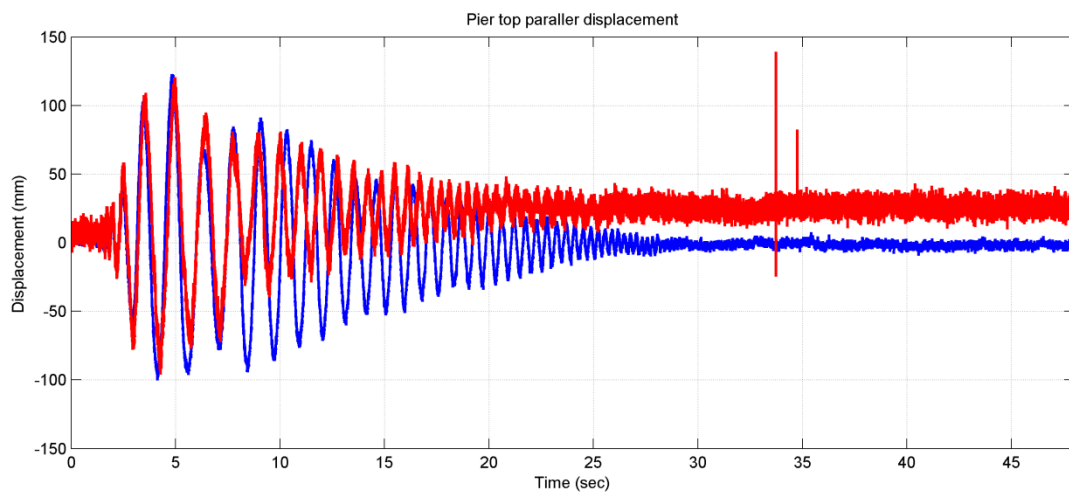
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα της απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου από τις δοκιμές που διενεργήθηκαν σε αυτό το κεφάλαιο (Κεφ. 2) και του μεμονωμένου βάρου του προηγούμενου κεφαλαίου (Κεφ. 1). Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 2.5.1, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Αίγιο 1995 για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή επαναλήφθηκε και δεύτερη φορά.

Πίνακας 2.5.1. Σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στο βάρου με κατακόρυφη προέκταση.

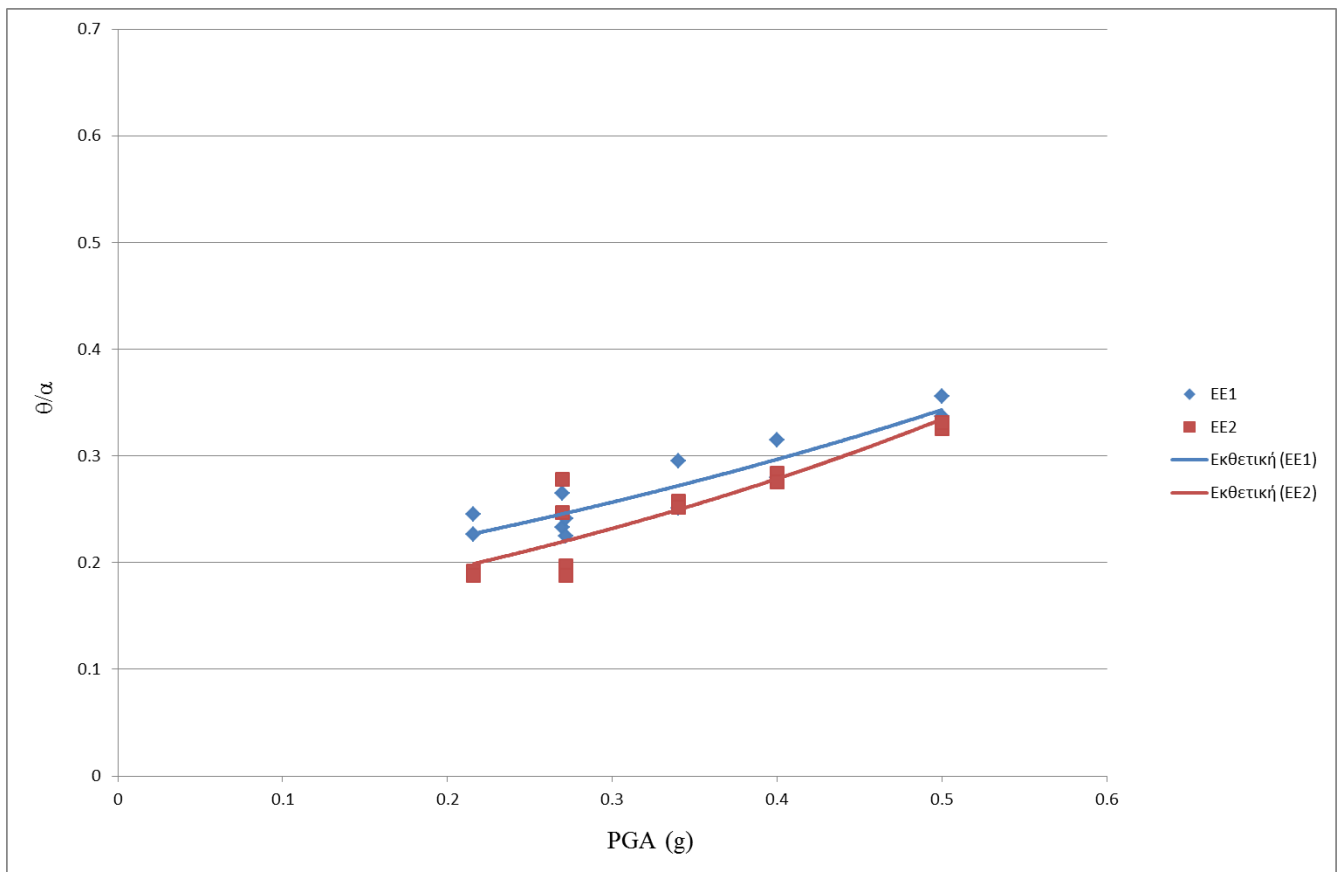
Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Χαρακτηριστικό μήκος πιο ενεργητικού παλμού L_e (ένταση 100%)	Επιβαλλόμενη Ένταση
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	0.31m	80%, 100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	0.92m	80%, 100%
1995 Αίγιο	ΟΤΕ FP	0.5g	1.13m	80%, 100%

Το Σχήμα 2.5.1 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου στη διεύθυνση x της κίνησης για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 2.5.1-άνω), της Λευκάδας (Σχήμα 2.5.1-κέντρο) και του Αιγίου (Σχήμα 2.5.1-κάτω). Με μπλε γραμμή είναι η απόκριση του μεμονωμένου βάρου, ενώ με κόκκινη γραμμή είναι η απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου που έχει βάρου ίδιας γεωμετρίας και μάζας με το μεμονωμένο βάρου. Το Σχήμα 2.5.2 παρουσιάζει την μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδιότητα) του μεμονωμένου βάρου (μπλε) και του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινο) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση).

Όπως φαίνεται στα Σχήματα 2.5.1 και 2.5.2, η συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινο χρώμα) είναι βελτιωμένη σε σχέση με την συμπεριφορά του μεμονωμένου βάρου (μπλε χρώμα). Συγκεκριμένα, το λικνιζόμενο πλαίσιο παρουσίασε μείωση της μέγιστης τιμής της απόκρισης της τάξεως του 10%-13% σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου, παρόλο που το πλαίσιο είναι μία ανωβαρής κατασκευή με το κέντρο βάρους πιο ψηλά σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου.



Σχήμα 2.5.1. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για το μεμονωμένο βάθρο (μπλε) και για το πλαίσιο (κόκκινο). Επάνω: Καλαμάτα 1986. Κέντρο: Λευκάδα 2003. Κάτω: Αίγιο 1995.



Σχήμα 2.5.2. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) του βάρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 2.5.1.

Το εύρημα είναι εξαιρετικής σημασίας και επιβεβαιώνει την θεωρητική πρόβλεψη των προηγούμενων κεφαλαίων, πως όσο αυξάνεται το βάρος που φέρει το αρθρωτό πλαίσιο (κατάστρωμα και ωφέλιμο φορτίο), τόσο αυξάνεται και η ευστάθειά του, παρόλο που σύμφωνα με την κλασική στατική οι ανωβαρής κατασκευές είναι πιο τρωτές στις σεισμικές δράσεις. Αυτό το χαρακτηριστικό των λικνιζόμενων πλαισίων δίνει ένα σημαντικό περιθώριο ασφαλείας για την εφαρμογή της ιδέας αυτής στις προκατασκευασμένες γέφυρες. Είτε ο κανονισμός σχεδιασμού απαιτήσει αυξημένα φορτία κυκλοφορίας, είτε την ώρα του πραγματικού σεισμού η γέφυρα φέρει σημαντικά φορτία, αυτό όχι μόνο δεν θα δράσει κατά της ασφάλειας αλλά θα αυξήσει την ευστάθεια του συστήματος του λικνιζόμενου πλαισίου.

Η θεωρία επίσης προέβλεψε μεγαλύτερη απόσβεση της ταλάντωσης του συστήματος του λικνιζόμενου πλαισίου σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου, μιας και αντί για την μία επιφάνεια κρούσης της βάσης του μεμονωμένου βάρου, το πλαίσιο έχει τέσσερις στην βάση και στην κορυφή των δύο βάρων, γεγονός που είναι εμφανές στο σεισμό της Καλαμάτας 1986 (Σχήμα 2.5.1-άνω) και περισσότερο στο ισχυρότερο σεισμό του Αιγίου 1995 (Σχήμα 2.5.1-κάτω).

Όσον αφορά τις παραμένουσες παραμορφώσεις/μετατοπίσεις των βάρων στην διεύθυνση x της κίνησης δεν παρουσιάστηκε κάποιο πλεονέκτημα του λικνιζόμενου πλαισίου σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου καθώς παρουσίασαν αντίστοιχες τιμές που σε όλες περιπτώσεις ήταν κάτω των 2cm.

Απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με ή χωρίς προένταση

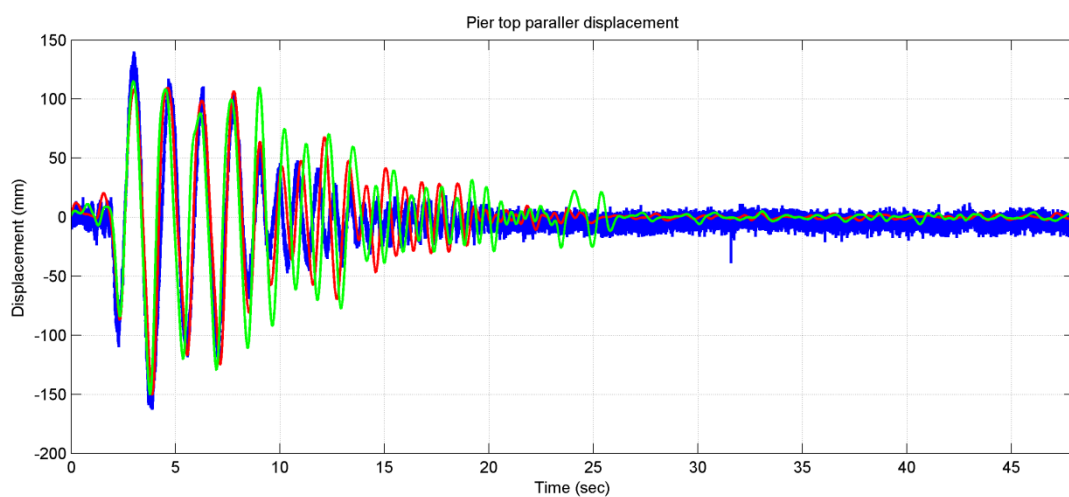
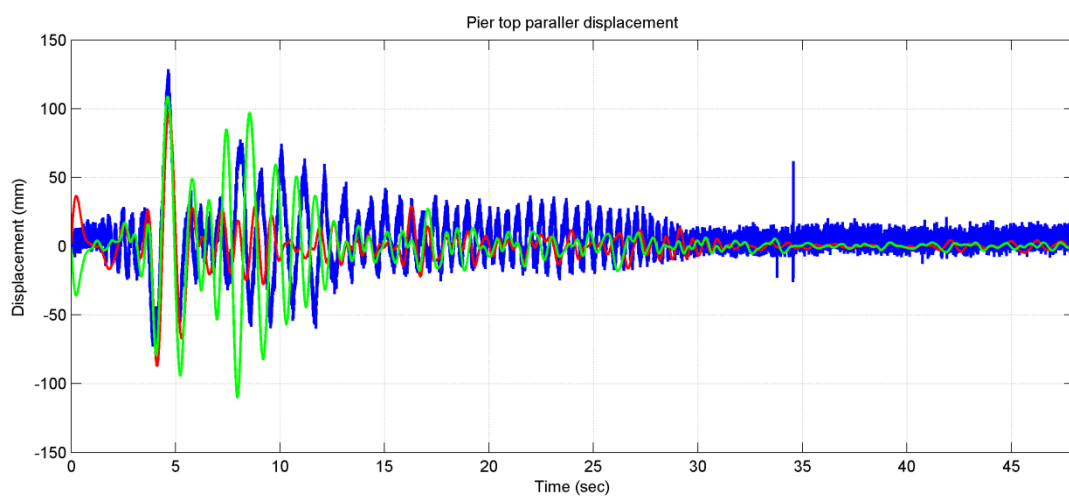
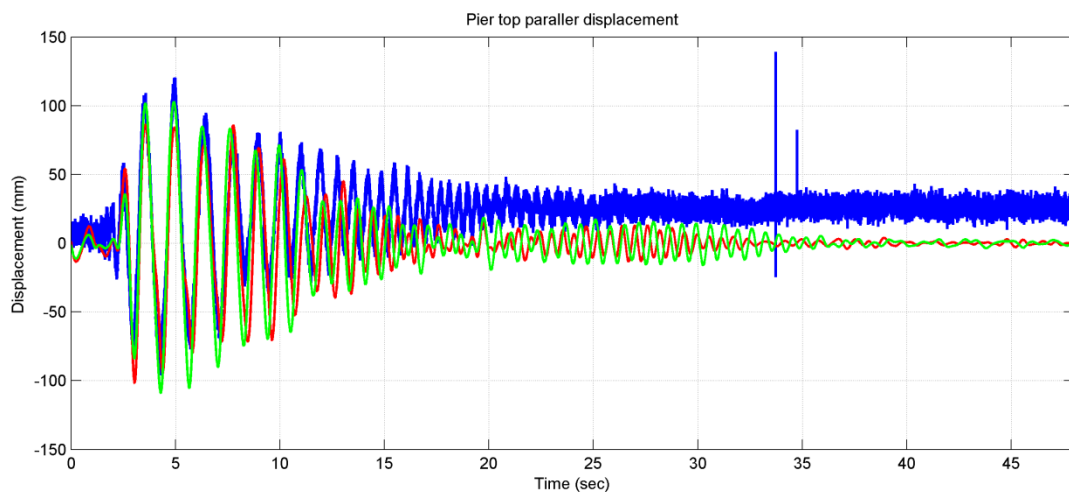
Παρουσιάζονται παρακάτω συγκριτικά διαγράμματα της απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου χωρίς κατακόρυφη προένταση (μπλε χρώμα), για χαμηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=50$ (κόκκινο χρώμα) και για υψηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=150$ (πράσινο χρώμα). Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 2.5.1, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Αίγιο 1995 για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%. Κάθε πείραμα επαναλήφθηκε άλλη μία φορά. Το Σχήμα 2.5.3 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάθρου και για τις τρεις περιπτώσεις ($EA/m_c g=0, 50, 150$) για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 2.5.3-άνω), της Λευκάδας (Σχήμα 2.5.3-κέντρο) και του Αιγίου (Σχήμα 2.5.3-κάτω). Το Σχήμα 2.5.4 παρουσιάζει την μέγιστη τιμή της απόκρισης του βάθρου για όλους τους σεισμούς (για διάφορα PGA), ενώ το Σχήμα 2.5.5 παρουσιάζει τις αντίστοιχες παραμένουσες μετακινήσεις μετά το πέρας των δοκιμών.

Η κατακόρυφη προένταση μειώνει τις τιμές της μέγιστης μετακίνησης της κορυφής του βάθρου του πλαισίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5.4 – οι συνεχείς γραμμές είναι οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες για το αντίστοιχο νέφος σημείων – αλλά και από το Σχήμα 2.5.3 από τις χρονοϊστορίες τις απόκρισης. Και οι δύο στάθμες προέντασης παρουσίασαν αντίστοιχη μείωση της μέγιστης τιμής της απόκρισης. Οι μεγαλύτερες μειώσεις παρουσιάζονται στους σεισμούς μεγαλύτερης έντασης όπου υπήρξε και εντονότερη δράση των κατακόρυφων καλωδίων προέντασης. Για μικρά, $PGA=0.2g$, η μείωση ήταν της τάξεως του 6%, ενώ για μεγάλα, $PGA=0.5g$, η μείωση ήταν της τάξεως του 15%.

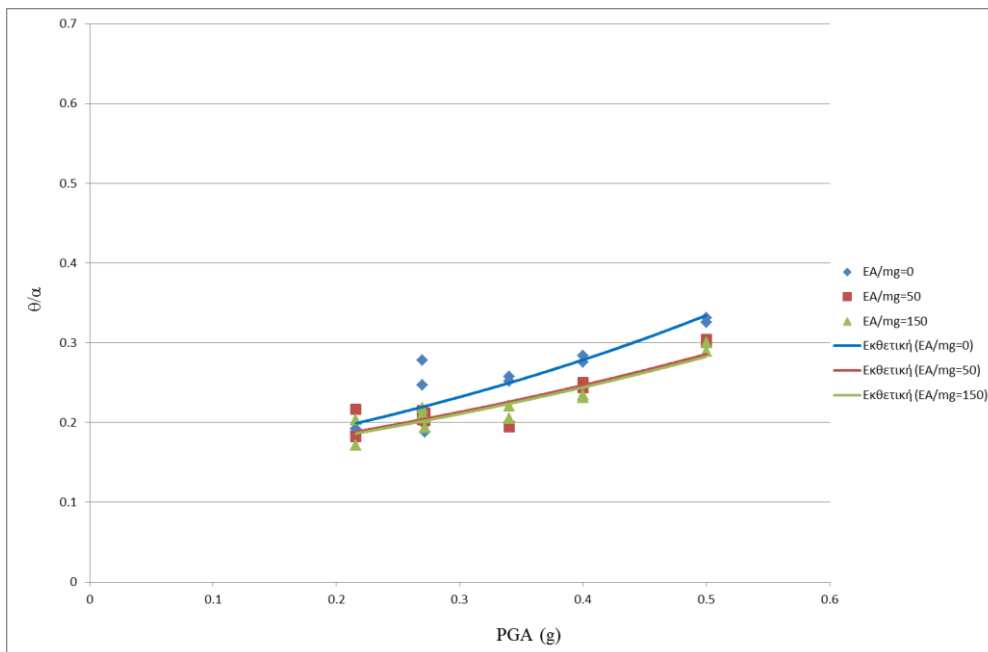
Η κατακόρυφη προένταση πολλές φορές αντί να περιορίζει τους κύκλους ταλάντωσης, τους ενισχύει. Αυτό είχε προβλεφθεί από την θεωρία καθώς ο κατακόρυφος τένοντας συγκεντρώνει ένταση κατά την στιγμή της παραμόρφωσης, την οποία και επιστρέφει στο σύστημα. Η χαμηλή στάθμη προέντασης παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη απόσβεση της κίνησης σε σχέση με την υψηλή στάθμη για τον παραπάνω λόγο.

Το Σχήμα 2.5.5 συγκρίνει τις παραμένουσες μετακινήσεις/μετατοπίσεις του βάθρου για πλαίσιο χωρίς προένταση (μπλε), με χαμηλή στάθμη προέντασης (κόκκινο) και με υψηλή (πράσινο). Οι μετατοπίσεις είναι όλες κάτω των 2cm και υπάρχει σημαντική διασπορά με τυχαίο μοτίβο. Δηλαδή δεν υπήρξε εμφανής βελτίωση της προέντασης στον τομέα αυτόν. Παρόλα αυτά, η κατακόρυφη προένταση είχε σαν αποτέλεσμα την πιο ελεγχόμενη συμπεριφορά της πλάκας καταστρώματος.

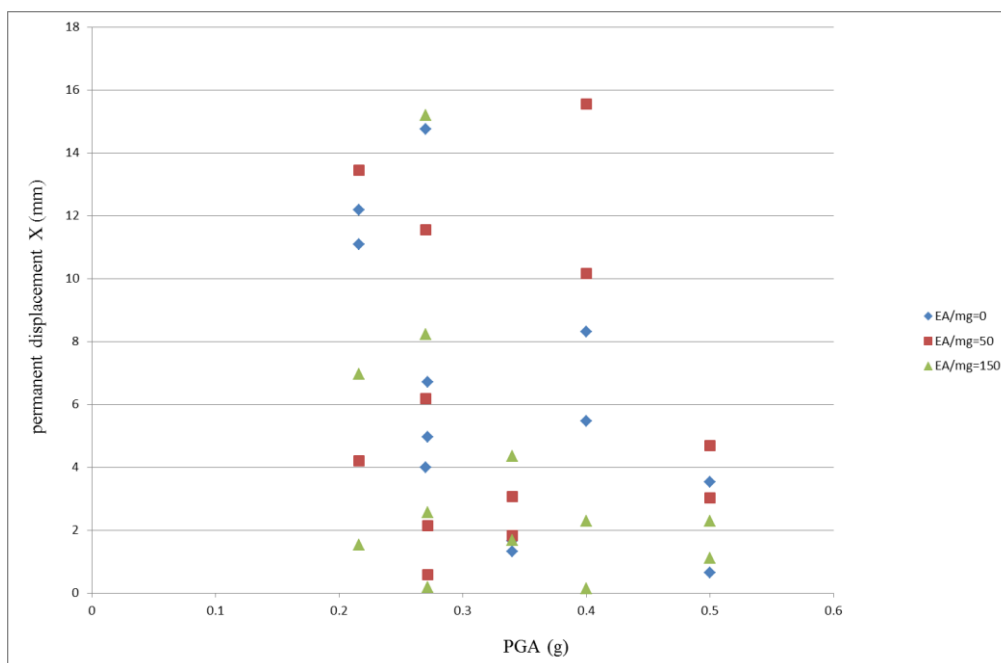
Συμπερασματικά, η βέλτιστη επιλογή της στάθμης προέντασης δεν είναι απαραίτητα η μεγαλύτερη, αλλά εξαρτάται από το σεισμό σχεδιασμού. Μικρή προένταση που μπορεί να διατηρεί τα χαρακτηριστικά τις αρνητικής πλευρικής δυσκαμψίας του συστήματος μπορεί να περιορίσει εξίσου την απόκριση και να μην επιβαρύνει το σύστημα με μεγάλες δυνάμεις που συγκεντρώνονται στον τένοντα χωρίς λόγο και επιβαρύνουν το υλικό στα σημεία ανασήκωσης.



Σχήμα 2.5.3. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) χωρίς προένταση (μπλε), με μικρή προένταση $EA/m_c g=50$ (κόκκινο) και με μεγαλύτερη προένταση $EA/m_c g=150$ (πράσινο). Επάνω: Καλαμιάτα 1986. Κέντρο: Λευκάδα 2003. Κάτω: Αίγιο 1995.



Σχήμα 2.5.4. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) του λικνιζόμενου πλαισίου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 2.5.1. Η μπλε γραμμή είναι για πλαίσιο χωρίς προένταση, η κόκκινη για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=50$) και η πράσινη για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=150$).



Σχήμα 2.5.5. Παραμένουσα μετακίνηση του πλαισίου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 2.5.1. Τα μπλε σημεία είναι για πλαίσιο χωρίς προένταση, τα κόκκινα για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=50$) και τα πράσινα για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=150$).

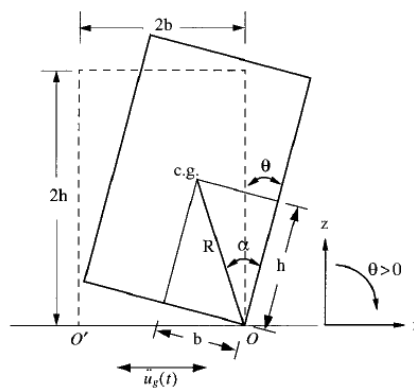
2.6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ, ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο παρόν κεφάλαιο έγιναν αριθμητικές αναλύσεις προσομοίωσης μέσω του λογισμικού UDEC της εταιρείας Itasca. Το λογισμικό αυτό χρησιμοποιεί τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων Discrete Elements Method (DEM) σε δύο διαστάσεις και έχει κατασκευαστεί αρχικά για την διερεύνηση προβλημάτων βραχομηχανικής και εδαφομηχανικής. Δεδομένου όμως ότι χρησιμοποιεί μοντέλα προσομοίωσης ρωγμών και ασυνεχειών χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον σε διερεύνηση συμπεριφοράς μονολιθικών και πολυσπόνδυλων αρχαίων κίωνων στο επίπεδο, ενώ με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστών χρησιμοποιήθηκε ευρύτερα το λογισμικό 3DEC της ίδιας εταιρείας για επίλυση προβλημάτων σε τρεις διαστάσεις.

Οι αναλύσεις διεξήχθησαν τυπικά σε 2 διαστάσεις και για αυτό χρησιμοποιήθηκε το Udec προκειμένου να γίνει σύγκριση των πειραματικών ευρημάτων με τα ευρήματα του υπολογιστικού προσομοιώματος διακριτών στοιχείων. Δεδομένης της φύσης των δοκιμών και του γεγονότος ότι ήταν πρακτικά αδύνατο να υπάρξει τέλεια κίνηση σε επίπεδο δύο διαστάσεων, όπως διακρίνεται και από τα πειραματικά αποτελέσματα, η ταύτιση των αποκρίσεων των προσομοιωμάτων σε σχέση με την απόκριση των δοκιμών υπήρξε πολύ ικανοποιητική.

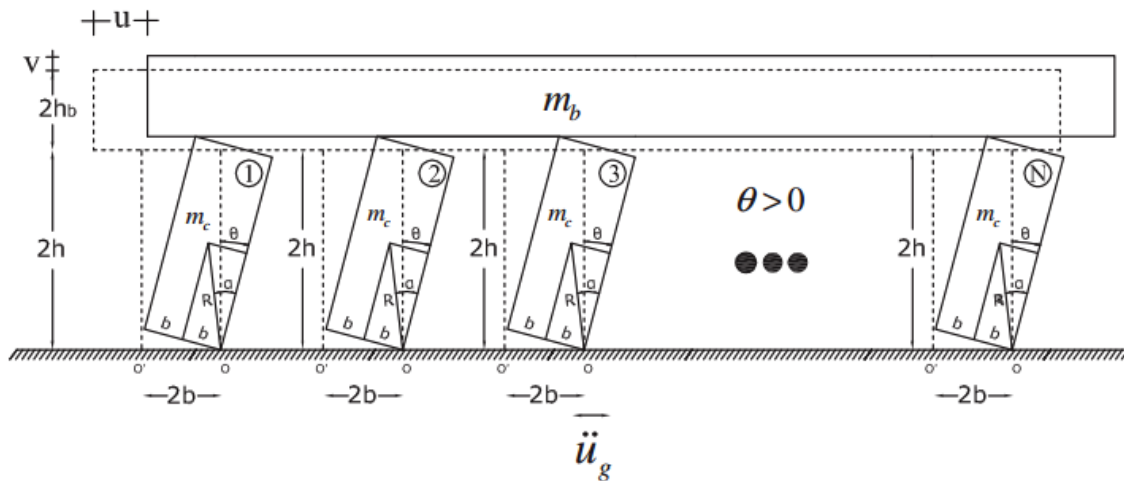
Βαθμονόμηση – Προσομοίωμα

Το λογισμικό Udec κατασκευάστηκε αρχικά για την προσομοίωση προβλημάτων εδαφομηχανικής. Ως εκ τούτου θα έπρεπε να εξεταστεί κατά πόσο μπορεί να δεχτεί παραμέτρους έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί για προβλήματα λικνισμού. Ως βάση για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν οι έρευνες των Zhang and Makris (2001) και των Makris and Vassiliou (2013) οι οποίες χρησιμοποιώντας τους συντελεστές ανάπαλσης για Solitary Blocks (Εξίσωση 2.6.1) και για Frames (την νέα εξ.2.6.2) όρισαν τα φάσματα ανατροπής για παλμούς ημιτόνου, συνημίτονου και Ricker.



Σχήμα 2.6.1. Σημειολογία ενός solitary block υπό λικνισμό (Makris and Zhang 2001)

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} * \sin^2 a \right]^2 \quad (2.6.1)$$



Σχήμα 2.6.2. Σημειολογία ενός πολύστυλου frame κατά Makris Vassiliou (2013)

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \right)^2 = \left(\frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \right)^2 \quad (2.6.2)$$

Μία από τις προτάσεις για την ρύθμιση των παραμέτρων που αφορούν σε δυναμική ανάλυση προτείνεται από το εγχειρίδιο του προγράμματος Udec (2004). Τα απαιτούμενα δεδομένα είναι η γεωμετρία του προβλήματος και οι ιδιότητες που έχει η επαφή μεταξύ των διαφορετικών blocks. Η επαφή αυτή δηλώνεται με βάση ένα γνωστό μοντέλο επαφής τριβής και συγκεκριμένα στην παρούσα έρευνα με το μοντέλο επαφής Coulomb που έχει ενσωματωμένο το λογισμικό. Το λογισμικό έχει τη δυνατότητα να αναγνωρίζει μεγάλες μετακινήσεις μεταξύ των στερεών σωμάτων, την αποκόλληση και την επαφή μετά από στατική ή δυναμική φόρτιση στερεών σωμάτων. Ως δεδομένα στο πρόβλημα ζητούνται η γωνία τριβής, η συνοχή, η γωνία διόγκωσης, οι συντελεστές ακαμψίας k_s και k_n (s=shear και n=normal) η αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού εντός της ρωγμής, καθώς και άλλες παράμετροι με την βοήθεια των οποίων γίνεται η προσομοίωση του υλικού που βρίσκεται εγκλωβισμένο μέσα σε μια ρωγή. Εν προκειμένω η ρωγή είναι κενή υλικού δηλαδή θεωρείται ότι υπάρχει η τέλεια επαφή μεταξύ των στερεών απαραμόρφωτων υλικών με μηδενική συνοχή και εφελκυστική αντοχή.

Στη συνέχεια θα πρέπει να δηλωθεί η απόσβεση του συστήματος. Για δυναμικά προβλήματα σύμφωνα με το manual του UDEC η απόσβεση που δηλώνεται είναι τύπου Rayleigh σύμφωνα με την εξίσωση

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.6.3)$$

όπου M το μητρώο μάζας, K το μητρώο ακαμψίας και C το μητρώο απόσβεσης. Ως εκ τούτου θα πρέπει να αναζητηθούν οι κατάλληλοι συντελεστές α και β οι οποίοι μεταφράζονται σε ποσοστό απόσβεσης και συχνότητα ώστε να ληφθούν υπόψη από το πρόγραμμα σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad \text{ή} \quad \xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (2.6.4)$$

και της εξίσωσης

$$f_{\min} = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (2.6.5)$$

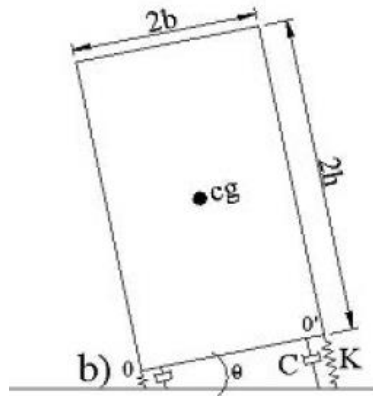
όπου ω_i η φυσική συχνότητα ενός solitary block.

Συγκεκριμένα από το Udec ως παράμετροι ζητούνται τα ξ_{min} και f_{min} όπου ξ_{min} η κρίσιμη απόσβεση του συστήματος. Οι παράμετροι που προτείνονται στο εγχειρίδιο του Udec είναι:

$$\text{frequency} = \frac{1}{2\pi} * \left(\frac{kl}{m}\right)^{1/2} \quad (2.6.6)$$

όπου k οι συντελεστές ακαμψίας των κόμβων, l το μήκος της ένωσης, και m η μάζα του block.

Οι Peña et al. (2007) πρότειναν μέσω πειραματικών δεδομένων τις παρακάτω σχέσεις προκειμένου να προσδιοριστεί η σταθερά των ελατηρίων και οι παράμετροι της απόσβεσης ενός block υπό λικνισμό:



Σχήμα 2.6.3 Σχηματική αναπαράσταση μοντέλου διακριτών στοιχείων στο Udec κατά DeJong (2009).

$$K = \frac{M}{2} \left(p^2 + \frac{3g}{4R}\right) ; K_s = K ; \xi_{min} = 2\pi b f_{min} ; f_{min} = p \quad (2.6.7)$$

όπου b, μ, α, p, R :

$$\sqrt{b} = 0.0057 \ln\left(\frac{KR}{\mu^2}\right) - 0.0336 ; \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{b}{h}\right) ; R = \sqrt{b^2 + h^2} ; \mu = 1 - 3/2 \sin^2(\alpha) \quad (2.6.8)$$

Ο Matthew DeJong (2009) πρότεινε μια σειρά από σχέσεις ανάλογα με το είδος της κρούσης ενός Solitary Block. Θεώρησε ότι για ένα μονό block που λικνίζεται υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τύποι πρόσκρουσης στο σταθερό υπόβαθρο (Σχήμα 2.6.4). Κατακόρυφη μεταφορική γωνιακή πρόσκρουση, η κατακόρυφη μεταφορική πρόσκρουση ακμής και η περιστροφική πρόσκρουση. Ως περιστροφική πρόσκρουση νοείται η περιστροφή του block γύρω από μια γωνία του, κρούση και μετά επαναφορά και περιστροφή στην ίδια όμως γωνία.

Στο UDEC, οι επαφές μεταξύ των blocks μοντελοποιούνται με ένα στοιχείο ελατηρίου-αποσβεστήρα σε κάθε επαφή γωνίας με ακμή - ή γωνίας με γωνία. Έτσι ένα μονό block διαθέτει σε κάθε γωνία που είναι σε επαφή με την βάση, ένα ελατήριο με δυσκαμψία k_s . Οι φυσικές συχνότητες για την περίπτωση γωνιακής πρόσκρουσης και πρόσκρουσης ακμής είναι:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_s}{m_B}} \quad (2.6.9)$$

για γωνιακή πρόσκρουση και

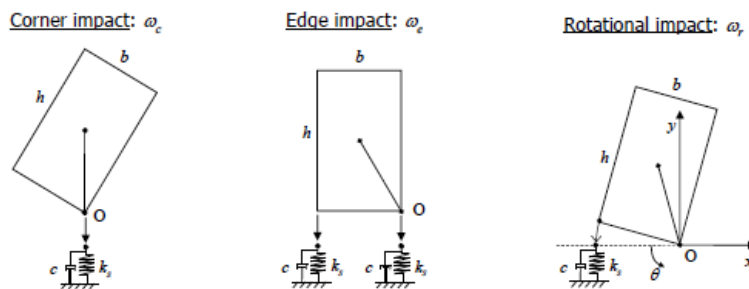
$$\omega_e = \sqrt{\frac{2k_s}{m_B}} \quad (2.6.10)$$

για πρόσκρουση ακμής, όπου m_B η μάζα του λικνιζόμενου block.

Επίσης ο DeJong καταλήγει για την φυσική συχνότητα περιστροφικής κρούσης:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_s B^2}{J}} = \sqrt{\frac{3k_s B^2}{m_B (B^2 + H^2)}} = \sqrt{\frac{3k_s B}{\rho H (B^2 + H^2)}} \quad (2.6.11)$$

σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.6.4. Σχηματική αναπαράσταση μοντέλου DeJong (2013)

Για να υπολογιστεί όμως η συχνότητα θα πρέπει να προσδιοριστούν οι σταθερές των ελατηρίων. Για απαραμόρφωτα blocks η παραμόρφωση είναι συγκεντρωμένη στις γωνίες. Η ακαμψία της ένωσης προσδιορίζεται τότε χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά του υλικού των blocks δηλαδή:

$$k_j = \frac{EA}{L} \quad (2.6.12)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του block, A είναι η επιφάνεια επαφής μεταξύ των blocks και L είναι το μήκος του απαραμόρφωτου υλικού κάθετο στην επαφή και ο ανωτέρω τύπος μεταπίπτει για την περίπτωση μας σε:

$$k_j = \frac{EB}{H} \quad (2.6.13)$$

όπου B η βάση και H το ύψος του ορθογωνικού block. Όμως η δυσκαμψία των κόμβων πρέπει να μεταφραστεί σε ακαμψία ελατηρίου k_s . Έτσι αφού η ακαμψία θεωρείται συγκεντρωμένη σε ελατήρια στη γωνία των blocks η παραπάνω σχέση μεταπίπτει στην:

$$k_s = \frac{EB^2}{2H} \quad (2.6.14)$$

Συνεπώς οι ανωτέρω εξισώσεις φυσικής συχνότητας γίνονται:

$$\omega_{\text{corner}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}} \quad (2.6.15)$$

$$\omega_{\text{edge}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}} \quad (2.6.16)$$

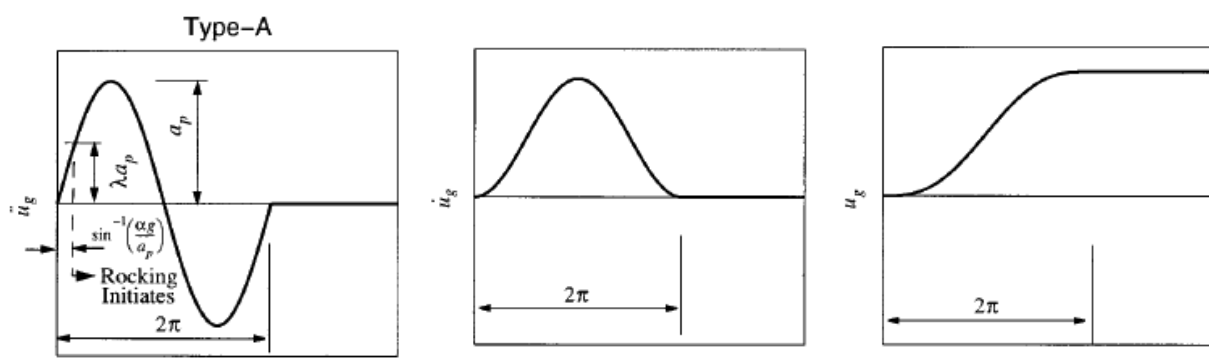
$$\omega_{\text{rot}} = \sqrt{\frac{3EB^3}{2\rho H^2(B^2+H^2)}} \quad (2.6.17)$$

Από την εξ. (2.6.5) καθορίζεται η παράμετρος f_{\min} και το ζ_{\min} τίθεται ίσο με μονάδα.

Ελεύθερα λικνιζόμενο πλαίσιο με δύο στύλους

Για το δίστυλο πλαίσιο έγιναν έλεγχοι με βάση σταθερές που υπολογίστηκαν αυτή τη φορά αποκλειστικά από το θεωρητικό υπόβαθρο της διατριβής του DeJong. Στη συγκεκριμένη περίπτωση όμως το πρόβλημα παρουσιάζεται περισσότερο σύνθετο καθώς τα λικνιζόμενα σώματα είναι διαφορετικής γεωμετρίας και ως εκ τούτου θα έπρεπε να υπολογιστεί μια μέση σταθερά απόσβεσης καθώς οι αντίστοιχες σταθερές των ελατηρίων στη διεπιφάνεια δοκού στύλων διαφέρουν από αυτές της διεπιφάνειας εδάφους, λικνιζόμενου στύλου. Έγιναν αναλύσεις για δύο τύπους πλαισίου με ραδινότητες υποστυλωμάτων ίδιες με αυτές των μεμονωμένων στύλων (Solitary Column). Ο DeJong (2009) πρότεινε να υπολογίζεται ως $f_{\min} = \sqrt{2} f_{\min, \text{edge}}$ για πολύπλοκους φορείς.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω έγιναν δοκιμές ανατροπής εφαρμόζοντας ένα φάσμα εντάσεων και συχνοτήτων ημιτονοειδούς φόρτισης (Σχήμα 2.6.5). Οι δοκιμές έγιναν για μία περίπτωση εφαρμογής παραμέτρων DeJong (2009) για δύο τύπους πλαισίου (frame). Το Frame type I με $B=0.8\text{m}$ και $H=3.11\text{m}$ και type II με $B=1\text{m}$ και $H=6\text{m}$ και $\gamma=1$ και στις δύο περιπτώσεις. Τα διαγράμματα που προέκυψαν συγκρίθηκαν με τα διαγράμματα που προέκυψαν από τις έρευνες Makris and Vassiliou (2013).

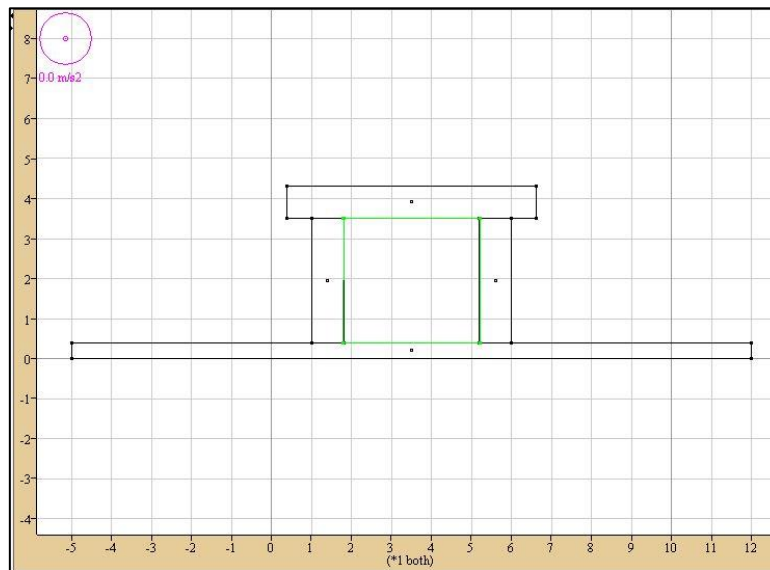


Σχήμα 2.6.5 Υποβληθείσα Φόρτιση. Παλμός ημιτόνου με παραμένονσα παραμόρφωση (Makris and Zhang 2001)

Προκειμένου να υπάρχει μια ρεαλιστική έννοια των παραμέτρων χρησιμοποιήθηκε υλικό πυκνότητας $d=2700\text{kg/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E=5E10\text{Pa}$. Για να δημιουργηθούν τα διαγράμματα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Matlab. Δεδομένου του μεγάλου όγκου υπολογισμών και της χρονοβόρας διαδικασίας και επειδή κατά τη διάρκεια της έρευνας διαπιστώθηκε ότι ουσιαστικά τα διαγράμματα του φάσματος διαφέρουν στις υψηλές συχνότητες ($\omega_p/p > 4$) έγιναν διερευνήσεις για την περιοχή αυτή και άνω, όπου με επεξεργαστή Intel I7 2.2GHz απαιτήθηκαν περίπου 80 ώρες υπολογισμών για κάθε περίπτωση.

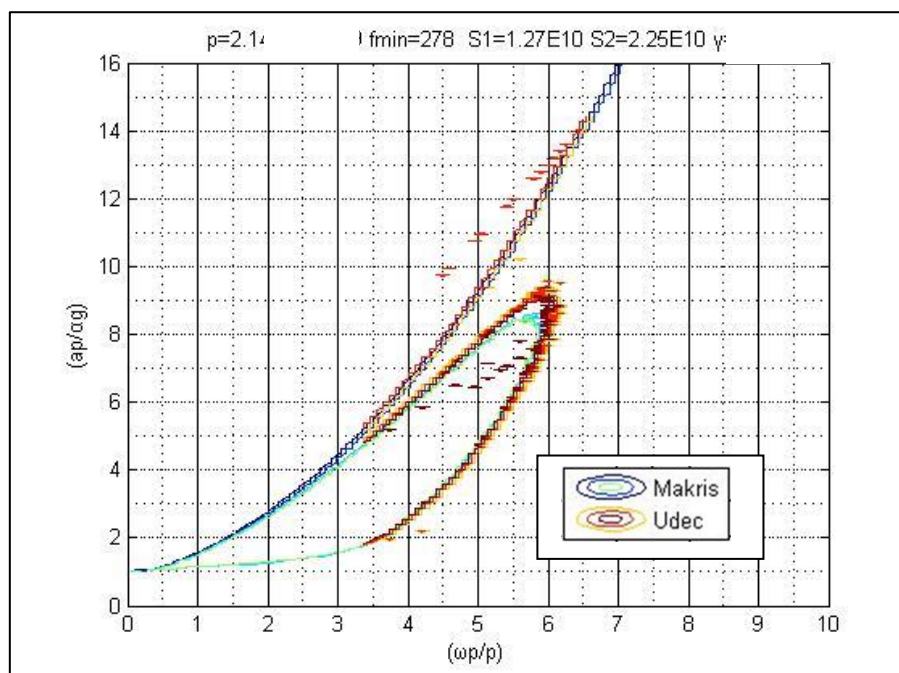
Αποτελέσματα Βαθμονόμησης—Δίστυλο Πλαίσιο τύπου I

Διαστάσεις υποστυλωμάτων $b=0.8\text{m}$, $h=3.11\text{m}$ ($\rho=2.14$). Διάσταση δοκού. Μήκος 6.22m , ύψος 0.8 . Από τον τύπο $\gamma=mb/(n m_c)$ προκύπτει για τα δύο υποστυλώματα $\gamma=1$.



Σχήμα 2.6.6 Οθόνη του προγράμματος Udec με το πλαίσιο τύπου I

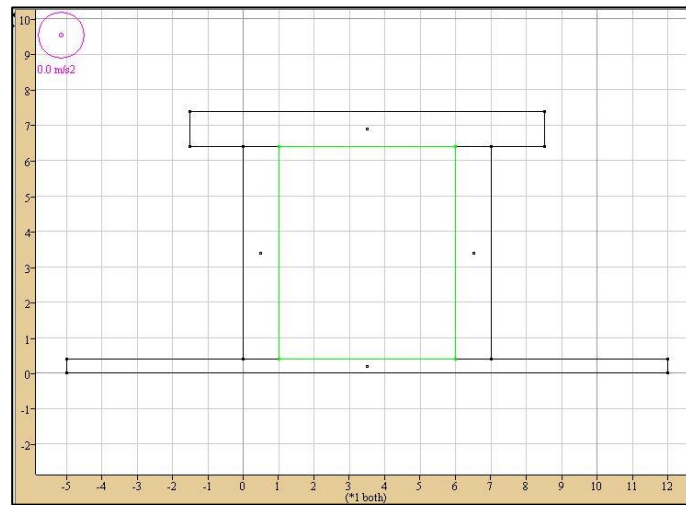
Από τις δοκιμαστικές αναλύσεις που έγιναν, η παρακάτω ανάλυση πλησίασε περισσότερο στα ευρήματα των Makris and Vassiliou (2013).



Σχήμα 2.6.7. Αποτελέσματα Udec για το πλαίσιο τύπου I

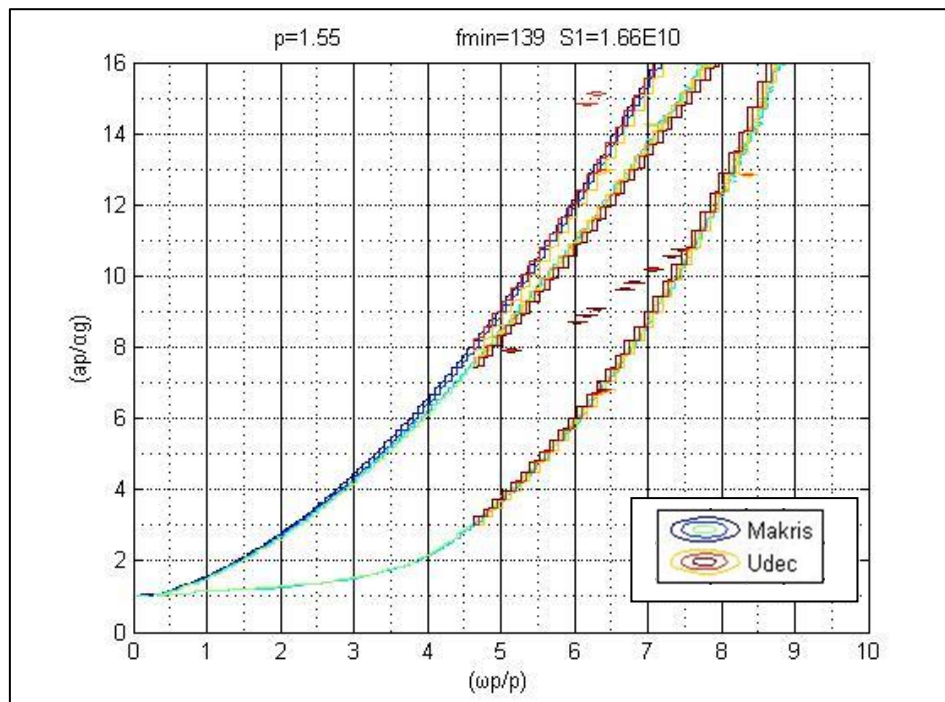
Δίστυλο Πλαίσιο Type II

Διαστάσεις υποστυλωμάτων $B=1\text{m}$, $H=6\text{m}$, $\gamma=1$



Σχήμα 2.6.8: Οθόνη του προγράμματος Udec με το πλαίσιο τύπου II

Από τις αναλύσεις που έγιναν οι παρακάτω παρουσιάζουν την μεγαλύτερη ταύτιση με την έρευνα των Makris and Vassiliou (2013).



Σχήμα 2.6.9: Αποτελέσματα Udec για το πλαίσιο τύπου II

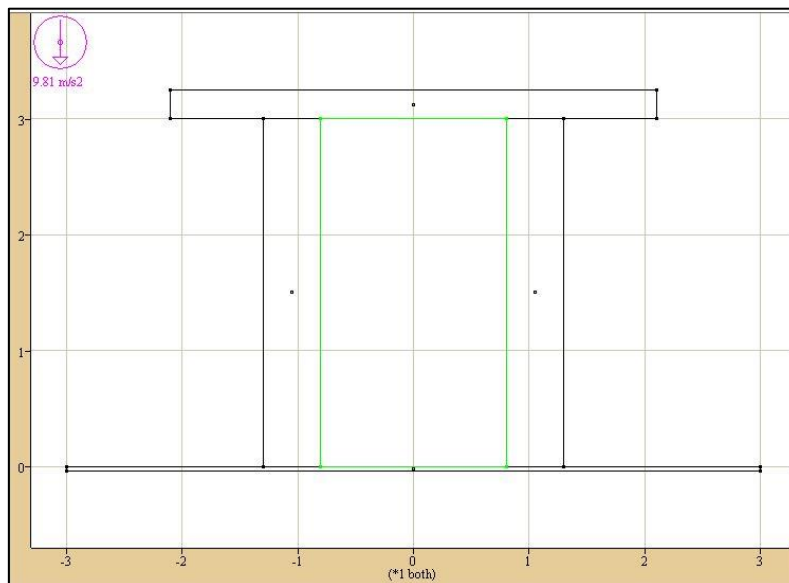
Ανάλογη εικόνα (με διαφοροποιήσεις, σε λογικά πλαίσια) των σταθερών ελατηρίων και απόσβεσης. Από τα ανωτέρω προκύπτει ότι όσο μεγαλύτερο είναι ένα Block, τόσο λιγότερο επηρεάζεται από τις διαφοροποιήσεις στις τιμές απόσβεσης. Προφανώς όσο μεγαλύτερο είναι ένα Block τόσο περισσότερο πλησιάζει την απόλυτα άκαμπτη συμπεριφορά του μοντέλου των Makris and Vassiliou (2013).

Προσομοιώσεις δοκιμών

Στο λογισμικό Udec έγινε προσομοίωση για πλαίσιο σε σεισμό παράλληλα στο επίπεδο του. Οι προσομοιώσεις έγιναν με την εφαρμογή των ίδιων χρονοϊστοριών με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στα αντίστοιχα πειράματα και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων του προσομοιώματος με των πειραμάτων.

Για το πείραμα στο σεισμικό προσομοιωτή ως στύλοι χρησιμοποιήθηκαν σωλήνες εξωτερικής διαμέτρου 0.5m πάχους 8mm και ύψους 2.96m με συγκολλημένες στα άκρα 2 μεταλλικές κυκλικές πλάκες πάχους 20mm ήτοι το συνολικό ύψος κάθε στύλου είναι 3m. Επίσης χρησιμοποιήθηκε ως δοκός του πλαισίου, πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα και μεταλλικών χαλυβδόφυλλων πάχους 0.25m, πλάτους 0.85m και μήκους 4.2m. Η αξονική απόσταση μεταξύ των δύο υποστλωμάτων στα πειράματα ήταν 2.10m.

Το λογισμικό Udec όμως προσομοιώνει φορείς σε δύο διαστάσεις, με την τρίτη διάσταση να υφίσταται ως μέτρο μήκους. Έτσι έπρεπε να αναχθούν οι ανωτέρω γεωμετρικές παράμετροι μαζί με τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά σε μοντέλο δύο διαστάσεων. Το κυριότερο χαρακτηριστικό όμως που παρέμεινε αναλλοίωτο ήταν τα μεγέθη των στερεών και τα κέντρα βάρη τους σε δύο διαστάσεις ανά μέτρο μήκους της τρίτης διάστασης. Κατόπιν υπολογισμών και μέσω των διερευνήσεων που προαναφέρθηκαν υπολογίστηκαν οι ζητούμενοι παράμετροι των σταθερών ελατηρίων και απόσβεσης που χρησιμοποιεί το λογισμικό Udec. Τέλος έγιναν αναλύσεις για τις αντίστοιχες σεισμικές καταγραφές που πραγματοποιήθηκαν στις πειραματικές δοκιμές.



Σχήμα 2.6.10: Προσομοίωμα επιπέδου πλαισίου στο Udec.

Στη συνέχεια έγινε αναγωγή του τρισδιάστατου προσομοιώματος σε 2 διαστάσεις:

Μάζα Καταστρώματος (Deck): Για πυκνότητα ωπλισμένου σκυροδέματος $d_{deck}=2500\text{kg/m}^3$, $M_{deck}=0.25 \cdot 0.85 \cdot 4.20 \cdot 2500=2231\text{kg}$. Αναγωγή για πλάτος Deck=1m , $d'_{deck}=2124.7\text{kg/m}^3$

Μάζα Βάθρου (Pillar): Για πυκνότητα μεταλλικού σωλήνα $d_{pillar}=7850 \text{ kg/m}^3$, $M_{pillar}=(2.96 (\pi \cdot 0.252 \cdot \pi \cdot 0.2422) + 0.04 \cdot \pi \cdot 0.252) \cdot 7850=348.8 \text{ kg}$. Αναγωγή για διάσταση pillar 0.5 3 1m $d'_{pillar}=232 \text{ kg/m}^3$

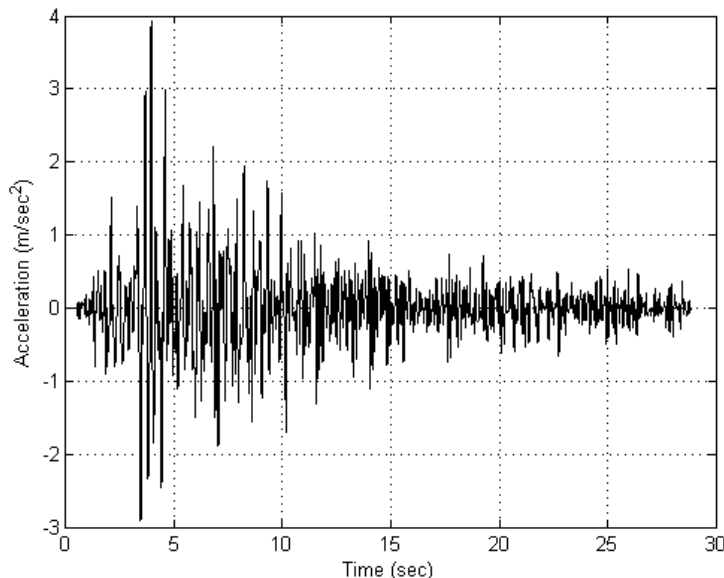
Καθορισμός ελατηρίων και απόσβεσης στο Udec: Από σχέσεις (2.6.12), (2.6.13) και (2.6.14) προκύπτει, $k_j=868\text{E}6 \text{ N/m}$, $k_j' = \frac{E'A'}{L} = \frac{E' \cdot 0.5 \cdot 1.0}{3} \Rightarrow E' = 5.2\text{E}9 \text{ Pa}$, και $k_s=k_j=217\text{E}6 \text{ N/m}$.

Τόσο για το μεμονωμένο βάθρο όσο και για τις δοκιμές με σεισμό παράλληλα στο πλαίσιο χρησιμοποιήθηκε στους κόμβους η ανωτέρω τιμή. Ενώ το μεμονωμένο βάθρο υπολογίστηκε και χρησιμοποιήθηκε η εξ. (2.6.16) και ως $\zeta_{min}=1$ υπολογίστηκε $f_{min}=178\text{Hz}$ και για το πλαίσιο χρησιμοποιήθηκε το ίδιο ζ και $f_{min}=\sqrt{2} \cdot 178=252\text{Hz}$.

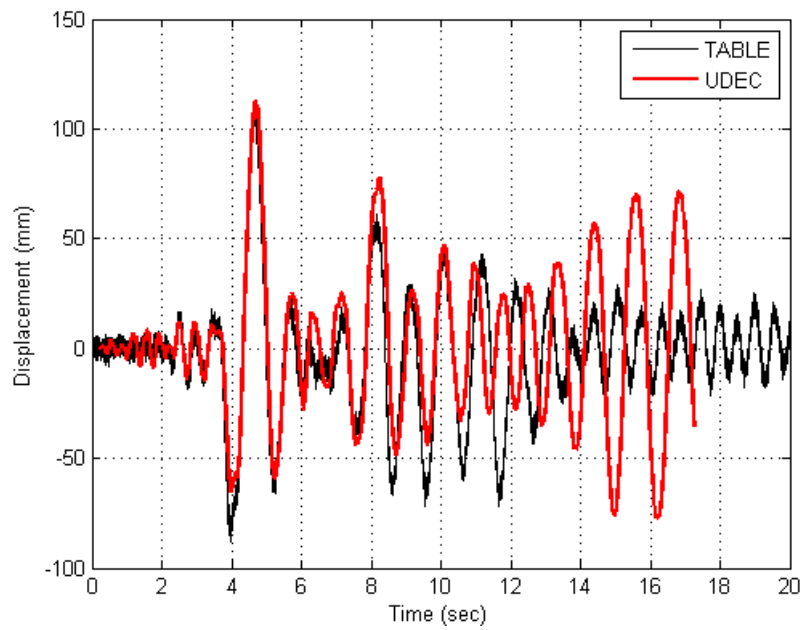
Παρακάτω παρουσιάζεται σύγκριση των αποτελεσμάτων για τις μετακινήσεις σε επιλεγμένα σημεία του δοκιμίου στη σεισμική τράπεζα και του προσομοιώματος στο Udec. Ως δεδομένα κίνησης στο Udec χρησιμοποιήθηκαν οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων που καταγράφηκαν από τους αισθητήρες στη σεισμική τράπεζα και οι οποίες μετατράπηκαν σε χρονοϊστορίες ταχυτήτων για τις ανάγκες του προγράμματος Udec μετά την επεξεργασία τους με κατάλληλα φίλτρα. Για την εισαγωγή των δεδομένων στο Udec καθώς και για την επεξεργασία τους χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Matlab.

Αποτελέσματα αναλύσεων:

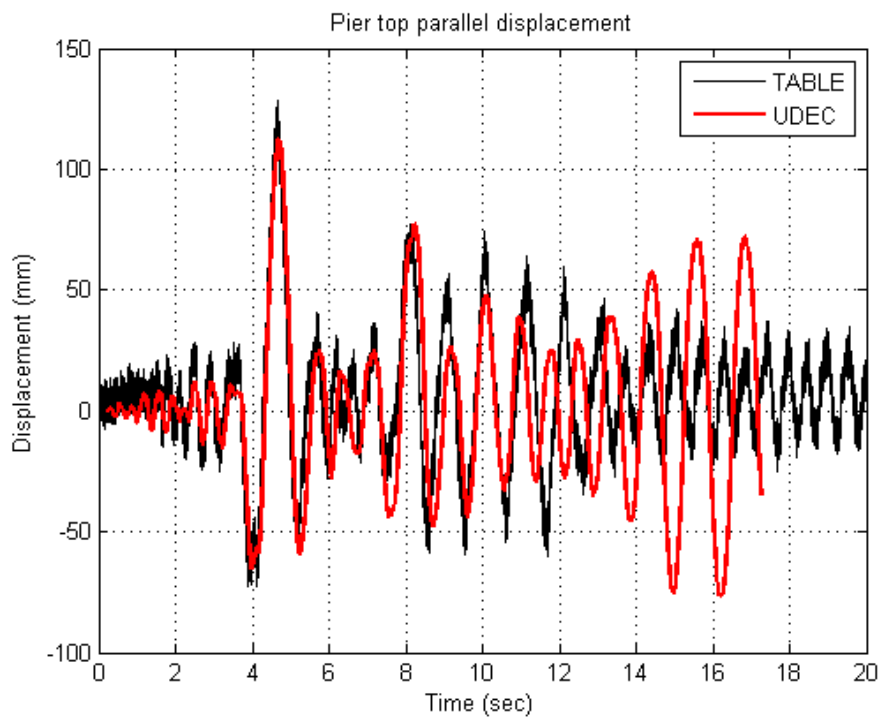
Καταγραφή Λευκάδα /Σταθμός #1/2003/ PGA=0.34g Ένταση 100%



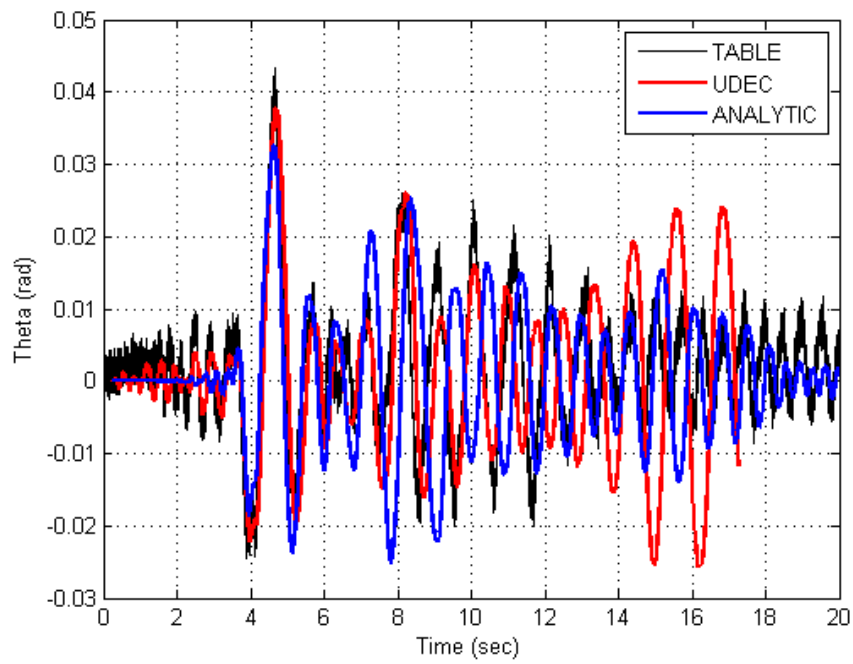
Σχήμα 2.6.11 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



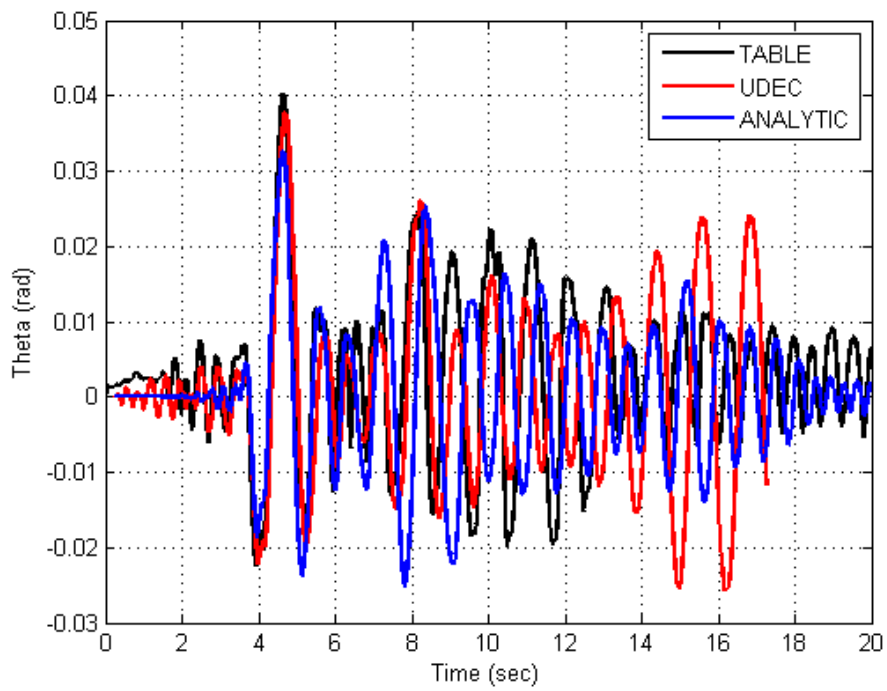
Σχήμα 2.6.12 Μετακίνηση δοκού παράλληλα στην κίνηση



Σχήμα 2.6.13 Μετακίνηση βάθρου παράλληλα στην κίνηση.

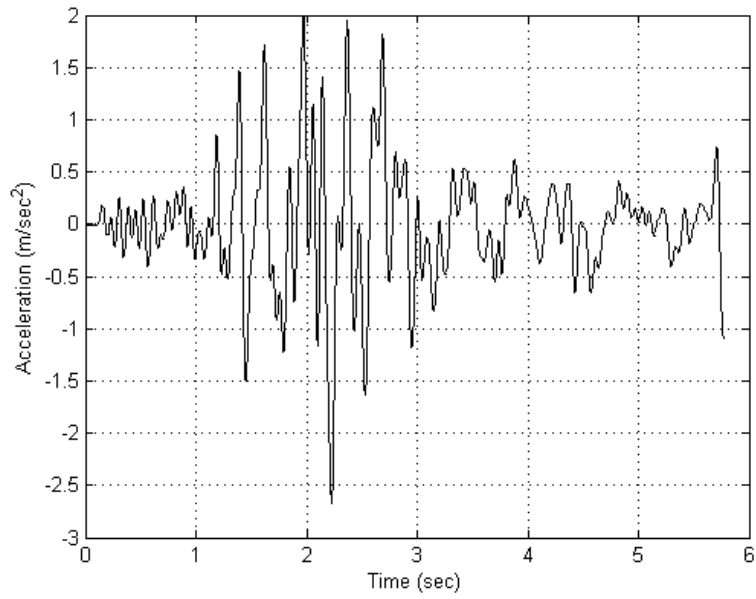


Σχήμα 2.6.14 Μεταβολή της γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

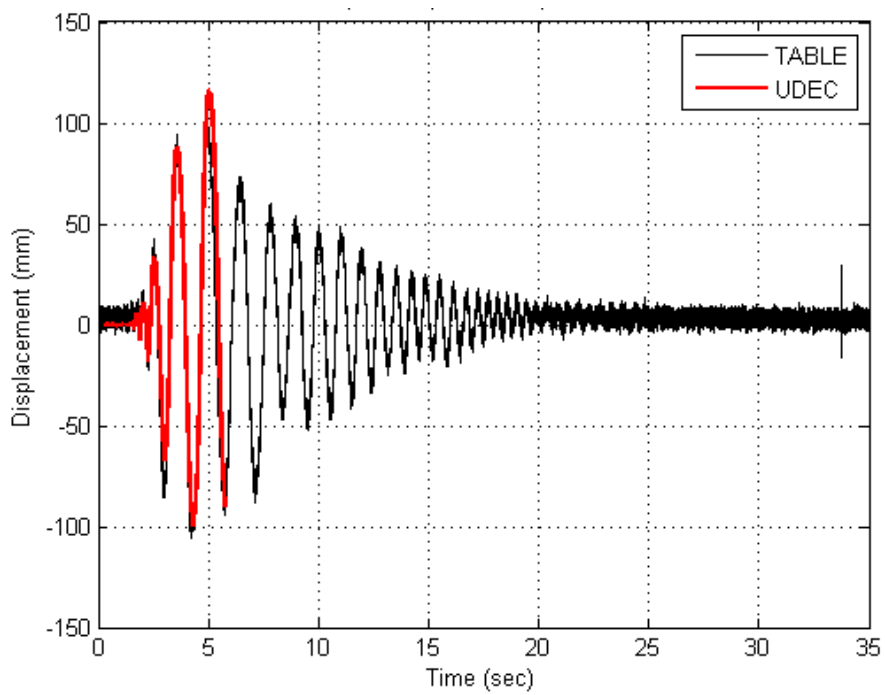


Σχήμα 2.6.15 Συνολική μεταβολή της γωνίας θ .

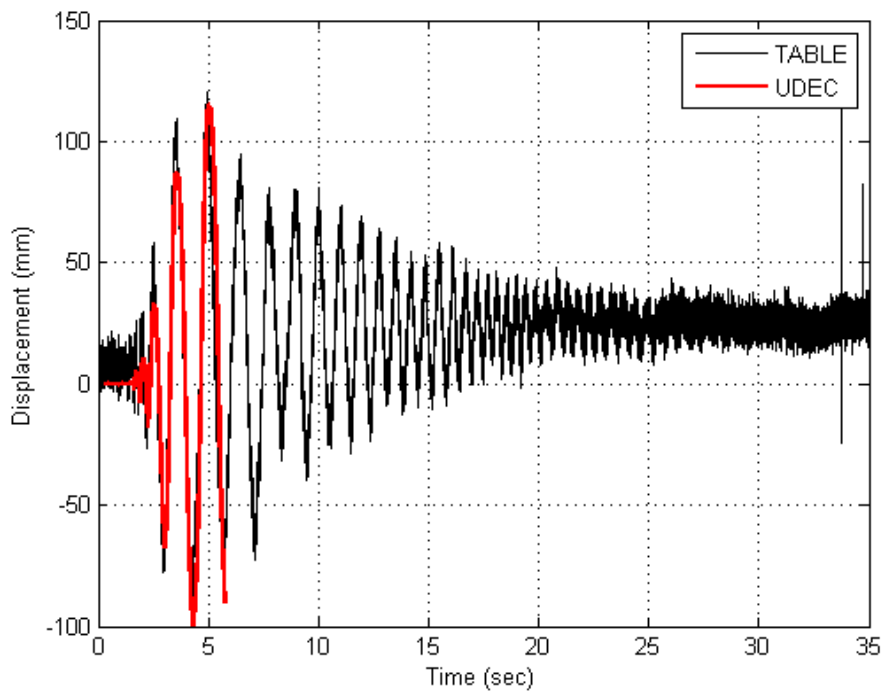
Καταγραφή Καλαμάτα 1986 /Κτίριο Νομαρχίας /NS PGA=0.27g. Ένταση 100%



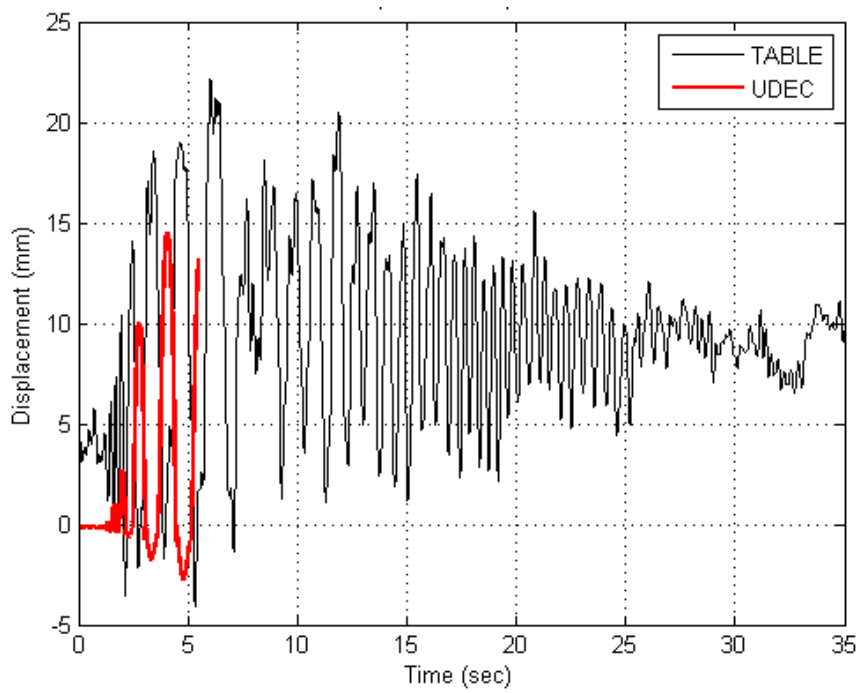
Σχήμα 2.6.16 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



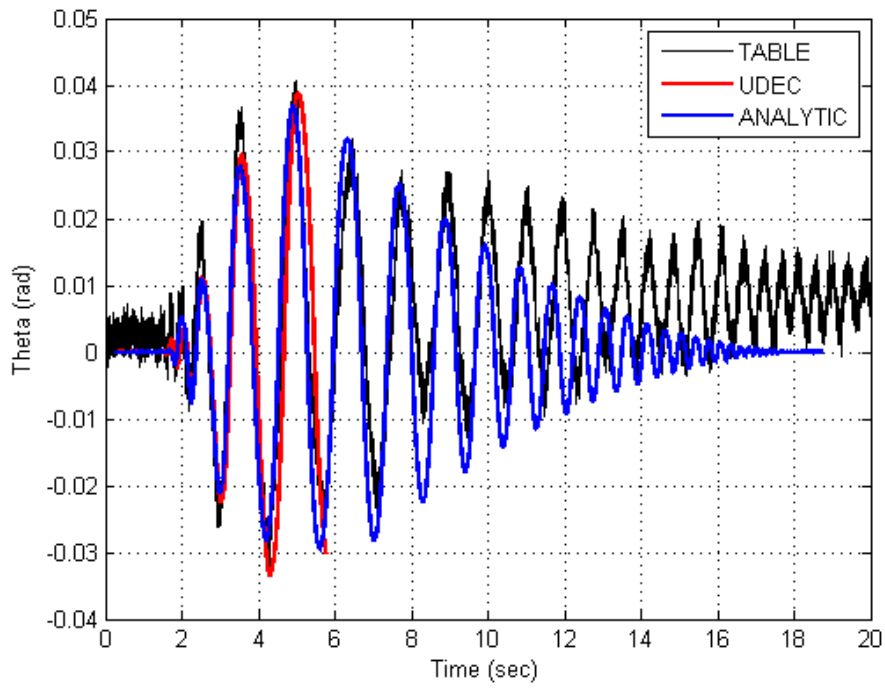
Σχήμα 2.6.17 Παράλληλη μετακίνηση δοκού



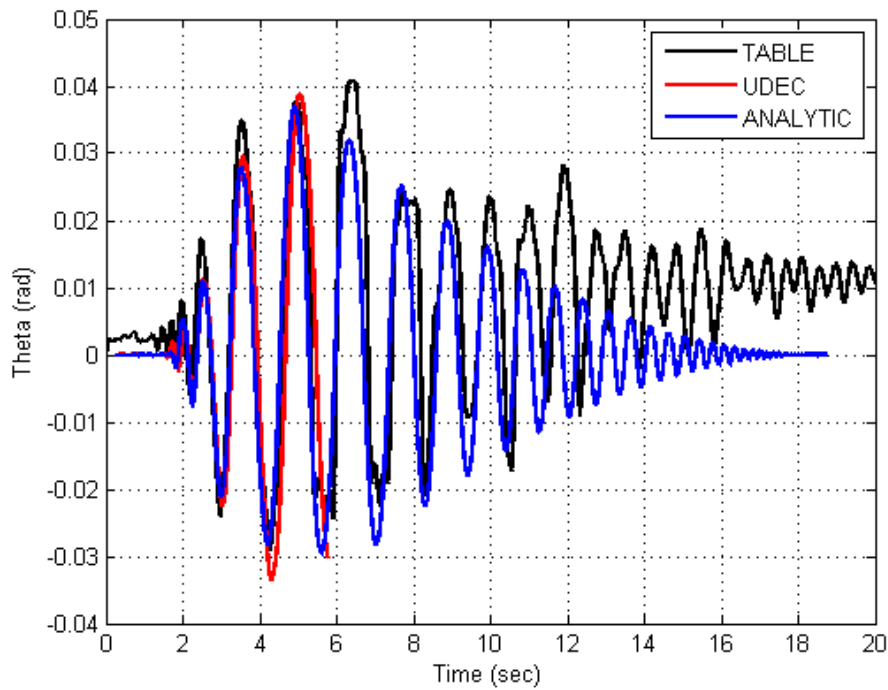
Σχήμα 2.6.18 Παράλληλη μετακίνηση κορυφής βάρου



Σχήμα 2.6.19 Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής βάρου.

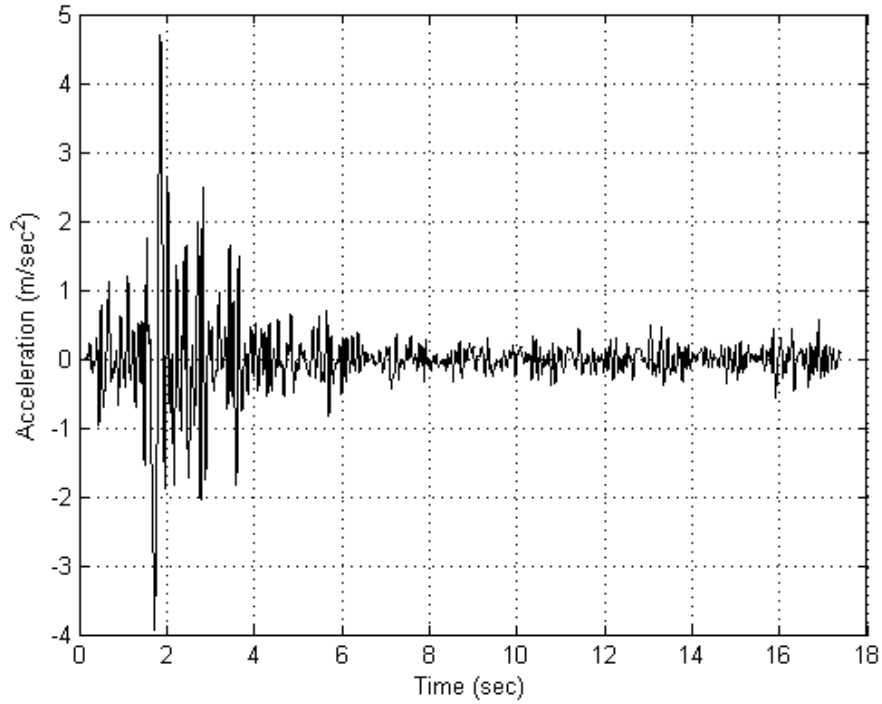


Σχήμα 2.6.20 Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.

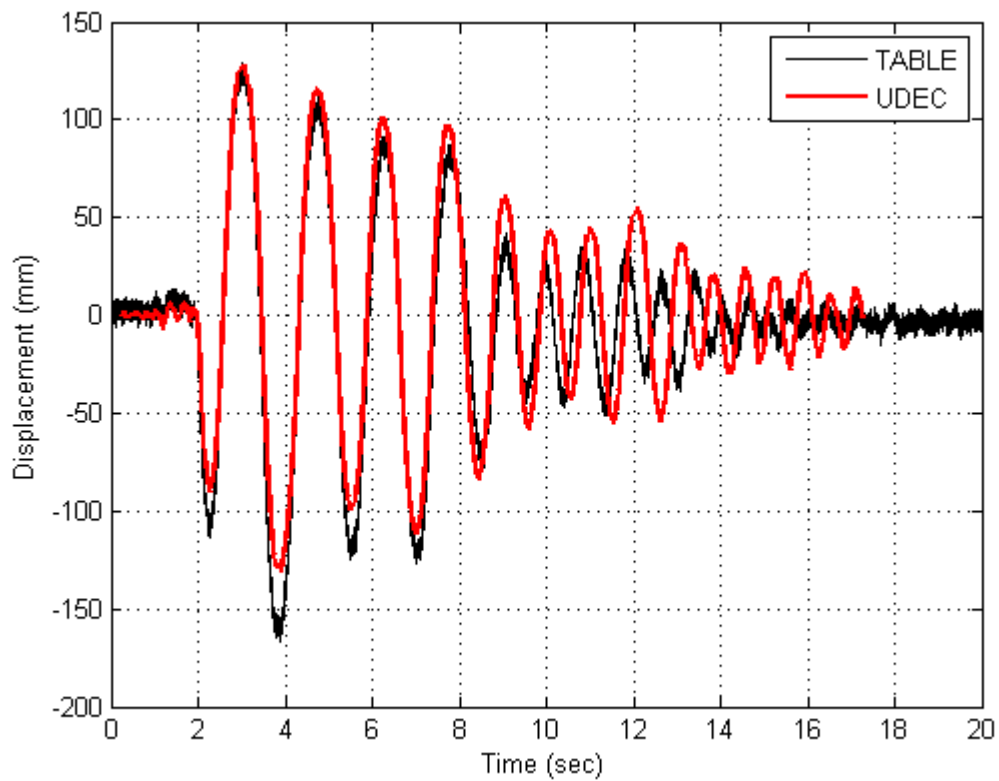


Σχήμα 2.6.21 Συνολική μεταβολή γωνίας θ .

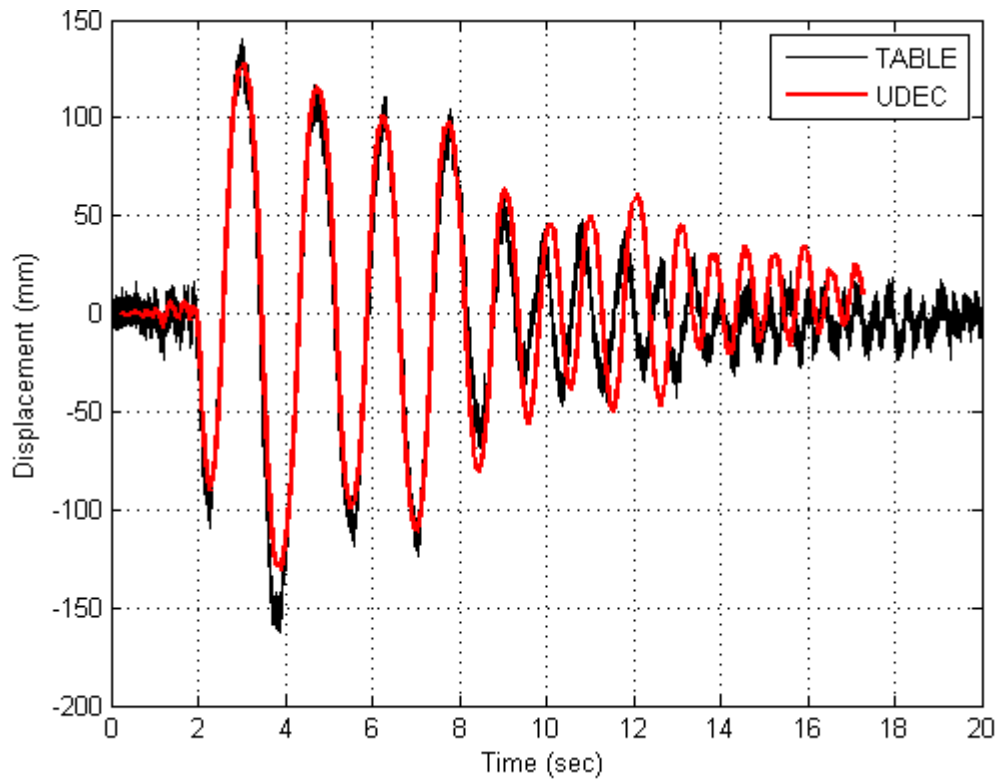
Καταγραφή /Αίγιο/ ΟΤΕ /FP PGA 0.5g . Ένταση 100%



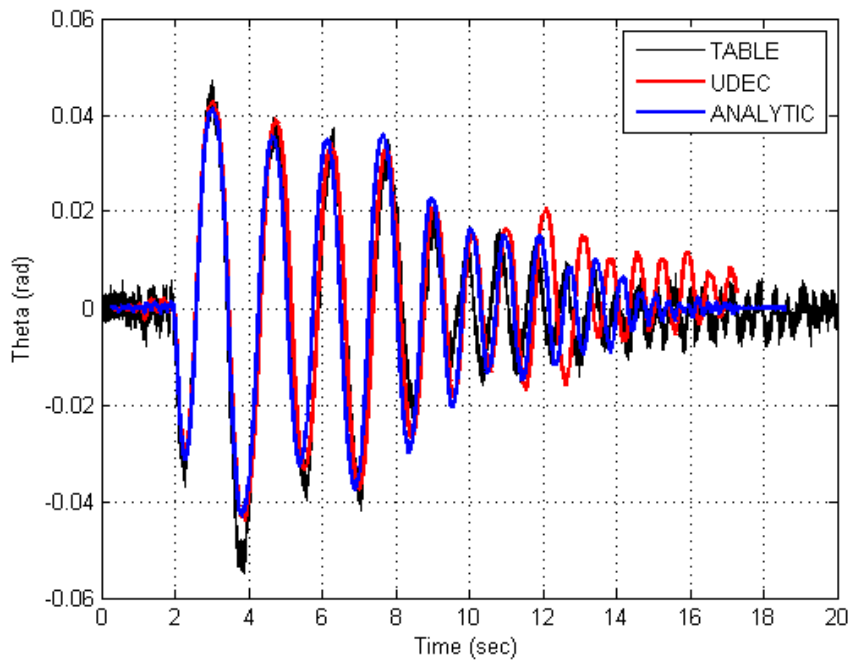
Σχήμα 2.6.22 Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



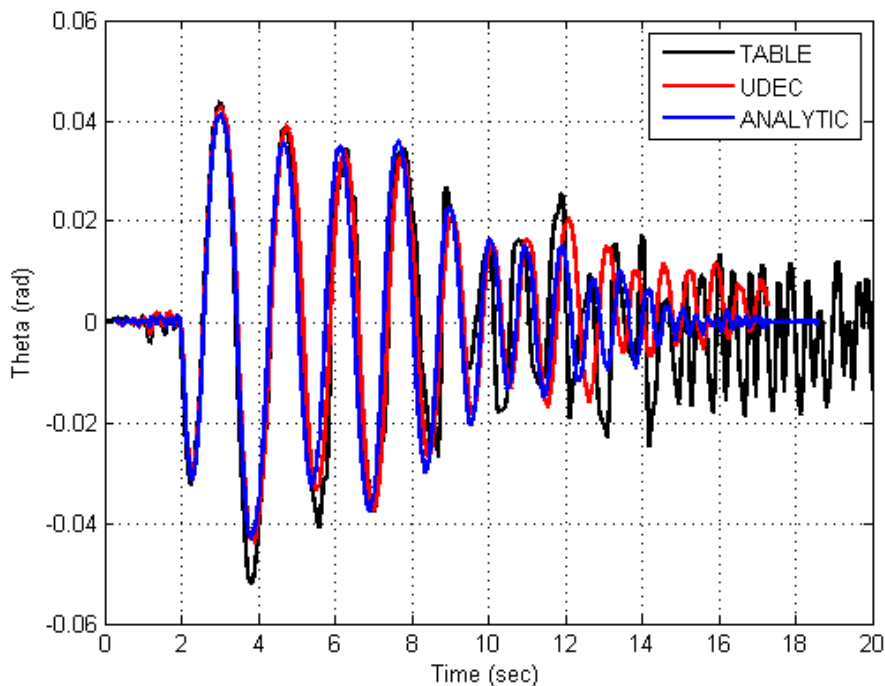
Σχήμα 2.6.23. Μετακίνηση δοκού παράλληλα στη σεισμική διέγερση.



Σχήμα 2.6.24 Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση.

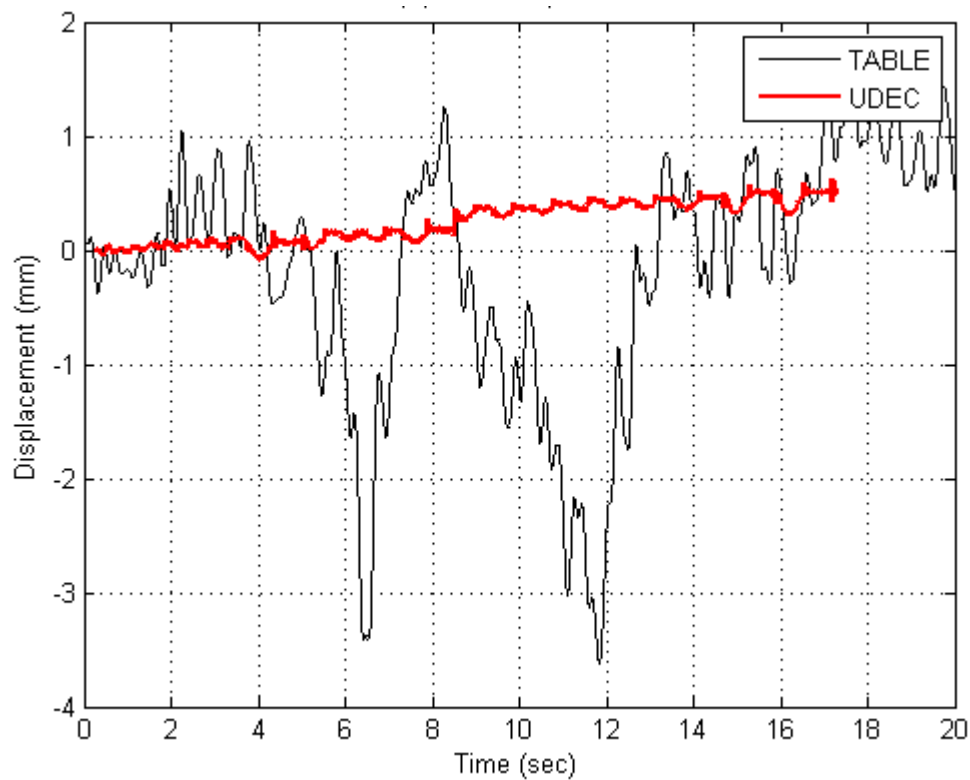


Σχήμα 2.6.25 Μεταβολή γωνίας θ παράλληλα στην κίνηση.



Σχήμα 2.6.26 Συνολική μεταβολή γωνίας θ .

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι η απόκριση του προσομοιώματος στο Udec είναι αρκετά ρεαλιστική. Ειδικά μέχρι τις πέντε πρώτες κρούσεις (όπου συμβαίνει συνήθως και η εντονότερη απόκριση του στύλου) και σε κάποιες περιπτώσεις και αρκετά αργότερα, η σύμπτωση των διαγραμμάτων είναι ικανοποιητική. Τυχόν αποκλίσεις μεταξύ διαγραμμάτων πειράματος - προσομοιώματος Udec οφείλονται στην εκτός επιπέδου συνιστώσα της απόκρισης του πλαισίου, που στην πραγματικότητα είναι τρισδιάστατη, σε σχέση με την δυσδιάστατη απόκριση στις αναλύσεις. Διαφοροποίηση στη συμπεριφορά προέκυψε και λόγω της ολίσθησης που υπήρξε κατά τη διάρκεια των δοκιμών δεδομένου ότι αν και οι παράμετροι που δόθηκαν στο προσομοίωμα Udec είχαν ρεαλιστικές τιμές προκειμένου, εφόσον υπάρξει ολίσθηση, να είναι συγκρίσιμες με τα πειραματικά αποτελέσματα, εν τούτοις οι μετακινήσεις ολίσθησης ήταν αμελητέες σε σχέση με αυτές των δοκιμών όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.6.27.



Σχήμα 2.6.27 Σύγκριση ολίσθησης μεταξύ πειράματος και προσομοιώματος Udec για την καταγραφή Lefkada 100%

Αντίστοιχα καλή είναι και η σύγκριση των γωνιών στροφής με αυτές της αναλυτικής λύσης των Makris and Vassiliou (2013). Η όποια διαφορά προκύπτει από την ανάλυση μέσω Udec οφείλεται προφανώς στο γεγονός ότι ο συντελεστής ανάπαλσης προκύπτει στην αναλυτική λύση για 100% στερεό σώμα χωρίς καμία απολύτως παραμόρφωση, ενώ έχει γίνει παραδεκτή και η απόλυτη ανυπαρξία ολίσθησης. Η συμφωνία μεταξύ των πειραματικών, αριθμητικών και των αναλυτικών αποτελεσμάτων, κυρίως ως προς τους πρώτους μεγάλους κύκλους λικνισμού που είναι και οι καθοριστικοί για τον σχεδιασμό, κρίνεται ιδιαίτερα ικανοποιητική.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Διερεύνηση της εκτός επιπέδου απόκρισης ζεύγους απλά εδραζόμενων βάθρων τα οποία φέρουν οριζόντιο κατάστρωμα

ΣΥΝΟΨΗ

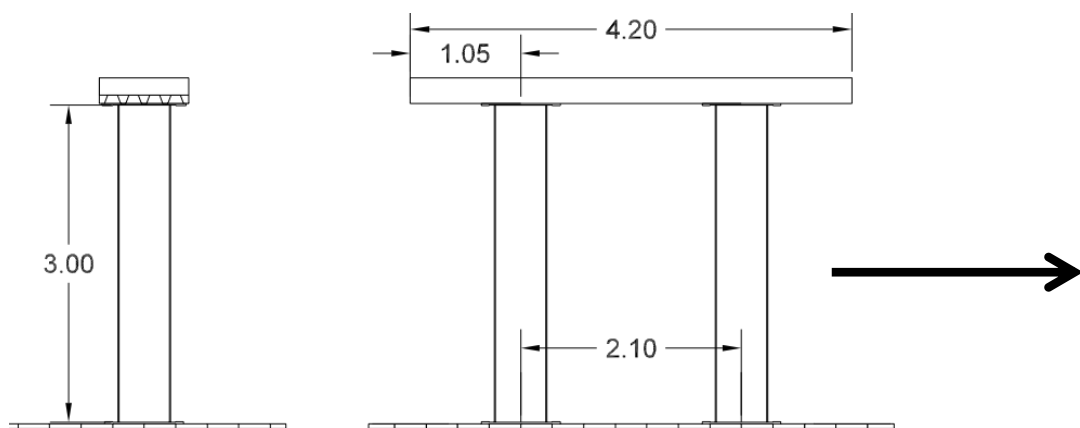
Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η εκτός επιπέδου απόκριση του καταστρώματος όταν υποστηρίζεται σε απλά εδραζόμενα βάθρα. Επιπλέον, διερευνήθηκε η περίπτωση στην οποία τα βάθρα συνδέονται με τη θεμελίωση μέσω κατακόρυφης προέντασης. Κατά την διάρκεια των πειραματικών δοκιμών μελετήθηκε και η επίδραση της καμπτικής δυσκαμψίας του καταστρώματος στην αποτελεσματικότητα της σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού. Το κατάστρωμα εξετάζεται είτε ως δεσμευμένο, είτε ελεύθερο στα ακρόβαθρα.

3.1. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΔΟΚΙΜΕΣ

Λικνιζόμενο πλαίσιο χωρίς προένταση

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται η εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Ο σεισμικός προσομοιωτής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών στον οποίο πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές του ερευνητικού έργου είναι ενός βαθμού ελευθερίας, δηλαδή υπάρχει μόνο μία διεύθυνση κίνησης. Έτσι, ενώ στο προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφ. 2) υλοποιήθηκε διάταξη και μελετήθηκε η εντός επιπέδου λικνιστική απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου πλαισίου, στο παρών κεφάλαιο το πλαίσιο αναδιατάχθηκε (περιστράφηκε σε κάτοψη κατά 90°) έτσι ώστε να μελετηθεί η εκτός επιπέδου συμπεριφορά. Η γεωμετρία της πειραματικής διάταξης έχει σχεδιαστεί στο Σχήμα 3.1.1, ενώ τα Σχήματα 3.1.2, 3.1.3 παρουσιάζουν φωτογραφίες από την υλοποίηση της διάταξης στο εργαστήριο.

Το δοκίμιο αποτελείται από 2 κοίλα χαλύβδινα λικνιζόμενα στοιχεία, όμοια με το δοκίμιο του πρώτου και δεύτερου κεφαλαίου, συνολικού ύψους 3m. Τόσο στις κυκλικές πλάκες, που έχουν συγκολληθεί στα άκρα του κυλινδρικού στοιχείου όσο και στις πλάκες έδρασης έχουν διανοιχθεί κεντρικές οπές διαμέτρου 60mm ώστε να διέρχεται το συρματόσχοινο προέντασης. Το επιστύλιο αποτελείται από μια σύμμικτη πλάκα χάλυβα - οπλισμένου σκυροδέματος. Το κάτω πέλμα της πλάκας αποτελείται από χαλυβδόφυλλο πλάτους 850mm, ύψους 70mm και μήκους 4.2m. Το συνολικό ύψος της πλάκας μετά την σκυροδέτηση είναι 200 mm και το βάρος είναι 2100 kgr (6-πλάσιο του βάρους λικνιζόμενου στοιχείου). Το επιστύλιο εδράζεται στα λικνιζόμενα στοιχεία μέσω δύο χαλύβδινων πλακών διαστάσεων 800 mm x 750 mm. Τόσο στο επιστύλιο όσο και στις μεταλλικές πλάκες έχουν διανοιχθεί οπές διαμέτρου 60mm διαμέσου των οποίων διέρχεται το συρματόσχοινο προέντασης. Στις τέσσερις μεταλλικές πλάκες έχει συγκολληθεί μεταλλικό έλασμα διαμέτρου 600 mm και ύψους 20 mm έτσι ώστε να δημιουργηθεί εσοχή.



Σχήμα 3.1.1. Πλάγια όψη (αριστερά) και κύρια όψη (δεξιά) της πειραματικής διάταξης. Το βέλος δείχνει τη διεύθυνση της κίνησης. Μονάδες διαστάσεων σε m.

Τρεις ομάδες των τριών αισθητήρων μετακινήσεων τοποθετήθηκαν έτσι ώστε να προσδιορίζουν χωρικά τη μετακίνηση δύο αντιδιαμετρικών σημείων της βάσης και ενός σημείου της κορυφής του αριστερού βόθρου του Σχήματος 3.1.3. Τα σημεία ταυτίζονται με αυτά του μεμονωμένου βόθρου του Κεφ. 1 και του λικνιζόμενου πλαισίου του Κεφ. 2, έτσι ώστε να είναι δυνατή η απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων ανάμεσα στο μεμονωμένο βόθρο και στο λικνιζόμενο πλαίσιο. Μία ομάδα των τριών αισθητήρων μετακίνησης τοποθετήθηκε στο εξωτερικό μεταλλικό πλαίσιο του

Σχήματος 3.1.3 ώστε να καταγραφεί η χωρική μετακίνηση την αριστερής άκρης του καταστρώματος. Τοποθετήθηκαν επίσης τρία συστήματα τριάδων επιταχυνσιόμετρων για μέτρηση της εντός επιπέδου, εγκάρσιας και κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Ένα σύστημα τοποθετήθηκε κεντρικά στο κατάστρωμα, ενώ τα άλλα δύο στην κορυφή και τη βάση του αριστερού βάθρου, κατά αναλογία με την περίπτωση του μεμονωμένου βάθρου.



Σχήμα 3.1.2. Πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου (χωρίς προένταση). Το βέλος δείχνει τη διεύθυνση της κίνησης.

Για αντιμετώπιση του ενδεχόμενου ανατροπής του πλαισίου, το κατάστρωμα παρέμενε για λόγους ασφαλείας συνδεδεμένο με τέσσερις ιμάντες, αναρτημένους σημειακά από τη γερανογέφυρα του εργαστηρίου σεισμικού προσομοιωτή. Οι ιμάντες ήταν χαλαροί ώστε να μην επηρεάζουν την απόκριση του πλαισίου, αλλά σε περίπτωση ανατροπής να συγκρατήσουν το βάρος του καταστρώματος. Χαλύβδινα συρματόσχοινα διαπερνούσαν αξονικά τα δύο βάθρα συνδέοντας την πλάκα με την σεισμική τράπεζα. Εξασφαλίστηκε κατάλληλο περιθώριο χαλάρωσης των καλωδίων έτσι ώστε, αφενός να μην επηρεάζεται η ελεύθερη απόκριση του πλαισίου, αφετέρου σε περίπτωση ανατροπής - και ενώ το κατάστρωμα θα συγκρατούνταν μέσω των ιμάντων - δεν δίνονταν η δυνατότητα στα βάθρα να κινηθούν ανεξάρτητα και να ανατραπούν.

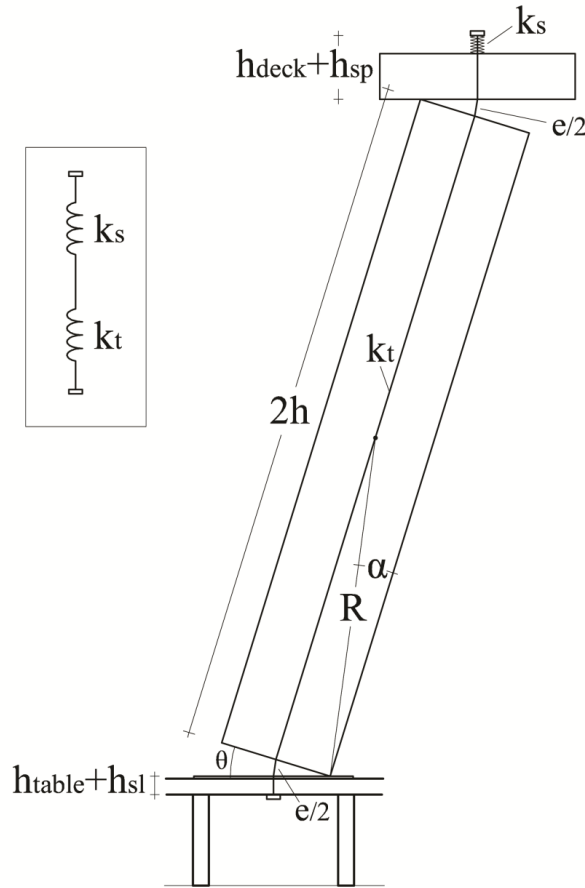
Στις δοκιμές χρησιμοποιήθηκαν οι σεισμικές διεγέρσεις Καλαμάτας 1986, Λευκάδας 2003 και Αιγίου 1995, σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή εκτελέστηκε δύο φορές.



Σχήμα 3.1.3. Πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου (χωρίς προένταση).

Λικνιζόμενο πλαίσιο με προένταση

Πέρα της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου χωρίς προένταση, στην παρούσα ενότητα διερευνήθηκε η εκτός επιπέδου απόκριση του πλαισίου στις δύο στάθμες προέντασης του προηγούμενου κεφαλαίου στο οποίο διερευνήθηκε η εντός επιπέδου απόκριση. Οι υπολογισμοί για την υλοποίηση των καλωδίων προέντασης παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 3.1.4. Δυναμική απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με καλώδιο προέντασης.

Η επιμήκυνση του καλωδίου κατά την διάρκεια της απόκρισης δίνεται από την σχέση

$$e = 2R \sin \alpha \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \quad (3.1.1)$$

όπου R η ακτίνα του βάθρου, α η ραδινότητα, και θ η γωνία στροφής της βάσης. Η δυσκαμψία του καλωδίου είναι

$$k_t = \frac{EA}{L} \quad (3.1.2)$$

όπου E και A το μέτρο ελαστικότητας και το εμβαδό της διατομής του καλωδίου και $L = (h_{table} + h_{sl}) + 2h + (h_{deck} + h_{sl})$ το συνολικό του μήκος (βλ. Σχ. 3.1.4).

Η συνθήκη για την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βάθρου είναι

$$\frac{EA}{m_c g} = \left(\frac{1}{2} + \gamma\right) \frac{1}{\tan^2 \alpha} = \bar{C} \quad (3.1.3)$$

όπου m_c είναι η μάζα του βάθρου και γ ο λόγος της μάζας του καταστρώματος προς την μάζα των βάθρων. Με δεδομένο ότι η συνολική δυσκαμψία του καλωδίου δίνεται από την εξίσωση (3.1.2), η δυσκαμψία μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C} ως εξής:

$$k_{total} = \frac{m_c g}{L} \bar{C} \quad (3.1.4)$$

Για να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία, το καλώδιο προέντασης μεταφέρει αξονική δύναμη επαναφοράς στην κορυφή του βάθρου μέσω δισκοειδών ελατηρίων (τύπου *belleville*). Η δυσκαμψία λόγω ελαστικότητας του καλωδίου, k_t , και η δυσκαμψία των ελατηρίων, k_s , προσφέρουν στο σύστημα συνολική δυσκαμψία:

$$k_{total} = \frac{k_s k_t}{k_s + k_t} = \frac{k_s EA}{k_s L + EA} \quad (3.1.5)$$

ισοδύναμα με την δυσκαμψία δύο «ελατηρίων σε σειρά». Η εξίσωση (3.1.5) μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του συντελεστή \bar{C} :

$$k_s = \frac{EA m_c g \bar{C}}{L(EA - m_c g \bar{C})} \quad (3.1.6)$$

ενώ η κατακόρυφη δύναμη που εφαρμόζεται στο βάθρο είναι:

$$P = k_{tot} e \quad (3.1.7)$$

Εφαρμόζοντας τα αριθμητικά δεδομένα $E=68.258$ GPa, $A=61.632$ mm², $L=3.34$ m, $m_c g=3.481$ kN, $\gamma=3$, $\tan\alpha=0.5/3$, $R=1.5207$, η συνθήκη για ελαστοπλαστική συμπεριφορά δίνει:

$$\bar{C} = 126 \Rightarrow k_s = 146.60 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 131.32 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 5.42 \text{ kN} \quad (3.1.8)$$

Επομένως, για αρνητικό ή θετικό κλάδο στο διάγραμμα ροπής-στροφής θα πρέπει να υλοποιηθεί διάταξη με συντελεστή $\bar{C} = \frac{EA}{m_c g}$ μικρότερο ή μεγαλύτερο από 126 αντίστοιχα. Επιλέχθηκαν οι τιμές 50 και 150. Για $\bar{C} = 50$ προκύπτει:

$$k_s = 54.36 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 52.1 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 2.15 \text{ kN} \quad (3.1.9)$$

ενώ για $\bar{C} = 150$ προκύπτει:

$$k_s = 178.49 \text{ kN/m} \Rightarrow k_{total} = 156.33 \text{ kN/m} \Rightarrow P(\theta = \alpha/2) = 6.45 \text{ kN} \quad (3.1.10)$$

Για να προσεγγιστεί η δυσκαμψία της πρώτης περίπτωσης, $k_s=54.36$ kN/m, τοποθετήθηκαν 39 δισκοειδή ελατήρια σε σειρά, ενώ για την δεύτερη περίπτωση με $k_s=178.49$ kN/m τοποθετήθηκαν 21 διπλά ελατήρια σε σειρά. Στην πρώτη περίπτωση τα 39 ελατήρια σε σειρά τοποθετήθηκαν για την αγκύρωση του κάτω μέρους του καλωδίου, κάτω από την σεισμική τράπεζα όπως δείχνει το Σχήμα 3.1.5-δεξιά, ενώ στο πάνω μέρος στο κατάστρωμα τοποθετήθηκε δυναμοκυψέλη μέτρησης της δύναμης προέντασης (Σχήμα 3.1.5-αριστερά). Στην δεύτερη περίπτωση με τα 21 διπλά ελατήρια, ήταν δυνατόν (για εποπτικούς λόγους) τα ελατήρια να τοποθετηθούν πάνω από το κατάστρωμα μαζί με τη δυναμοκυψέλη, όπως δείχνει το Σχήμα 3.1.6.

Οι δοκιμές για τη χαμηλή και υψηλή δυσκαμψία του συστήματος καλωδίου-ελατηρίων έγιναν για τις διεγέρσεις της Καλαμάτας 1986, Λευκάδας 2003 και Αιγίου 1995, σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή επαναλήφθηκε και δεύτερη φορά.



Σχήμα 3.1.5. Αριστερά: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στο πάνω μέρος του καταστρώματος μέσω δυναμοκυψέλης. Δεξιά: Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στο κάτω μέρος της σεισμικής τράπεζας μέσω ελατηρίων τύπου *belleville springs*. Οι φωτογραφίες αντιστοιχούν στην περίπτωση της χαμηλής στάθμης προέντασης $\frac{EA}{m_c g} = 50$.



Σχήμα 3.1.6. Αγκύρωση καλωδίου προέντασης στο πάνω μέρος του καταστρώματος μέσω δισκοειδών ελατηρίων και δυναμοκυψέλης για την υψηλή στάθμη προέντασης με $\frac{EA}{m_c g} = 150$.

3.2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Σύγκριση απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου και μεμονωμένου βάρου

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου από τα πειράματα που διενεργήθηκαν σε αυτό το κεφάλαιο (Κεφ. 3) και του μεμονωμένου βάρου του πρώτου κεφαλαίου (Κεφ. 1). Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 3.2.1, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986 και Λευκάδα 2003 για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%, και ο σεισμός του Αιγίου 1995 για στάθμη 80%. Ο σεισμός του Αιγίου για στάθμη έντασης 100% προκαλούσε ανατροπή του πλαισίου. Κάθε δοκιμή επαναλήφθηκε και δεύτερη φορά.

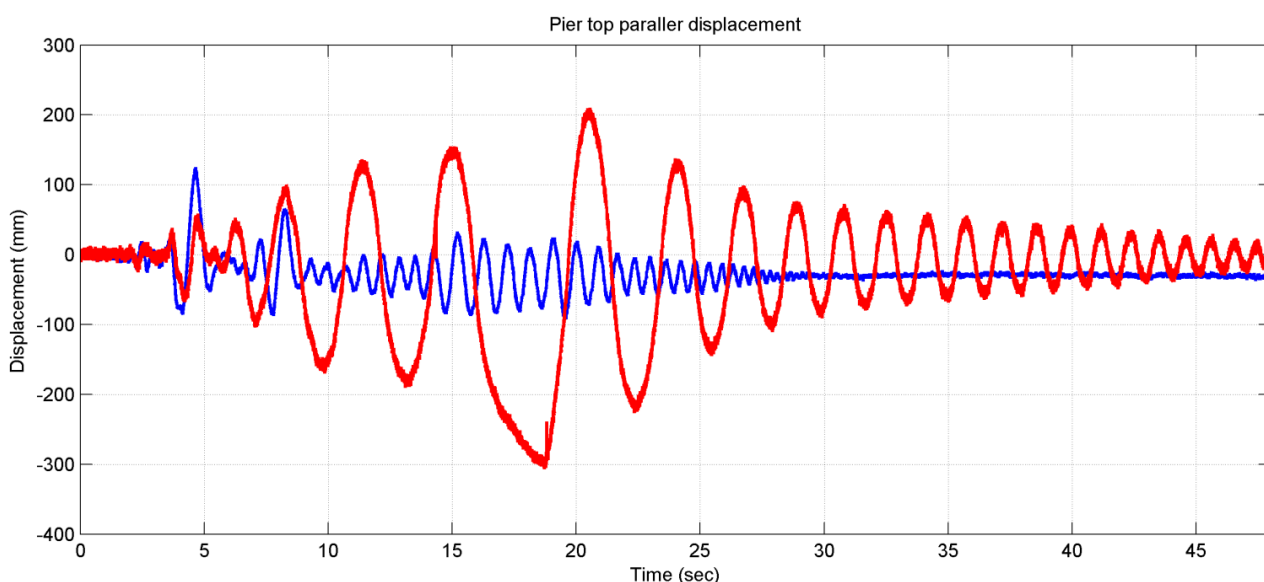
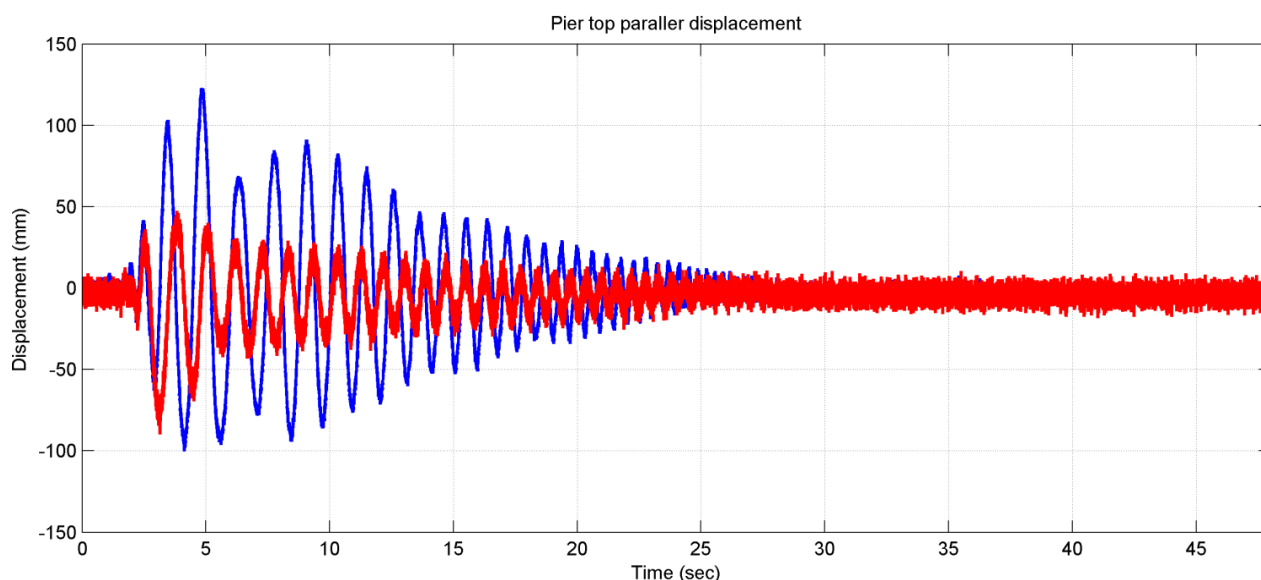
Πίνακας 3.2.1. Σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στο βάρου με κατακόρυφη προέκταση.

Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Χαρακτηριστικό μήκος πιο ενεργητικού παλμού L_e (ένταση 100%)	Επιβαλλόμενη Ένταση
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	0.31m	80%, 100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	0.92m	80%, 100%
1995 Αίγιο	OTE FP	0.5g	1.13m	80%

Το Σχήμα 3.2.1 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου στη διεύθυνση x της κίνησης για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 3.2.1-άνω) και της Λευκάδας (Σχήμα 3.2.1-κάτω). Με μπλε γραμμή είναι η απόκριση του μεμονωμένου βάρου, ενώ με κόκκινη γραμμή είναι η απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου που έχει βάρου ίδιας γεωμετρίας και μάζας με το μεμονωμένο βάρου. Το Σχήμα 3.2.2 παρουσιάζει την μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) του μεμονωμένου βάρου (μπλε) και του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινο) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση).

Η εκτός επιπέδου απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου παρουσιάζει την εξής συμπεριφορά: για σεισμούς χαμηλής έντασης η απόκρισή του είναι περιορισμένη, ενώ για σεισμούς μεγαλύτερης έντασης έχουμε απότομη μεγέθυνση της απόκρισης του λικνισμού. Αυτό είναι μία εντελώς διαφορετική συμπεριφορά σε σχέση με την εντός επιπέδου απόκριση (Κεφάλαιο 2) του λικνιζόμενου πλαισίου.

Το σύστημα του λικνιζόμενου πλαισίου με το κατάστρωμα και τα βάρου είναι πιο ανωβαρής κατασκευή σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου ίδιου μεγέθους με τα βάρου του πλαισίου. Στο προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφ. 2) επιβεβαιώθηκε η θεωρητική πρόβλεψη πως παρόλη την ανύψωση του κέντρου βάρους, η εντός επιπέδου απόκριση του πλαισίου παρουσιάζει μεγαλύτερη ευστάθεια και ταχύτερη απόσβεση κίνησης σε σχέση με το μεμονωμένο βάρου. Μάλιστα, η αύξηση του βάρους του καταστρώματος ενισχύει την επαναφορά του συστήματος στην αρχική θέση, αντί να το εκτρέπει. Παράλληλα, ο μηχανισμός των τεσσάρων αρθρώσεων, και άρα τεσσάρων σημείων κρούσης, αποσβένει ταχύτερη της κίνηση της κατασκευής.

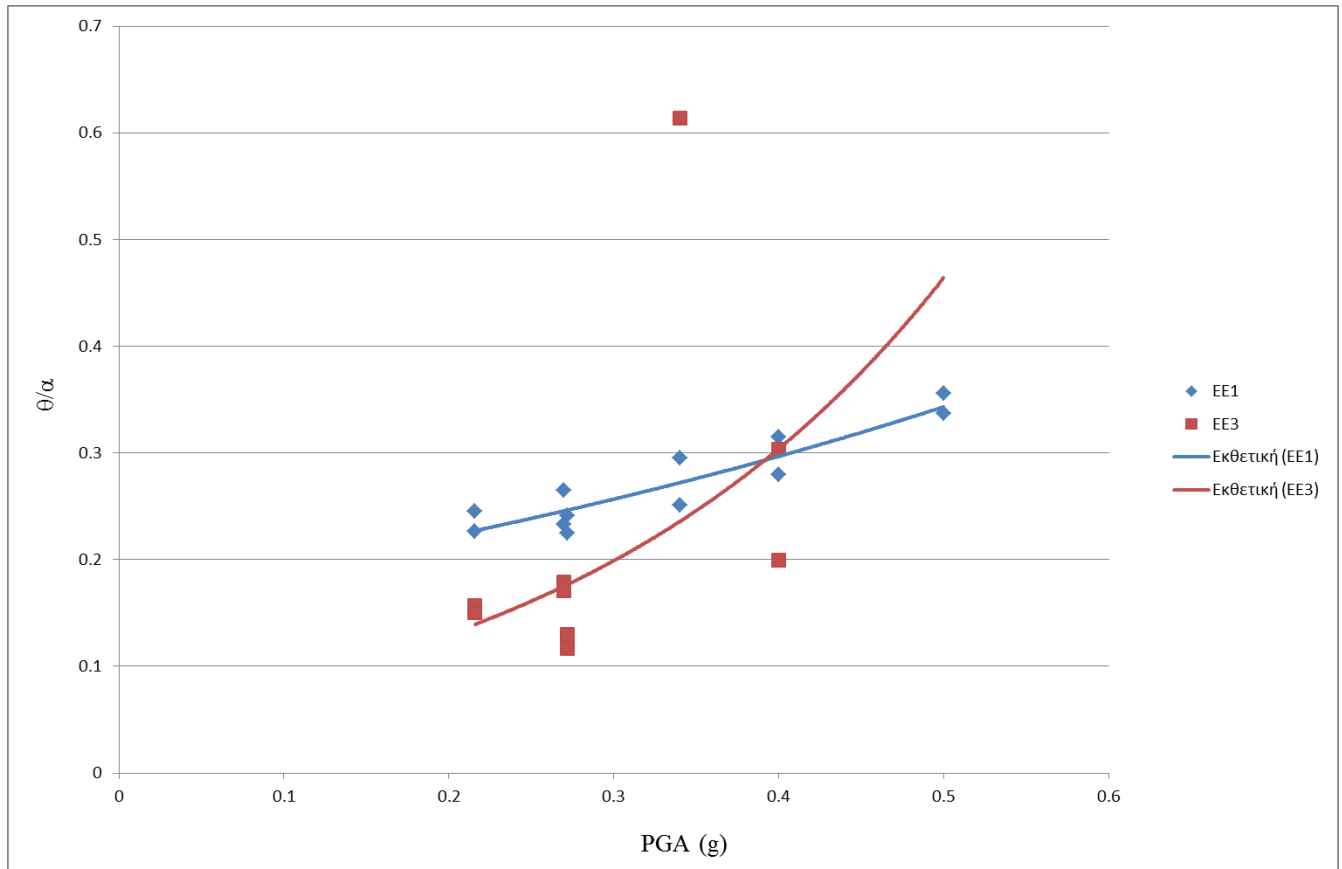


Σχήμα 3.2.1. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για το μεμονωμένο βάθρο (μπλε γραμμή) και για την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή). Επάνω: σεισμός Καλαμάτας 1986. Κάτω: σεισμός Λευκάδας 2003.

Αντίθετα, στην περίπτωση της εκτός επιπέδου απόκρισης του πλαισίου, ο μηχανισμός δεν είναι τετρα-αρθρωτός, αλλά στην ουσία είναι μηχανισμός ενός πόλου περιστροφής, αντίστοιχος με αυτόν του μεμονωμένου βάθρου. Το κατάστρωμα παραμένει σε πλήρη επαφή με τις διεπιφάνειες στο άνω μέρος των βάθρων, και τα βάθρα λικνίζονται μαζί, στοιχισμένα, σαν ένα σώμα. Δηλαδή το σύστημα είναι ισοδύναμο στο επίπεδο με ένα μεμονωμένο βάθρο με συγκεντρωμένη πρόσθετη μάζα στην κορυφή του. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, για μικρής έντασης σεισμούς, την προσωρινή μεγαλύτερη αντίσταση στην ανασήκωση του πλαισίου σε σχέση με το μεμονωμένο βάθρο, αλλά για μεγαλύτερης έντασης σεισμούς, από την στιγμή που γίνεται η ανασήκωση, το σύστημα να παρουσιάζει αυξημένη αστάθεια. Μάλιστα, στα πειράματα του Κεφαλαίου 3 είναι η μόνη περίπτωση που η κατασκευή ανατράπηκε για το σεισμό του Αιγίου 1995 σε στάθμη έντασης 100%, ενώ για τον σεισμό της Λευκάδας 2003 σε στάθμη έντασης 100% πλησίασε οριακά το σημείο ανατροπής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.1-κάτω. Η παραπάνω συμπεριφορά έχει αποτυπωθεί και μέσω των βέλτιστων εκθετικών καμπύλων του Σχήματος 3.2.2, όπου η κόκκινη καμπύλη (εκτός

επιπέδου απόκριση πλαισίου), που παρουσιάζει την απόκριση σε όρους αδιάστατης στροφής, ανυψώνεται ταχύτερα με την αύξηση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.

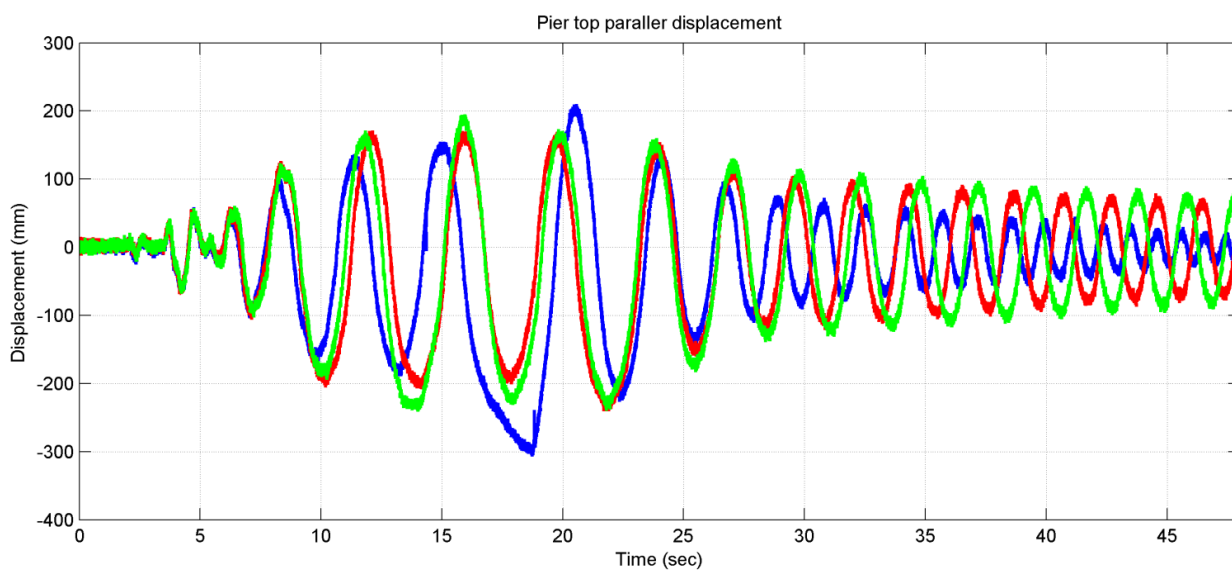
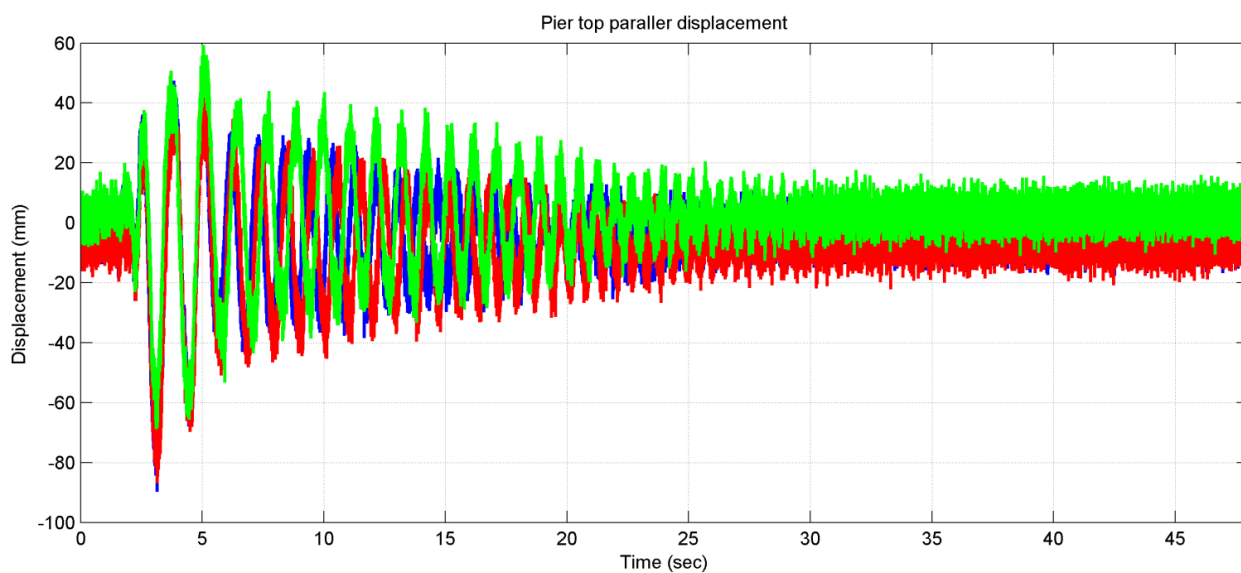
Για τον παραπάνω λόγο, δηλαδή την δυσμενή συμπεριφορά της εκτός επιπέδου απόκρισης ανωβαρών λικνιζόμενων πλαισίων, έχει ιδιαίτερη σημασία η διερεύνηση της βελτίωσης της συμπεριφοράς αυτής μέσω συστημάτων κατακόρυφης προέντασης, όπως θα αναλυθεί στην επόμενη ενότητα.



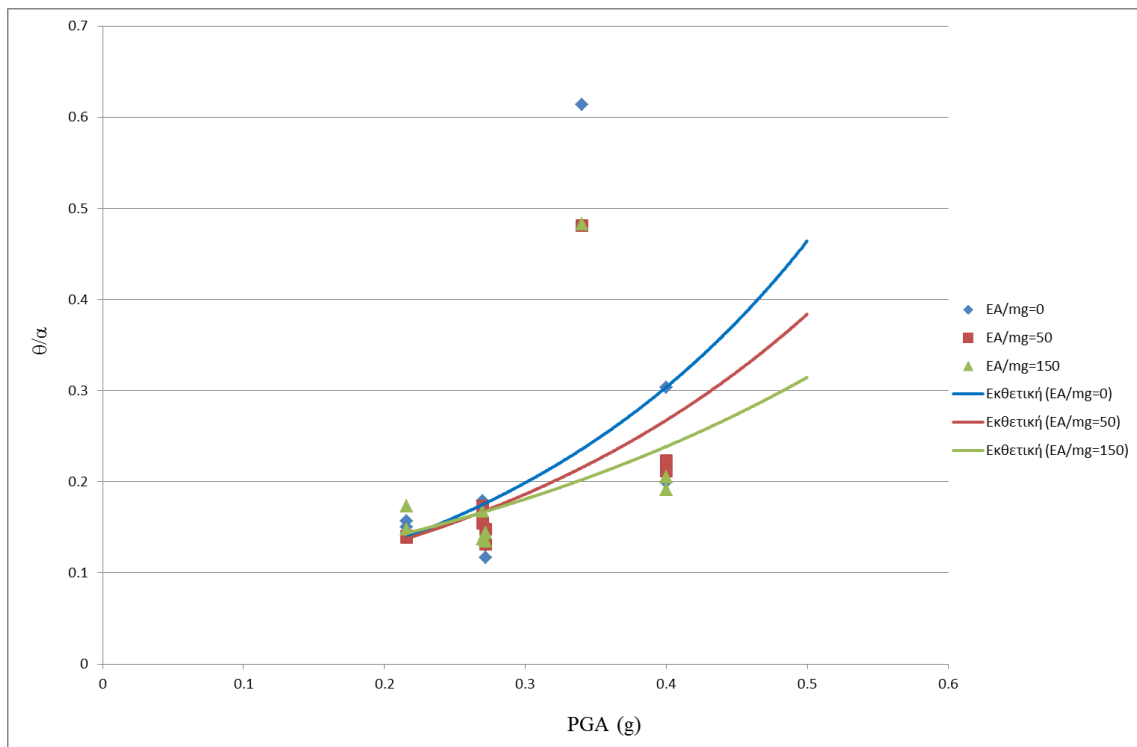
Σχήμα 3.2.2. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδιότητα) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για το μεμονωμένο βάθρο (μπλε) και για την εκτός επιπέδου απόκριση του πλαισίου (κόκκινο) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 3.2.1.

Απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με ή χωρίς προένταση

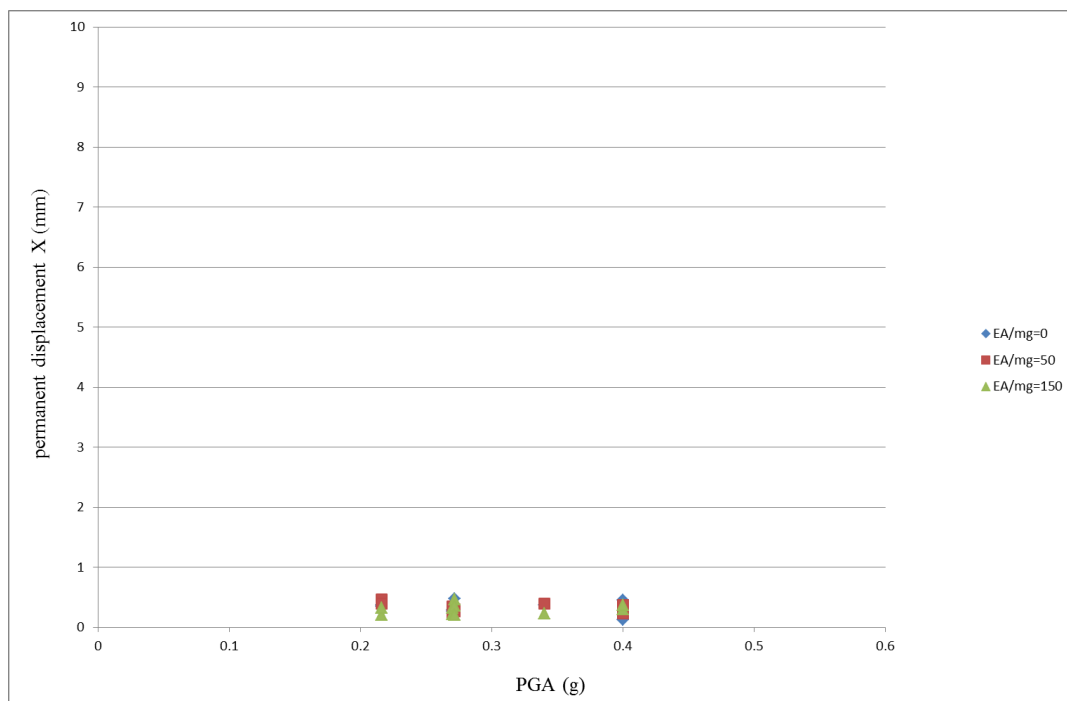
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου χωρίς κατακόρυφη προένταση (μπλε χρώμα), για χαμηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=50$ (κόκκινο χρώμα) και για υψηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης με $EA/m_c g=150$ (πράσινο χρώμα). Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 3.2.1, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986 και Λευκάδα 2003, για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%, και ο σεισμός του Αιγίου 1995 για στάθμη 80%. Το Σχήμα 3.2.3 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου και για τις τρεις περιπτώσεις ($EA/m_c g=0, 50, 150$) για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 3.2.3-άνω) και της Λευκάδας (Σχήμα 3.2.3-κάτω). Το Σχήμα 3.2.4 παρουσιάζει την μέγιστη τιμή της απόκρισης του βάρου για όλους τους σεισμούς (για διάφορα PGA), ενώ το Σχήμα 3.2.5 παρουσιάζει τις αντίστοιχες παραμένουσες μετακινήσεις μετά το πέρας των δοκιμών.



Σχήμα 3.2.3. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) χωρίς προένταση (μπλε), με μικρή προένταση $EA/m.g=50$ (κόκκινο) και με μεγαλύτερη προένταση $EA/m.g=150$ (πράσινο). Επάνω: σεισμός Καλαμάτας 1986. Κάτω: σεισμός Λευκάδας 2003.



Σχήμα 3.2.4. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδινότητα) της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 3.2.1. Η μπλε γραμμή είναι για πλαίσιο χωρίς προένταση, η κόκκινη για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=50$) και η πράσινη για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=150$).



Σχήμα 3.2.5. Παραμένουσα μετακίνηση του πλαισίου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 3.2.1. Τα μπλε σημεία είναι για πλαίσιο χωρίς προένταση, τα κόκκινα για μικρή στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=50$) και τα πράσινα για μεγάλη στάθμη προέντασης ($EA/m_c g=150$).

Η κατακόρυφη προένταση μειώνει τις τιμές της μέγιστης μετακίνησης της κορυφής του βάρου του πλαισίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.4 – οι συνεχείς γραμμές είναι οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες για το αντίστοιχο νέφος σημείων – αλλά και από το Σχήμα 3.2.3 από τις χρονοϊστορίες της απόκρισης. Για σεισμούς μικρής έντασης η επίδραση της κατακόρυφης προέντασης είναι περιορισμένη. Για σεισμούς όμως μεγάλης έντασης υπάρχει σημαντική μείωση της απόκρισης του συστήματος. Και οι δύο στάθμες προέντασης βελτίωσαν την απόκριση, με μεγαλύτερη μείωση μετακίνησης να σημειώνεται για την μεγαλύτερη στάθμη στις περισσότερες περιπτώσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.4.

Το Σχήμα 3.2.5 συγκρίνει τις παραμένουσες μετακινήσεις/μετατοπίσεις του βάρου για πλαίσιο χωρίς προένταση (μπλε), με χαμηλή στάθμη προέντασης (κόκκινο) και με υψηλή (πράσινο). Οι μετατοπίσεις είναι όλες κάτω από 0.7mm για όλες τις περιπτώσεις. Ο μεγάλος περιορισμός στις παραμένουσες μετατοπίσεις εξηγείται από το γεγονός ότι το πλαίσιο λικνίστηκε αυστηρά στο επίπεδο της κίνησης χωρίς εγκάρσια εκτροπή. Οι παραμένουσες μετατοπίσεις, όπως παρατηρήθηκε και στις δοκιμές στα προηγούμενα κεφάλαια, οφείλονται κυρίως στην εναλλαγή του σημείου του πόλου περιστροφής στο χώρο, λόγω του τρισδιάστατου λικνισμού και της εγκάρσιας εκτροπής των βάρων μετά τους πρώτους μεγάλους κύκλους απόκρισης. Επειδή στα πειράματα σε αυτό το κεφάλαιο δεν παρουσιάστηκε εγκάρσια εκτροπή των βάρων, για αυτό και τελικά οι παραμένουσες μετατοπίσεις είναι σχεδόν μηδενικές.

Συμπερασματικά, η κατακόρυφη προένταση περιορίζει σημαντικά την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, η οποία εμφανίζεται δυσμενέστερη σε σχέση με αυτήν του μεμονωμένου βάρου, ιδιαίτερα για σεισμούς μεγάλης έντασης, σε αντίθεση με την εντός επιπέδου απόκρισή του. Η κατακόρυφη προένταση αυξάνει την ευστάθεια, ενώ δεν παρουσιάστηκε μεταβολή στις ήδη μικρές παραμένουσες μετατοπίσεις των βάρων μετά το πέρας της κίνησης.

3.3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο πλαίσιο του Κεφαλαίου 3 έγιναν αριθμητικές αναλύσεις προσομοίωσης μέσω του λογισμικού UDEC της εταιρείας Itasca. Το λογισμικό χρησιμοποιεί τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων Discrete Elements Method (DEM) σε δύο διαστάσεις και δημιουργήθηκε αρχικά για την διερεύνηση προβλημάτων βραχομηχανικής και εδαφομηχανικής. Δεδομένου όμως ότι χρησιμοποιεί προσομοιώματα προσομοίωσης ρωγμών και ασυνεχειών χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον σε διερεύνηση συμπεριφοράς μονολιθικών και πολυσπόνδυλων αρχαίων κτιρίων στο επίπεδο, ενώ με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστών χρησιμοποιήθηκε ευρύτερα το λογισμικό 3DEC της ίδιας εταιρείας για επίλυση προβλημάτων σε τρεις διαστάσεις.

Εν προκειμένω οι αναλύσεις που διεξήχθησαν στην σεισμική τράπεζα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών έγιναν τυπικά σε 2 διαστάσεις. Για αυτό το λόγο χρησιμοποιήθηκε το UDEC προκειμένου να γίνει σύγκριση των πειραματικών ευρημάτων με τα ευρήματα του υπολογιστικού προσομοιώματος διακριτών στοιχείων. Δεδομένης της φύσης των δοκιμών και του γεγονότος ότι ήταν πρακτικά αδύνατο να υπάρξει τέλεια κίνηση σε επίπεδο δύο διαστάσεων - όπως διακρίνεται και από τα πειραματικά αποτελέσματα - η ταύτιση των αποκρίσεων των προσομοιωμάτων σε σχέση με την απόκριση των δοκιμών υπήρξε πολύ ικανοποιητική

Βαθμονόμηση – Προσομοίωμα

Στα προηγούμενα κεφάλαια (Κεφ. 1 και 2) έγινε έλεγχος για την βαθμονόμηση του προγράμματος UDEC με βάση τις εργασίες των Zhang and Makris (2001) και Makris and Vassiliou (2013). Η διερεύνηση κατέδειξε την καταλληλότητα του λογισμικού Udec καθώς και την μέθοδο ρύθμισης των παραμέτρων ελατηρίων και απόσβεσης μέσω της έρευνας του DeJong (2009). Χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων και έγινε απευθείας εφαρμογή τους στην προσομοίωση των διεξαχθέντων πειραμάτων για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων πειράματος και προσομοίωσης.

Ο DeJong (2009) πρότεινε μια σειρά από σχέσεις ανάλογα με το είδος της κρούσης ενός μεμονωμένου στύλου (*Solitary Block*). Θεώρησε ότι για ένα μονό block που λικνίζεται υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τύποι πρόσκρουσης στο σταθερό υπόβαθρο (Σχήμα 3.3.1). Κατακόρυφη μεταφορική γωνιακή πρόσκρουση, κατακόρυφη μεταφορική πρόσκρουση ακμής και περιστροφική πρόσκρουση. Ως περιστροφική πρόσκρουση νοείται η περιστροφή του block γύρω από μια γωνία του, κρούση και μετά επαναφορά και περιστροφή στην ίδια όμως γωνία.

Στο UDEC, οι επαφές μεταξύ των blocks μοντελοποιούνται με ένα στοιχείο ελατηρίου-αποσβεστήρα σε κάθε επαφή γωνίας με ακμή - ή γωνίας με γωνία. Έτσι ένα μονό block διαθέτει σε κάθε γωνία που είναι σε επαφή με την βάση, ένα ελατήριο με δυσκαμψία k_s . Οι φυσικές συχνότητες για την περίπτωση γωνιακής πρόσκρουσης και πρόσκρουσης ακμής είναι:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_s}{m_B}} \quad (3.3.1)$$

για γωνιακή πρόσκρουση και,

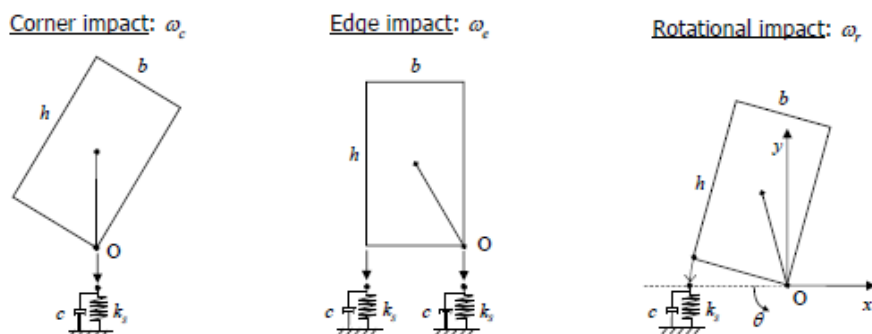
$$\omega_e = \sqrt{\frac{2k_s}{m_B}} \quad (3.3.2)$$

για πρόσκρουση ακμής, όπου m_B η μάζα του λικνιζόμενου block.

Επίσης ο DeJong καταλήγει για την φυσική συχνότητα περιστροφικής κρούσης:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_s B^2}{J}} = \sqrt{\frac{3k_s B^2}{m_B (B^2 + H^2)}} = \sqrt{\frac{3k_s B}{\rho H (B^2 + H^2)}} \quad (3.3.3)$$

σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.3.1. Σχηματική αναπαράσταση μοντέλου DeJong (2013)

Για να υπολογιστεί όμως η συχνότητα θα πρέπει να προσδιοριστούν οι σταθερές των ελατηρίων. Για απαραμόρφωτα blocks θεωρεί ο DeJong ότι η παραμόρφωση είναι συγκεντρωμένη στις γωνίες. Η ακαμψία της ένωσης προσδιορίζεται τότε χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά του υλικού των blocks δηλαδή:

$$k_j = \frac{EA}{L} \quad (3.3.4)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του block, A είναι η επιφάνεια επαφής μεταξύ των blocks και L είναι το μήκος του απαραμόρφωτου υλικού κάθετο στην επαφή και ο ανωτέρω τύπος μεταπίπτει για την περίπτωση μας σε:

$$k_j = \frac{EB}{H} \quad (3.3.5)$$

όπου B η βάση και H το ύψος του ορθογωνικού block. Όμως η δυσκαμψία των κόμβων πρέπει να μεταφραστεί σε ακαμψία ελατηρίου k_s . Έτσι αφού η ακαμψία θεωρείται συγκεντρωμένη σε ελατήρια στη γωνία των blocks η παραπάνω σχέση μεταπίπτει στην:

$$k_s = \frac{EB^2}{2H} \quad (3.3.6)$$

Συνεπώς οι ανωτέρω εξισώσεις φυσικής συχνότητας γίνονται:

$$\omega_{\text{corner}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}} \quad (3.3.7)$$

$$\omega_{\text{edge}} = \sqrt{\frac{EB}{2Hm_B}} \quad (3.3.8)$$

$$\omega_{\text{rot}} = \sqrt{\frac{3EB^3}{2\rho H^2(B^2+H^2)}} \quad (3.3.9)$$

Επίσης ισχύει η κλασική εξίσωση:

$$f_{\text{min}} = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (3.3.10)$$

Από τις προηγούμενες αναλύσεις των Κεφαλαίων 1 και 2 προέκυψε ότι η καταλληλότερη παράμετρος είναι η ω_{edge} η οποία και χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό του f_{min} για $\xi=1$ και για πολύπλοκους φορείς προτείνεται $f_{\text{min}} = \sqrt{2} f_{\text{min,edge}}$.

Εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα λικνιζόμενο πλαίσιο με δύο στύλους

Οι προσομοιώσεις έγιναν με την εφαρμογή των ίδιων χρονοϊστοριών με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στα αντίστοιχα πειράματα και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων του προσομοιώματος με των πειραμάτων. Για το πείραμα στη σεισμική τράπεζα χρησιμοποιήθηκε ως στύλος, σωλήνα εξωτερικής διαμέτρου 0.5m πάχους 8mm και ύψους 2.96m με συγκολλημένες στα άκρα 2 μεταλλικές κυκλικές πλάκες πάχους 20mm ήτοι το συνολικό ύψος κάθε στύλου είναι 3m.

Το λογισμικό UDEC όμως προσομοιώνει φορείς σε δύο διαστάσεις. Η τρίτη διάσταση υφίσταται ως μέτρο μήκους. Έτσι έπρεπε να αναχθούν οι ανωτέρω γεωμετρικές παράμετροι μαζί με τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά σε μοντέλο δύο διαστάσεων. Το κυριότερο χαρακτηριστικό όμως

που έμεινε αναλλοίωτο ήταν τα μεγέθη των στερεών και τα κέντρα βάρη τους σε δύο διαστάσεις ανά μέτρο μήκους της τρίτης διάστασης. Κατόπιν υπολογισμών αυτών και μέσω των διερευνήσεων που προαναφέρθηκαν υπολογίστηκαν οι ζητούμενοι παράμετροι των σταθερών ελατηρίων και απόσβεσης που χρησιμοποιεί το λογισμικό Udec. Τέλος έγιναν αναλύσεις για τις αντίστοιχες σεισμικές καταγραφές που πραγματοποιήθηκαν στις πειραματικές δοκιμές.

Μάζα Βάθρου (Pillar)

Για πυκνότητα μεταλλικού σωλήνα $d_{pillar}=7850 \text{ kg/m}^3$
 $M_{pillar}=(2.96 (\pi 0.252 -\pi 0.2422) +0.04 \pi 0.252) 7850=348.8 \text{ kg}$
 Αναγωγή για διάσταση pillar 0.5x3x1m $d'_{pillar}=232 \text{ kg/m}^3$

Μάζα Καταστρώματος (Deck) για φόρτιση κάθετα στο επίπεδο.

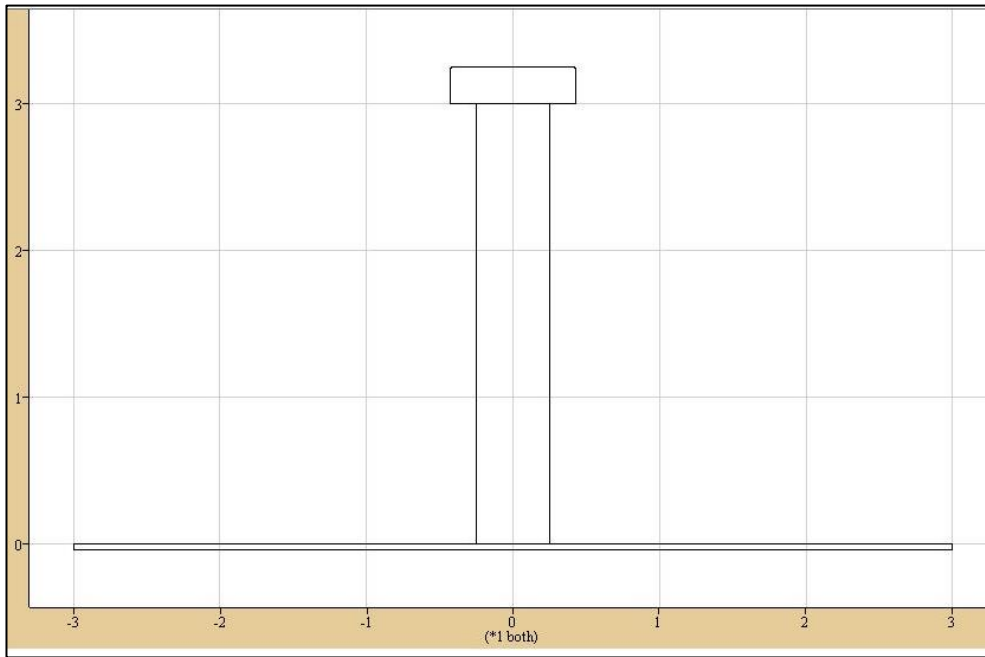
Απαλείφεται το μισό μοντέλο ως συμμετρικό .
 $M_{deck2}=0.25 \cdot 0.85 \cdot 2.10 \cdot 2500=1115.5 \text{ kg}$
 Αναγωγή για μήκος 1m $d'_{deck2}=1115.5/0.85/0.25=5249.4 \text{ kg/m}^3$
 Ελατήρια μεμονωμένου Pillar

Επιφάνεια $A=\pi 0.252-\pi 0.2422 =0.0124\text{m}^2$
 Για ύψος 3m και μέτρο ελαστικότητας $E_{pillar}=210 \text{ Gra}$

Καθορισμός ελατηρίων και απόσβεσης στο Udec

$k_j=868\text{E}6 \text{ N/m}$, $k_j' = \frac{E'A'}{L} = \frac{E' \cdot 0.5 \cdot 1.0}{3} \Rightarrow E' = 5.2\text{E}9 \text{ Pa}$, και
 $k_s=k_j=217\text{E}6 \text{ N/m}$

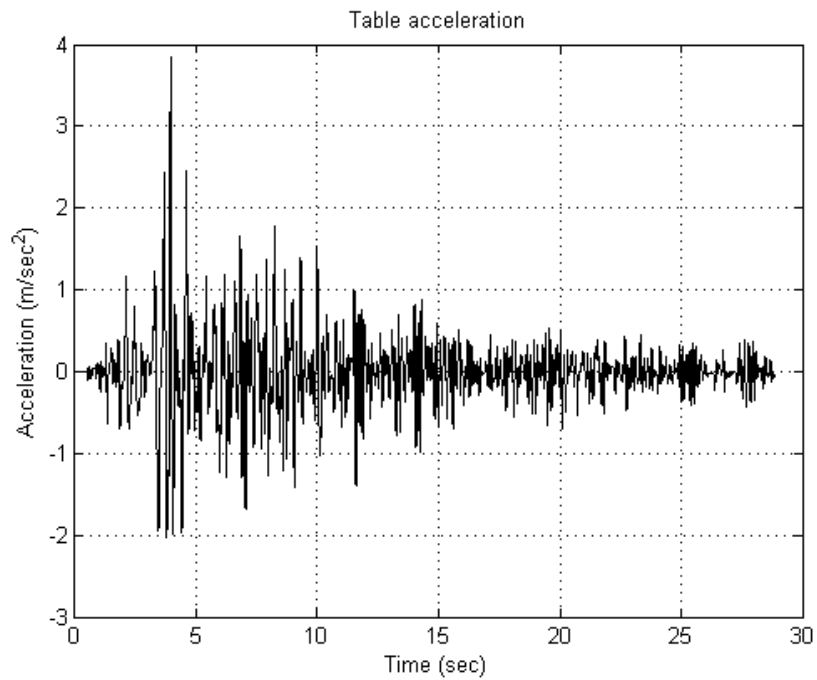
Παρακάτω παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ διαφόρων μετακινήσεων σε δεδομένα σημεία των κατασκευών του πειράματος και του προσομοιώματος στο UDEC. Ως δεδομένα κίνησης στο UDEC χρησιμοποιήθηκαν οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων που καταγράφηκαν από τους αισθητήρες στη σεισμική τράπεζα και οι οποίες μετατράπηκαν σε χρονοϊστορίες ταχυτήτων για τις ανάγκες του προγράμματος UDEC μετά την επεξεργασία τους με κατάλληλα φίλτρα. Για την εισαγωγή των δεδομένων στο UDEC καθώς και για την επεξεργασία τους χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Matlab.



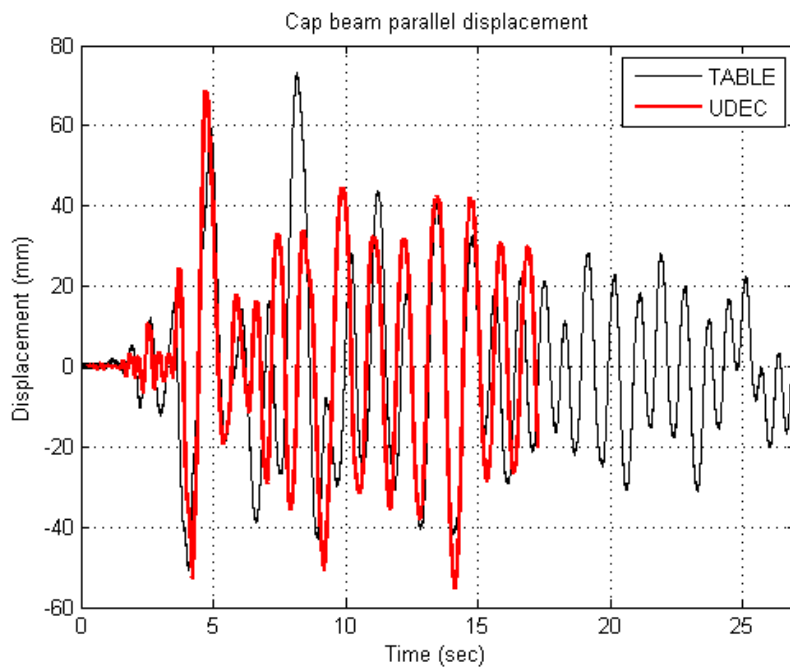
Σχήμα 3.3.2 Προσομοίωμα επιπέδου πλαισίου στο Udec για φόρτιση κάθετη στο επίπεδό του.

Αποτελέσματα αναλύσεων:

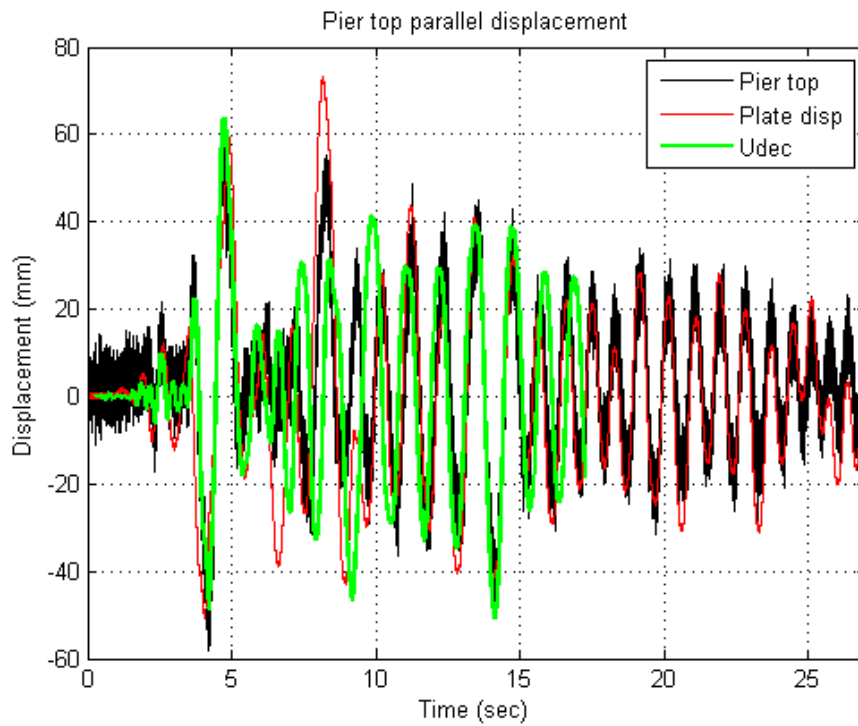
Καταγραφή Λευκάδα /Σταθμός #1/2003/ PGA=0.34g - Ένταση 80%



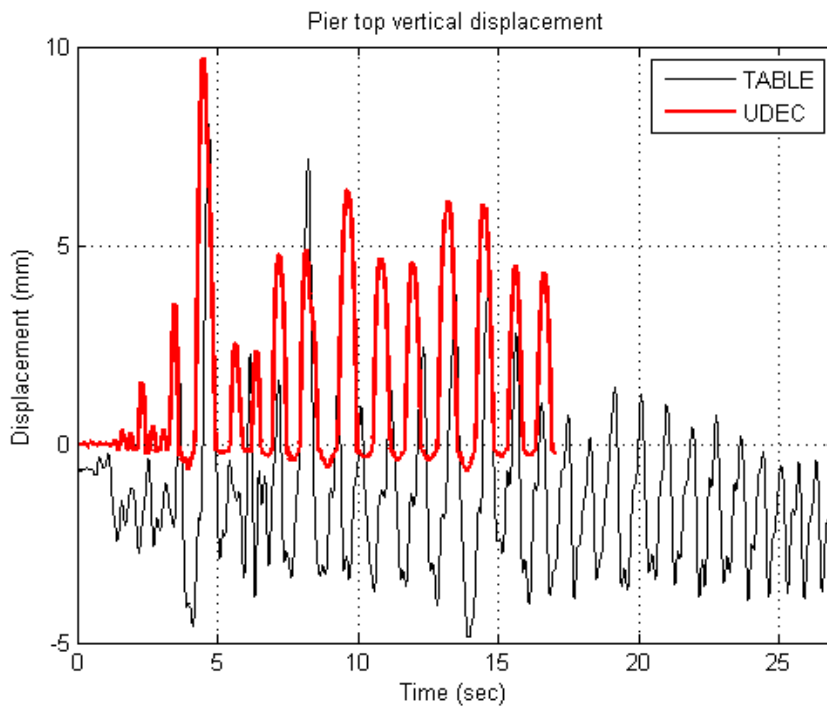
Σχήμα 3.3.3. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



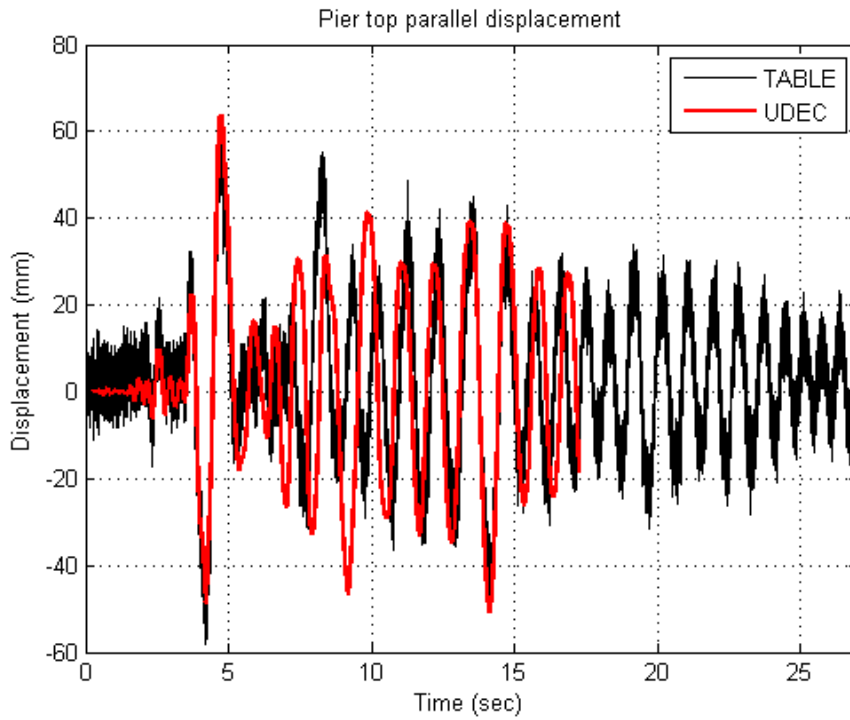
Σχήμα 3.3.4. Παράλληλη μετακίνηση δοκού.



Σχήμα 3.3.5. Συγκριτική παράλληλη μετακίνηση κορυφής βάθρου.

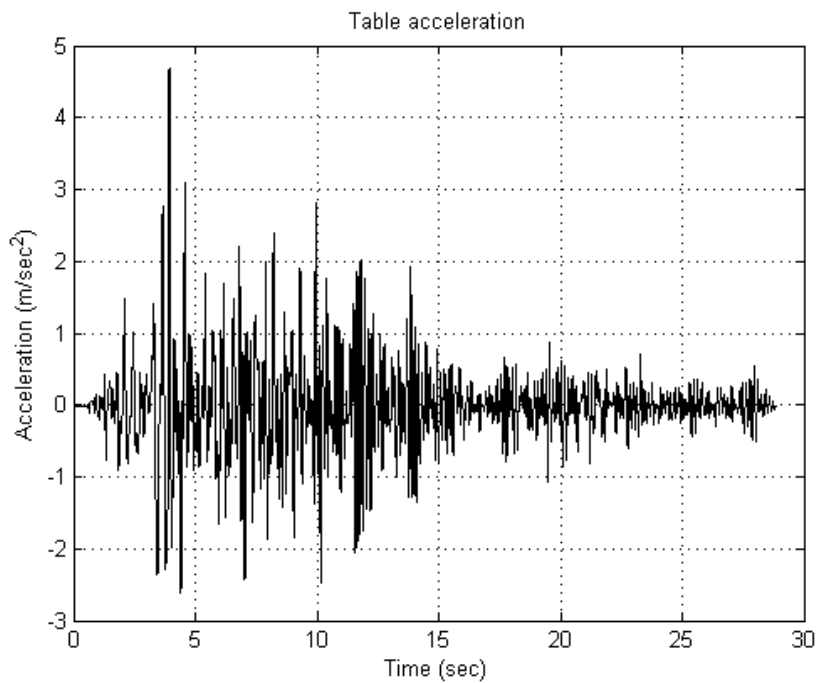


Σχήμα 3.3.6. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής βάθρου.

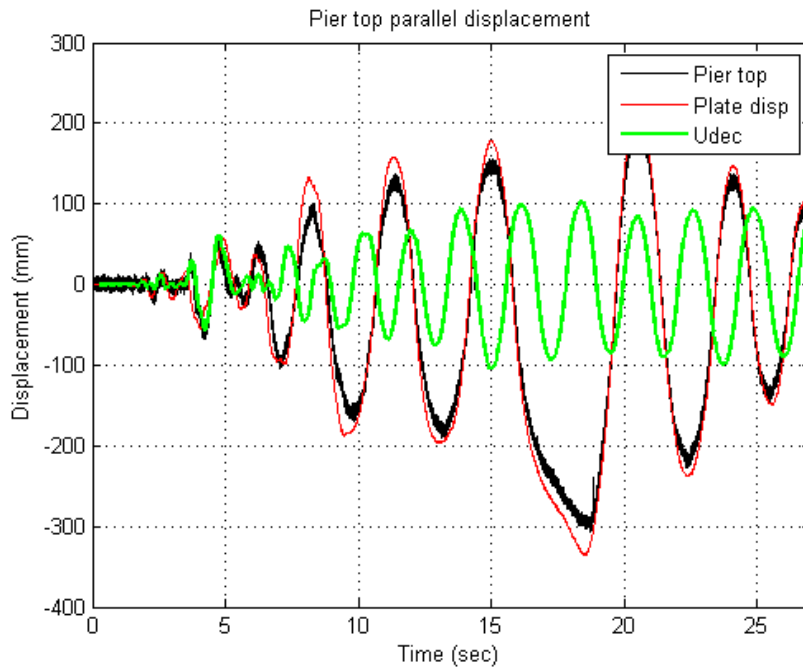


Σχήμα 3.3.7. Παράλληλη μετακίνηση κορυφής βάθρου.

Καταγραφή Λευκάδα /Σταθμός #1/2003/ PGA=0.34g - Ένταση 100%

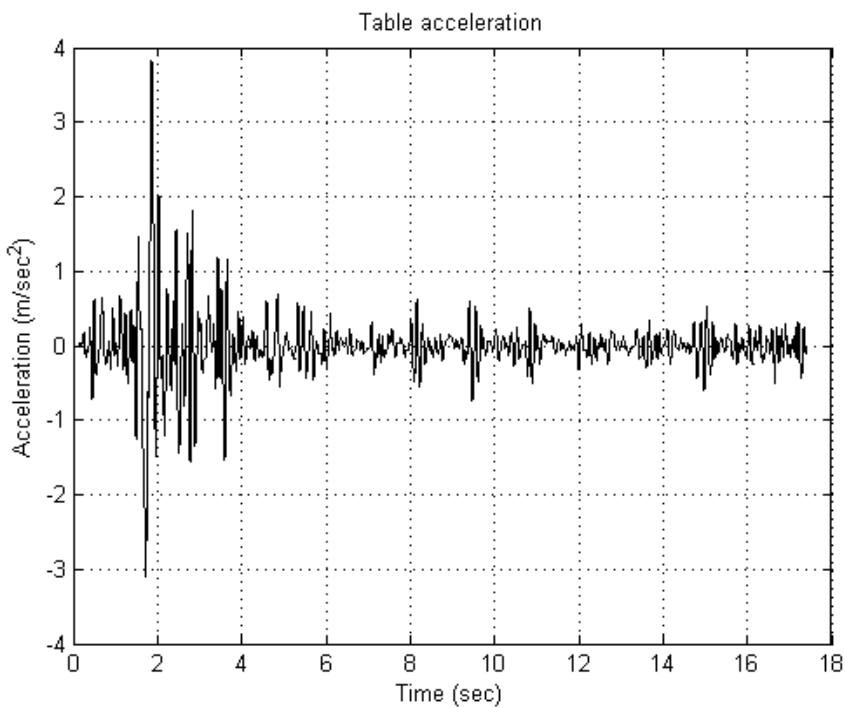


Σχήμα 3.3.8. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.

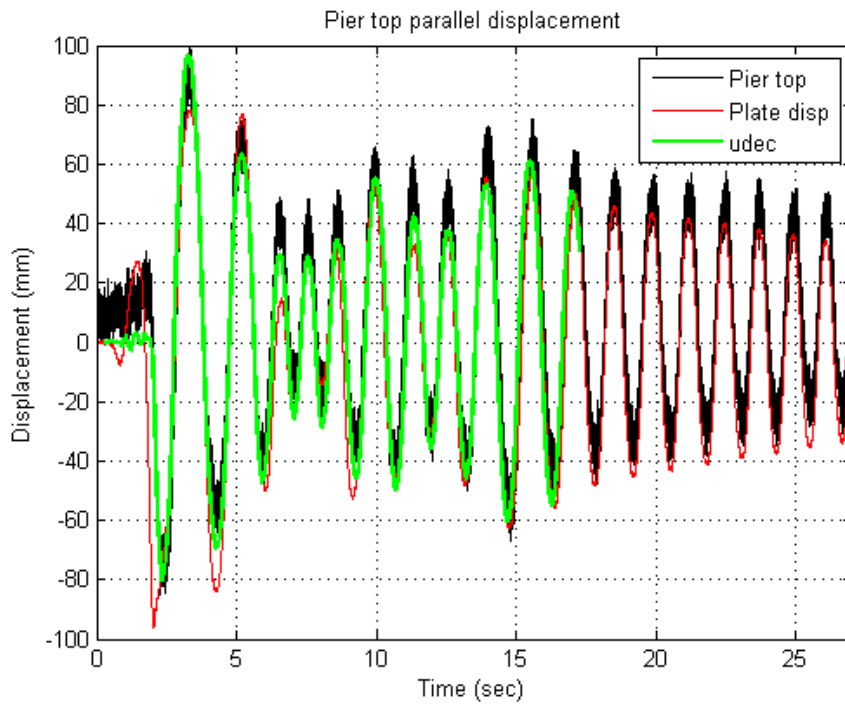


Σχήμα 3.3.9. Συγκριτική παράλληλη μετακίνηση δοκού.

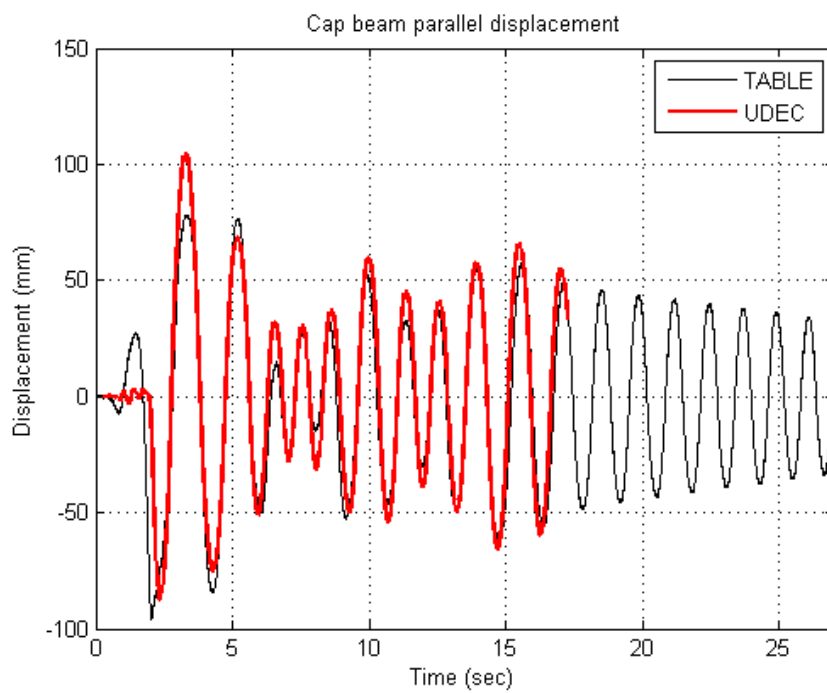
Καταγραφή /Αίγιο/ ΟΤΕ /FP PGA 0.5g - Ένταση 80%



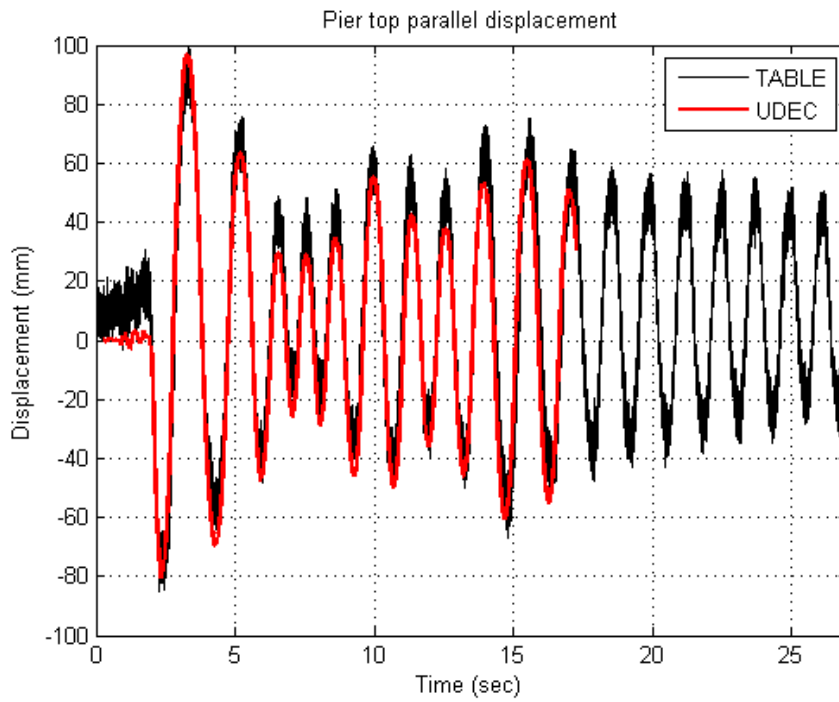
Σχήμα 3.3.10. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



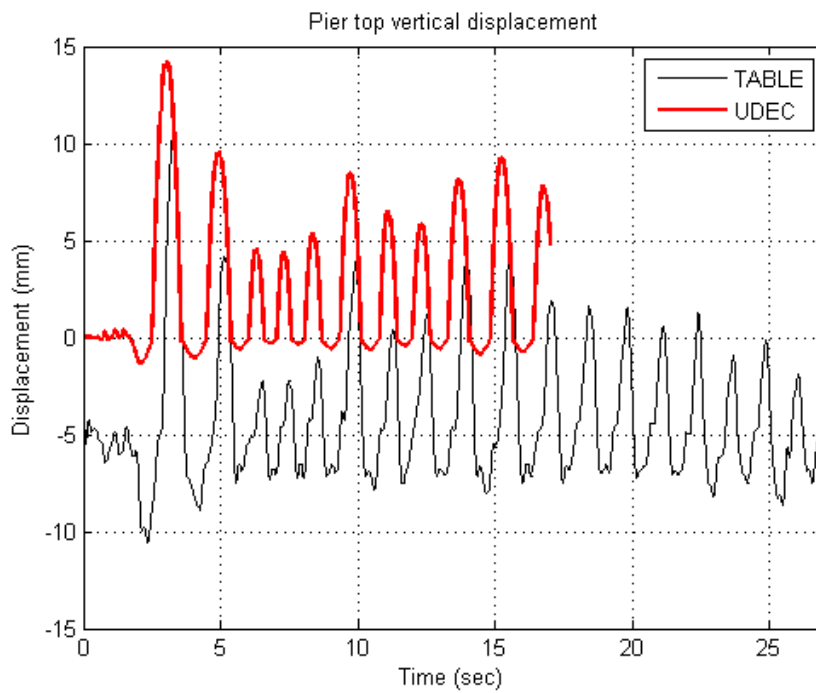
Σχήμα 3.3.11. Συγκριτική παράλληλη μετακίνηση δοκού



Σχήμα 3.3.12. Παράλληλη μετακίνηση δοκού

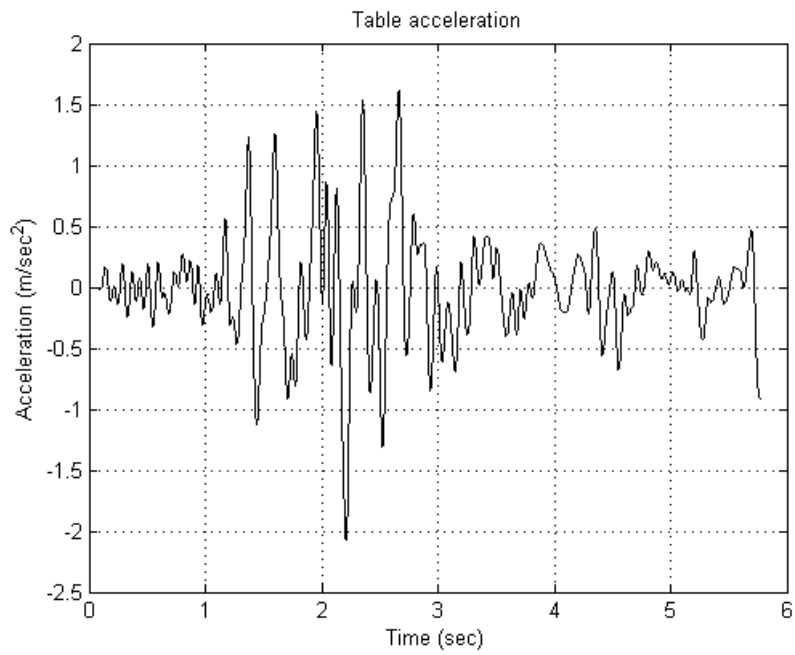


Σχήμα 3.3.13. Παράλληλη μετακίνηση κορυφής βάθρου.

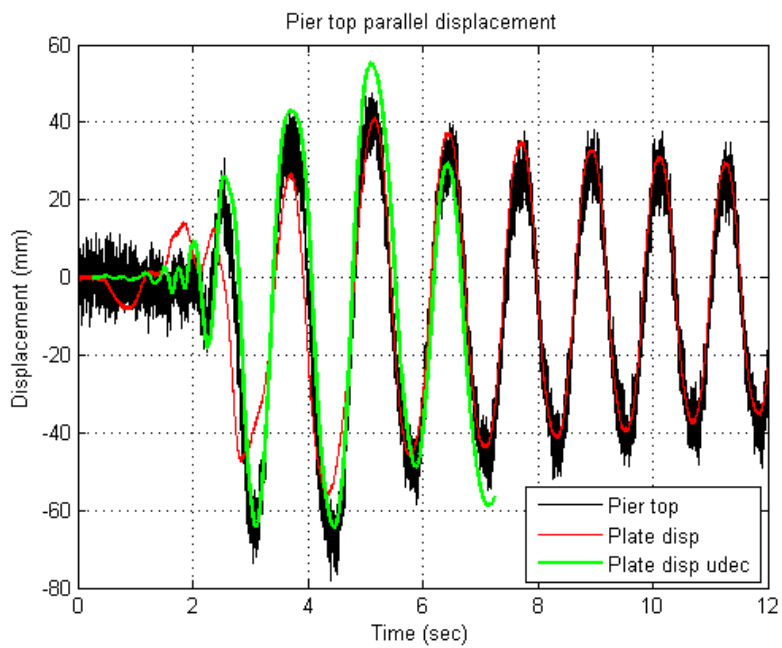


Σχήμα 3.3.14. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής βάθρου.

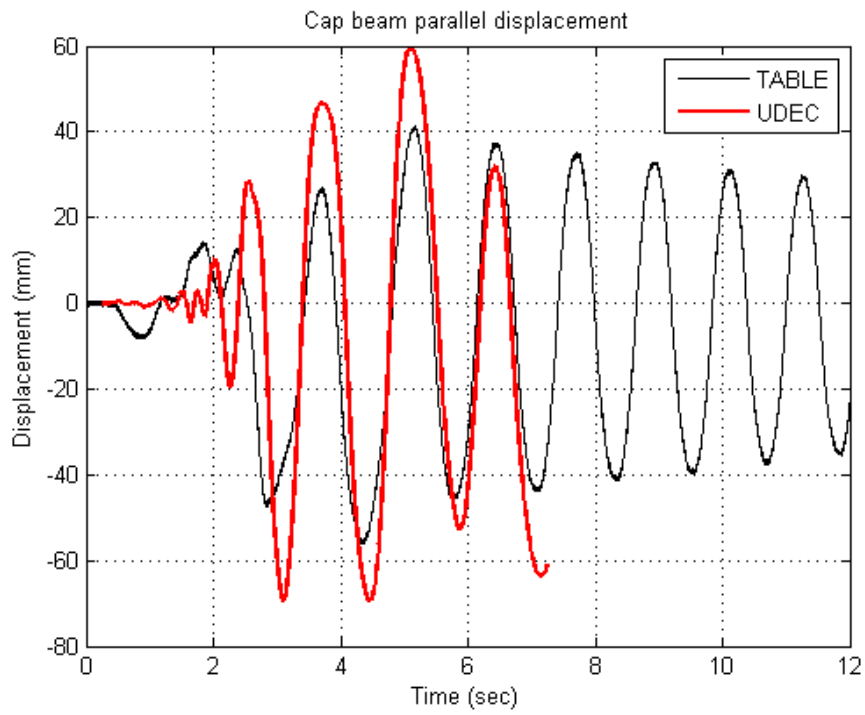
Καταγραφή Καλαμάτα 1986 /Κτίριο Νομαρχίας /NS PGA=0.27g - Ένταση 80%



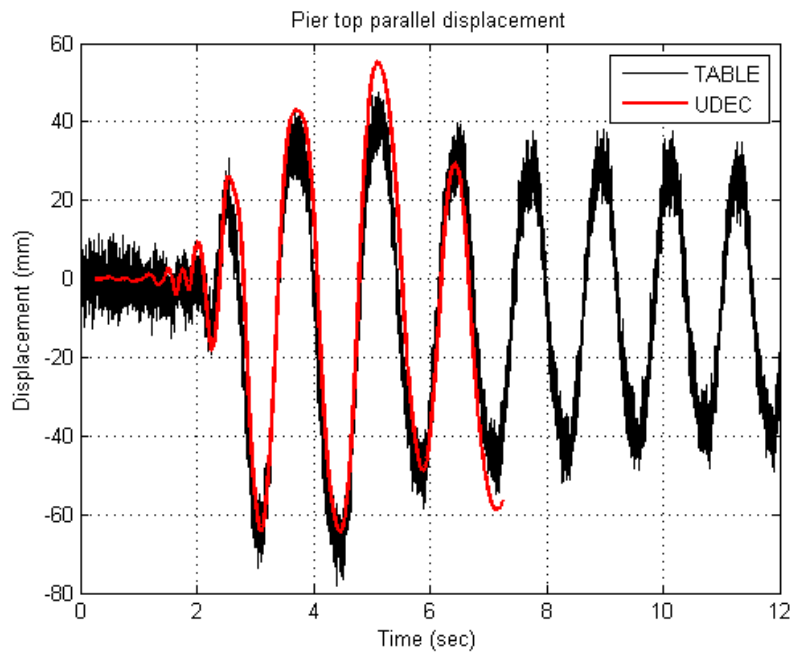
Σχήμα 3.3.15. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



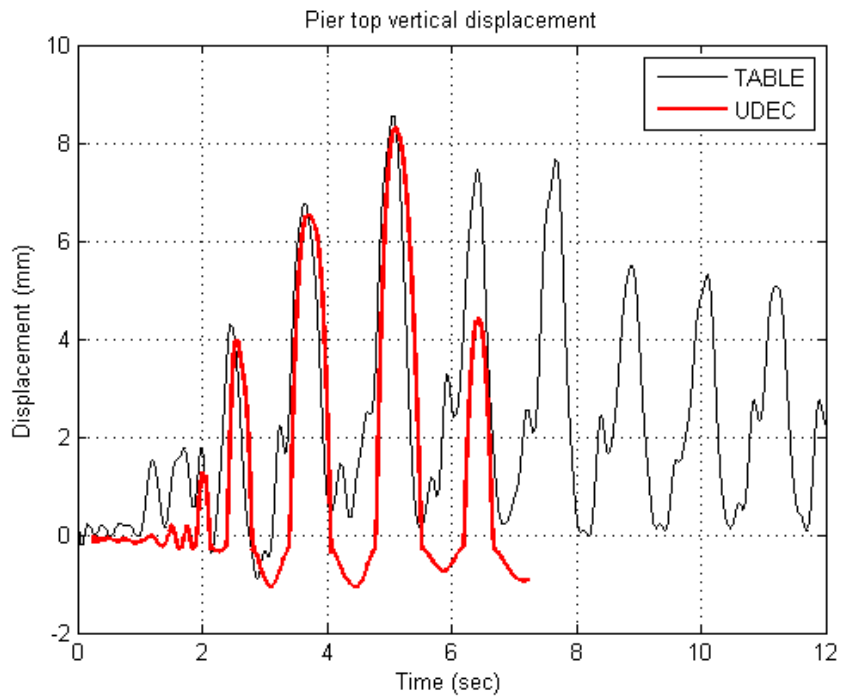
Σχήμα 3.3.16. Συγκριτική παράλληλη μετακίνηση βάρου.



Σχήμα 3.3.17. Παράλληλη μετακίνηση δοκού.

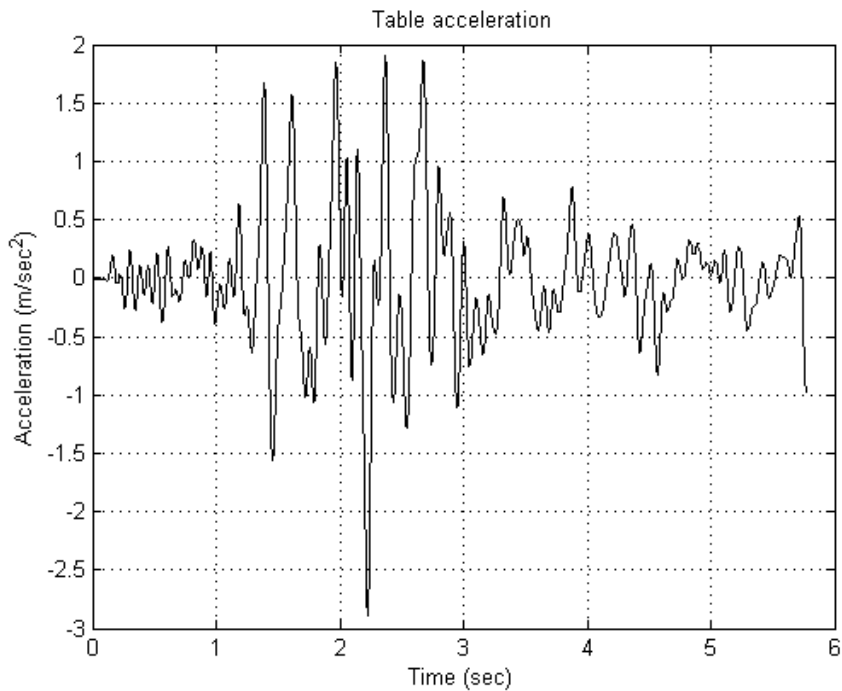


Σχήμα 3.3.18. Παράλληλη μετακίνηση βάθρου

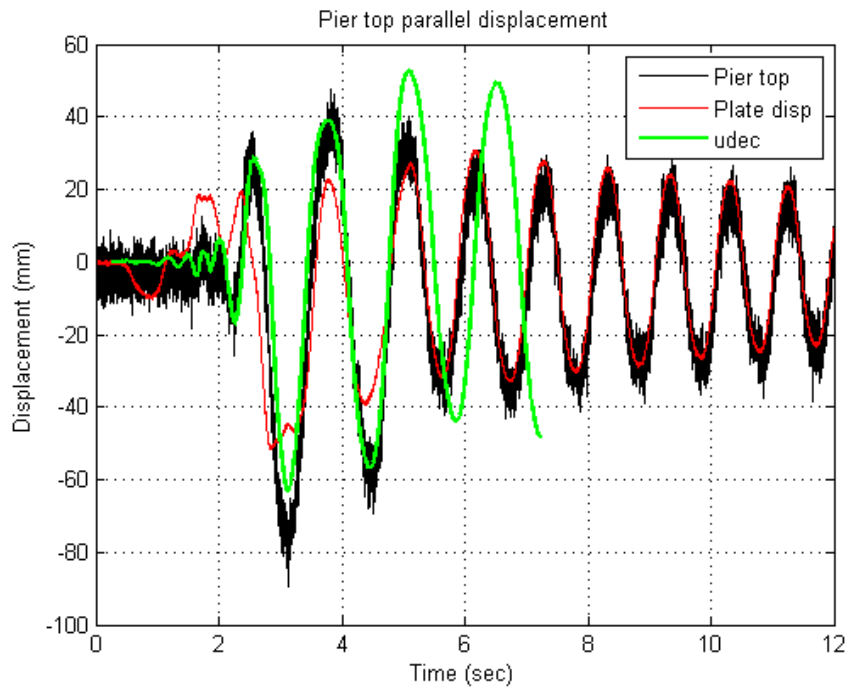


Σχήμα 3.3.19. Κατακόρυφη μετακίνηση βάθρου

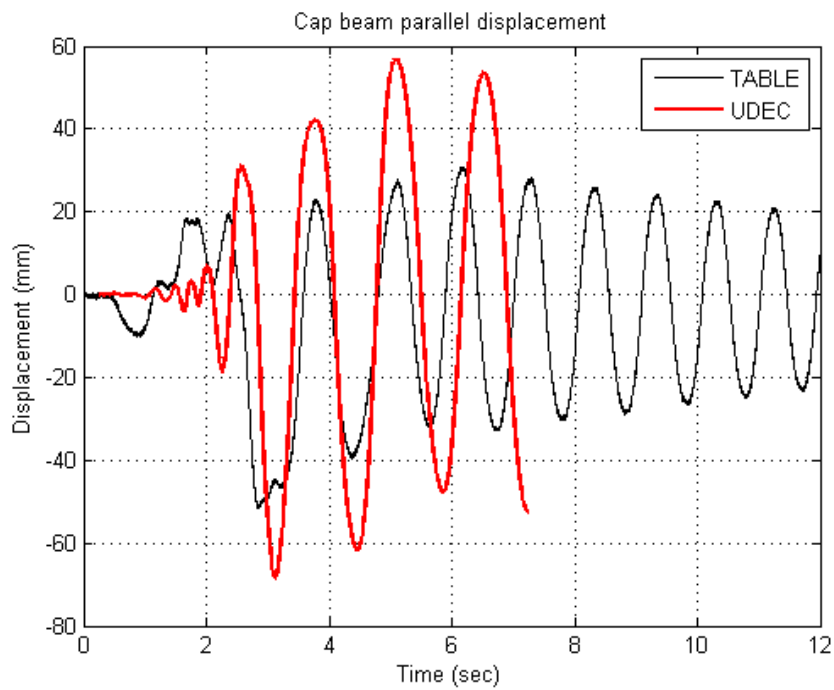
Καταγραφή Καλαμάτα 1986 /Κτίριο Νομαρχίας /NS PGA=0.27g - Ένταση 100%



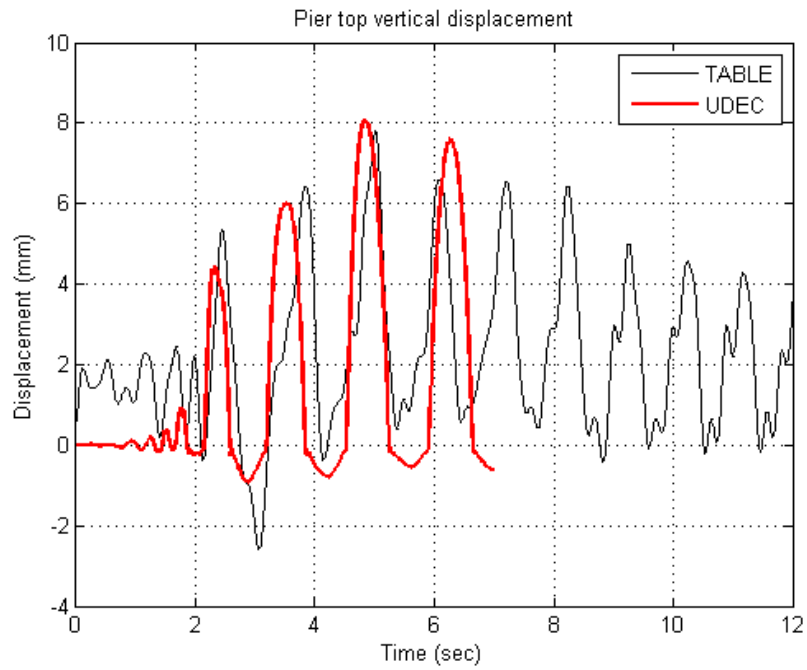
Σχήμα 3.3.20. Καταγραφή επιτάχυνσης σεισμικής τράπεζας.



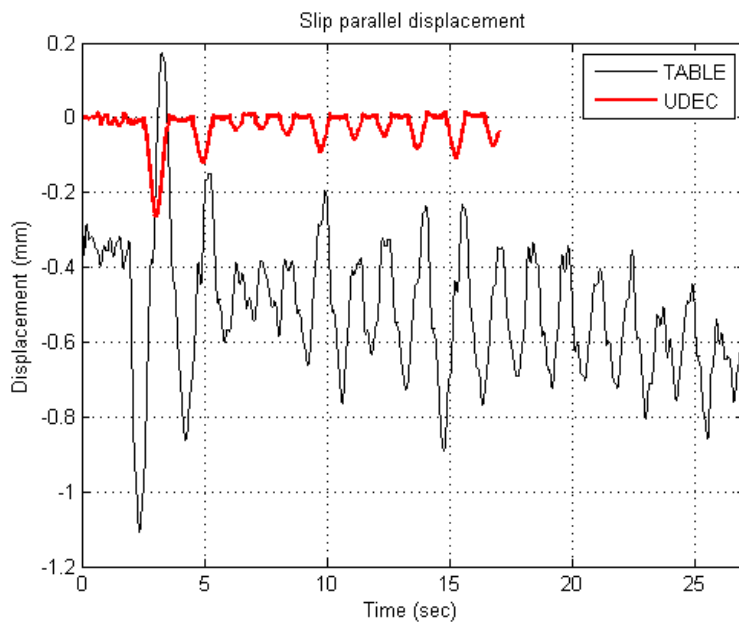
Σχήμα 3.3.21. Συγκριτική παράλληλη μετακίνηση βάθρου.



Σχήμα 3.3.22. Παράλληλη μετακίνηση δοκού



Σχήμα 3.3.23. Κατακόρυφη μετακίνηση κορυφής βάθρου



Σχήμα 3.3.24. Σύγκριση ολίσθησης μεταξύ πειράματος και προσομοιώματος Udec για την καταγραφή Αίγιο 80%.

Συμπεράσματα

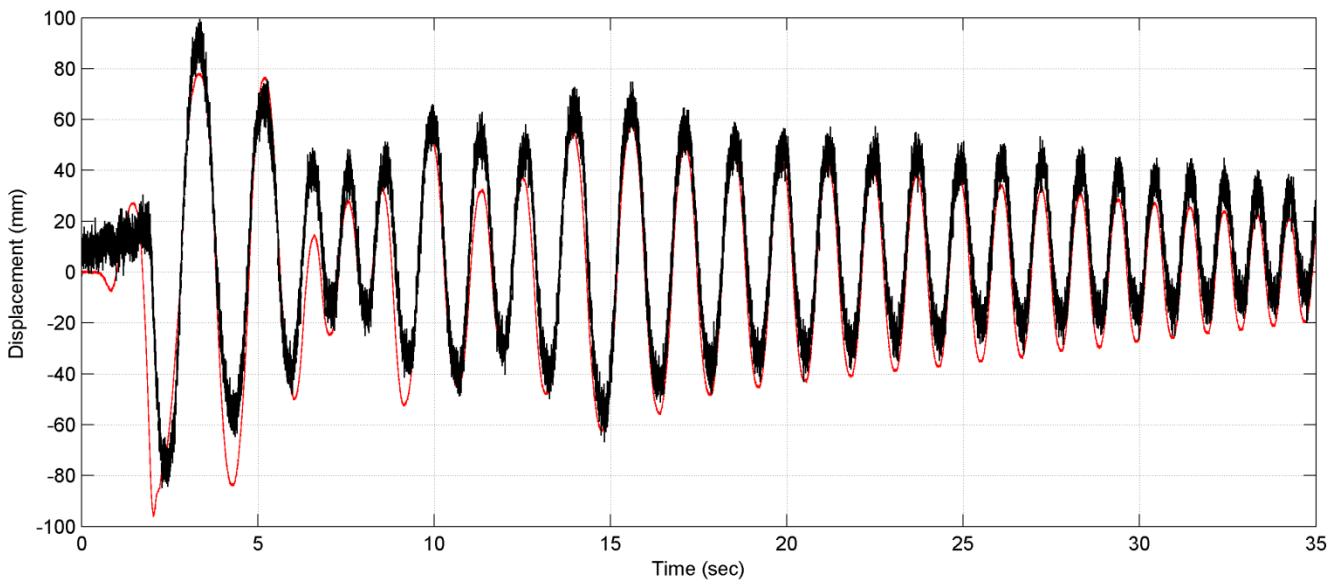
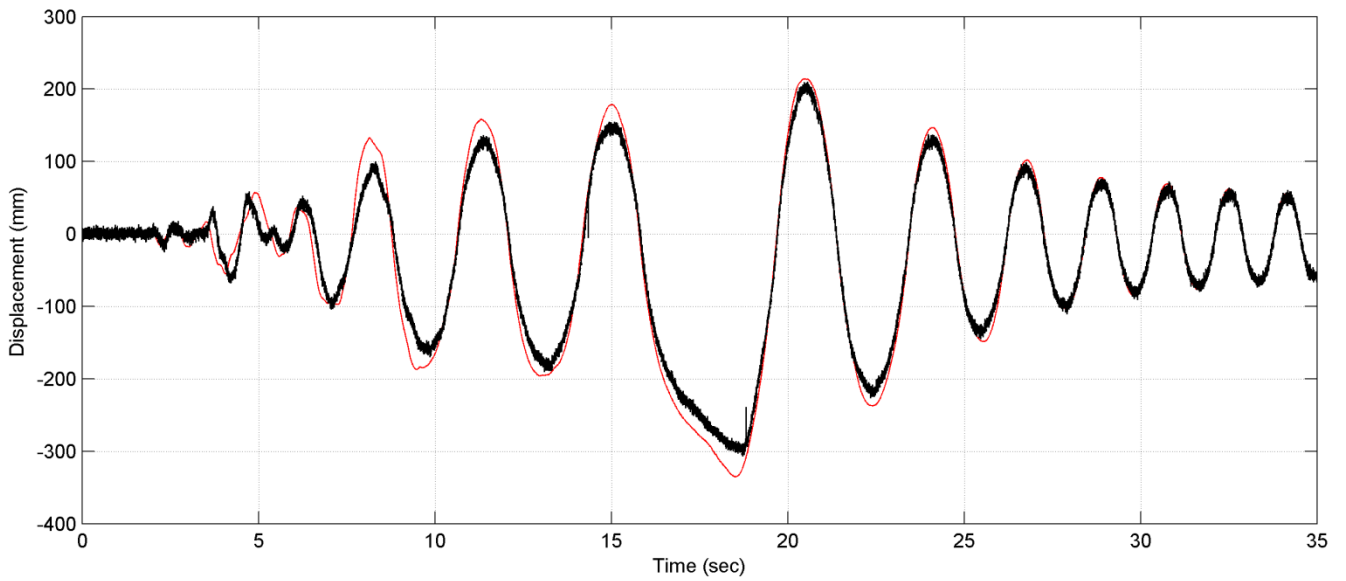
Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι η απόκριση του προσομοιώματος στο UDEC είναι πολύ ρεαλιστική. Τουλάχιστον στις πέντε πρώτες κρούσεις και σε κάποιες περιπτώσεις σε περισσότερες η σύμπτωση των διαγραμμάτων είναι πολύ καλή. Κατά τα πειράματα της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου παρατηρήθηκε εξάλλου ότι δεν υπήρξε περιστροφικός λικνισμός ενώ όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.3.24, ελάχιστη αν και μεγαλύτερη υπήρξε η ολίσθηση των βάθρων συγκριτικά με τις περιπτώσεις του μεμονωμένου βάθρου (Κεφάλαιο 1) και της εντός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου (Κεφάλαιο 2). Η μοναδική καταγραφή που ξεφεύγει εντελώς από τη σύγκριση υπήρξε αυτό της καταγραφής Lefkada 100% όπου και στο καταγεγραμμένο video παρατηρείται μια εντελώς οριακή ισορροπία.

Τέλος, σημειώνεται ότι δεν επήλθε διαφορά φάσης μεταξύ των λικνιζόμενων στοιχείων πειράματος και προσομοιώματος, γεγονός που υποδηλώνει τη ευστοχία στην επιλογή των παραμέτρων ελατηρίων και απόσβεσης.

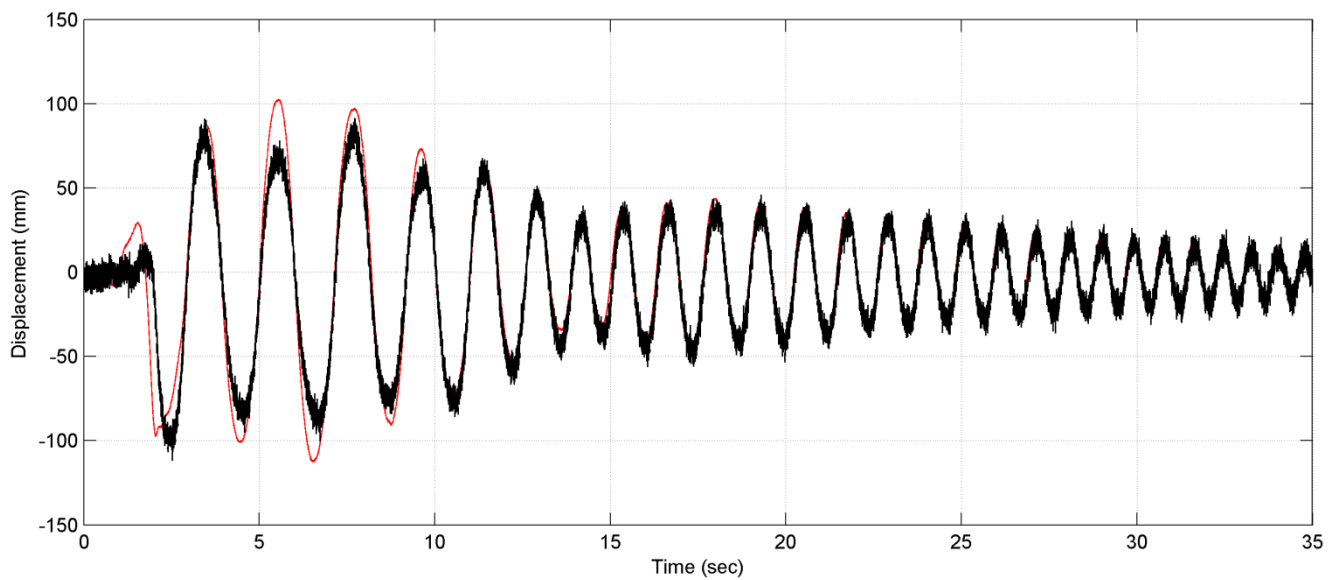
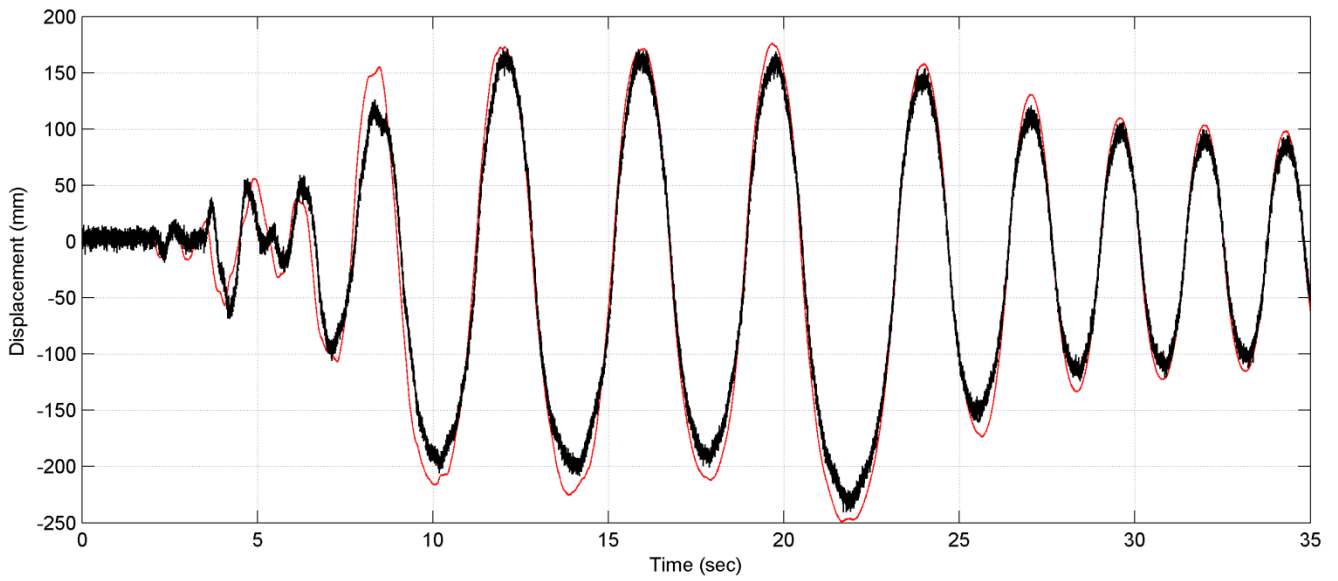
3.4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

Παράλληλα με τις πειραματικές δοκιμές για την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου, εξετάστηκε εάν η καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος είχε κάποια επίδραση στον λικνισμό του συστήματος. Για τον λόγο αυτό, σύστημα τριών αισθητήρων μετακίνησης κατέγραφε τόσο τη χωρική κίνηση της κορυφής του βάθρου, όσο και την κίνηση της πλάκας καταστρώματος. Δεδομένου ότι ο λικνισμός του πλαισίου περιορίστηκε αυστηρά στη διεύθυνση x (παράλληλα στην κίνηση της σεισμικής τράπεζας), τα Σχήματα 3.4.1-3.4.3 συγκρίνουν για τις δύο μεγαλύτερες καταγραφές (Λευκάδα 2003-100% και Αίγιο 1995-80%) τη χρονοϊστορία μετακίνησης κορυφής βάθρου και καταστρώματος κατά την διεύθυνση x , χωρίς ή με την παρουσία κατακόρυφων καλωδίων προέντασης. Η μετακίνηση κορυφής βάθρου παρουσιάζεται με τη μαύρη γραμμή, ενώ η μετακίνηση της πλάκας του καταστρώματος παρουσιάζεται με τη κόκκινη γραμμή.

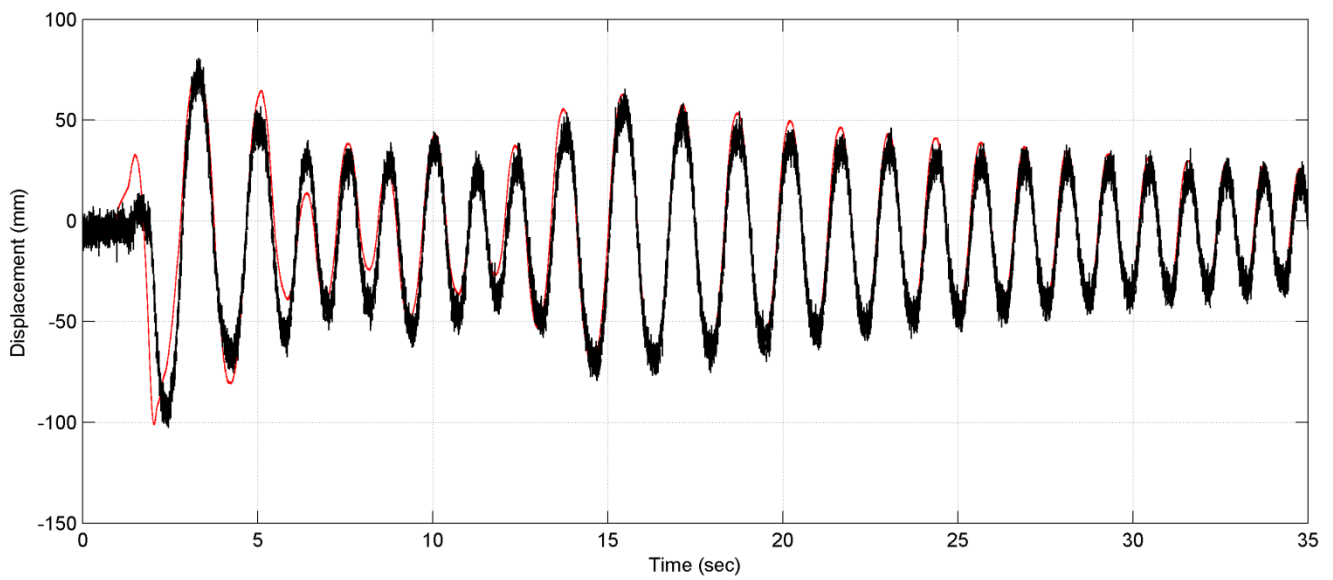
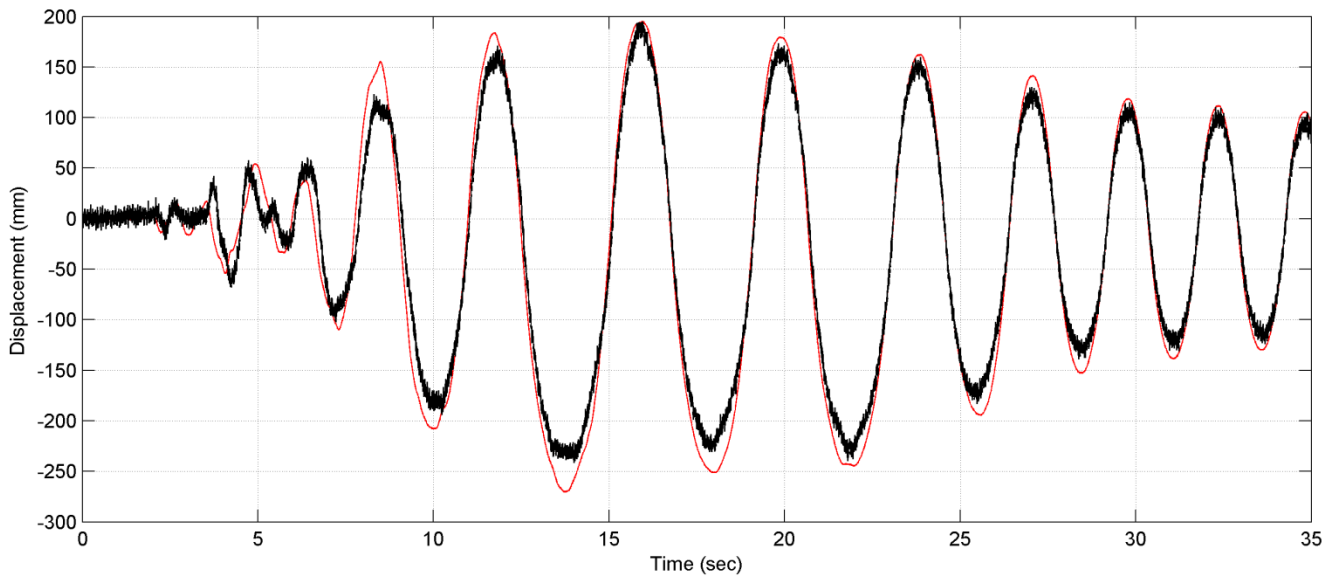
Τα διαγράμματα των Σχημάτων 3.4.1-3.4.3 επιβεβαιώνουν την εικόνα του παρατηρητή κατά τη διάρκεια των πειραμάτων. Τα βάθρα μαζί με το κατάστρωμα λικνίστηκαν σαν ένα σώμα, χωρίς η πλάκα να αποκολλάτε ή να αναπηδά πάνω στις διεπιφάνειες. Ο μηχανισμός λικνισμού περιορίστηκε στους πόλους περιστροφής στη βάση των βάθρων. Το κατάστρωμα λειτούργησε σαν άκαμπτη δοκός που η μετακίνησή της (κόκκινη γραμμή) ακολουθούσε αυστηρά την κίνηση της κορυφής του βάθρου (μαύρη γραμμή). Αυτό συνέβη ανεξάρτητα από το εάν η πλάκα ήταν συνδεδεμένη ή όχι με τένοντες κατακόρυφης προέντασης. Η εικόνα στο Σχήμα 3.4.1 όπου δεν υπάρχει κατακόρυφη προένταση είναι αντίστοιχη με αυτήν του Σχήματος 3.4.2 με χαμηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης και με αυτήν του Σχήματος 3.4.3 με την υψηλή στάθμη κατακόρυφης προέντασης. Δηλαδή, και στην περίπτωση χωρίς προένταση (Σχήμα 3.4.1) η πλάκα λειτούργησε σαν να ήταν αγκυρωμένη επάνω στα βάθρα, αν και ήταν ελεύθερα εδραζόμενη. Το σύστημα επομένως είναι ισοδύναμο στο επίπεδο με ένα βάθρο ίδιου μεγέθους με μία συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του που είναι το ήμισυ της μάζας του καταστρώματος. Με άλλα λόγια η πλάκα λειτούργησε σαν άκαμπτη δοκός επηρεάζοντας την απόκριση μόνο λόγω της πρόσθετης μάζας της και όχι λόγω της ταλάντωσής της.



Σχήμα 3.4.1. Σύγκριση της οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου (μαύρη γραμμή) και καταστρώματος (κόκκινη γραμμή) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Επάνω: σεισμός Λευκάδας 2003 (100%). Κάτω: σεισμός Αγίου 1995 (80%). Στο βάρου δεν έχει εφαρμοστεί προένταση.



Σχήμα 3.4.2. Σύγκριση της οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου (μαύρη γραμμή) και καταστρώματος (κόκκινη γραμμή) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Επάνω: σεισμός Λευκάδας 2003 (100%). Κάτω: σεισμός Αιγίου 1995 (80%). Στο βάρου έχει εφαρμοστεί η χαμηλή στάθμη προέντασης $\frac{EA}{m_c g} = 50$.



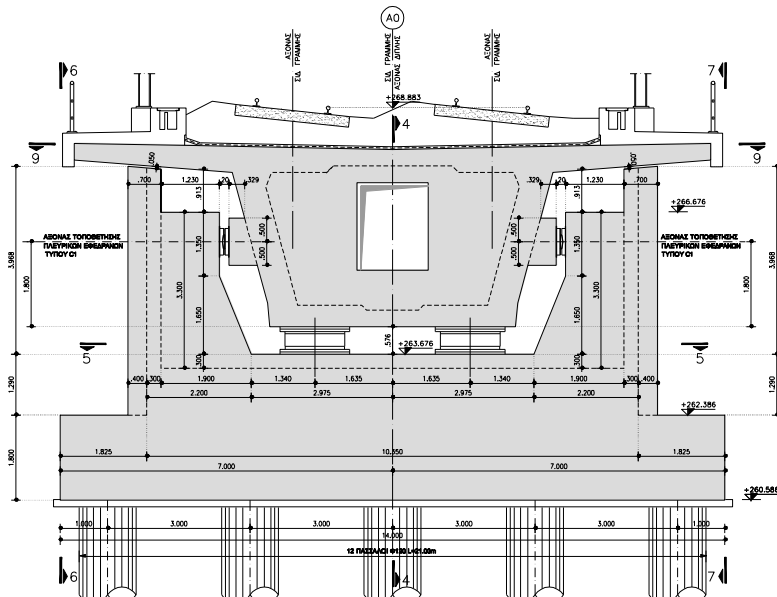
Σχήμα 3.4.3. Σύγκριση της οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρου (μαύρη γραμμή) και καταστρώματος (κόκκινη γραμμή) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για την εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Επάνω: σεισμός Λευκάδας 2003 (100%). Κάτω: σεισμός Αιγίου 1995 (80%). Στο βάρου έχει εφαρμοστεί η υψηλή στάθμη προέντασης $\frac{EA}{m_c g} = 150$.

3.5. ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΚΑΜΨΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ Ή ΧΩΡΙΣ ΔΕΣΜΕΥΣΗ ΣΤΑ ΑΚΡΑ

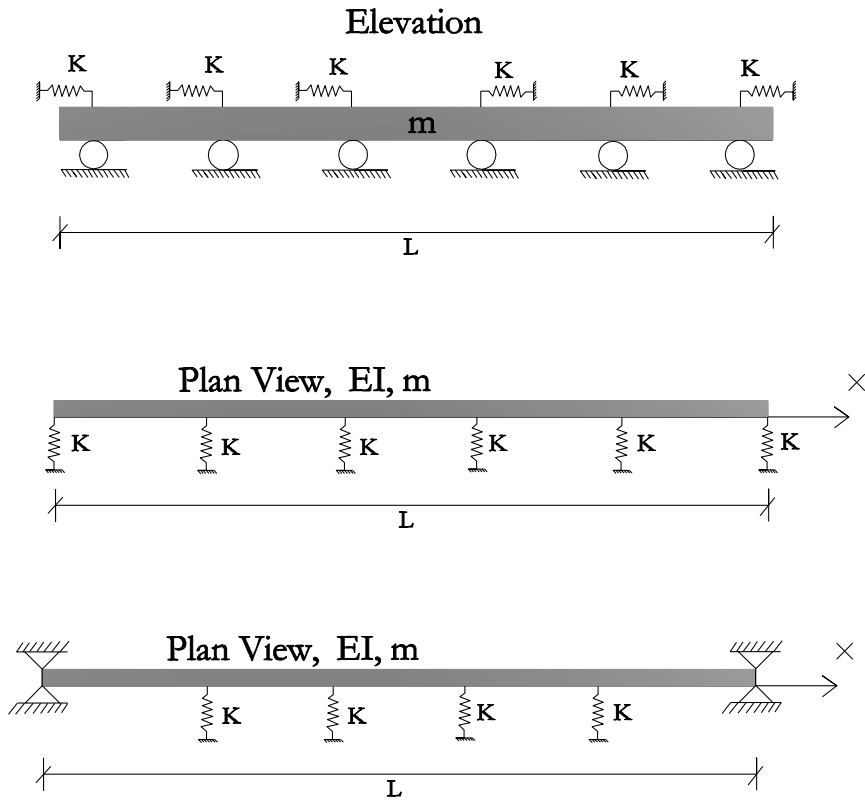
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται αναλυτικές σχέσεις για την προσομοίωση της καμπτικής συμπεριφοράς καταστρώματων γεφυρών κατά την εκτός επιπέδου (εγκάρσια) διεύθυνση της γέφυρας, με το κατάστρωμα να εδράζεται ελεύθερα ή να είναι δεσμευμένο στα ακρόβαθρα. Το κατάστρωμα μίας γέφυρας μπορεί να είναι σεισμικά μονωμένο είτε με κλασικά συστήματα σεισμικής μόνωσης στην κορυφή των βάθρων (π.χ. ελαστομεταλλικά εφέδρανα, σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης) είτε μέσω λικνισμού των βάθρων. Στην ενότητα αυτή, η πλευρική δυσκαμψία του συστήματος βάθρου-εφεδράνου ή του λικνιζόμενου βάθρου προσομοιώνεται απλοποιητικά με ένα γραμμικό ελατήριο μίας ισοδύναμης δυσκαμψίας. Ενώ μία τέτοια πρακτικά είναι συνήθης για τον σχεδιασμό γεφυρών με κλασικά συστήματα σεισμικής μόνωσης, σημειώνεται πως και η μη-γραμμική συμπεριφορά του λικνισμού προσομοιώνεται εδώ και αρκετά χρόνια σαν ένα γραμμικό SDOF σύστημα με μία ισοδύναμη θετική δυσκαμψία που θα είχε σαν αποτέλεσμα τις ίδιες μέγιστες τιμές της απόκρισης (Priestly et al. 1978, Doherty et al. 2002, Lagomarsino 2015 και αναφορές μέσα σε αυτές τις εργασίες).

Οι πιο συνηθισμένοι τύποι σεισμικά μονωμένων γεφυρών είναι οι σιδηροδρομικές γέφυρες και οι γέφυρες αυτοκινητοδρόμων. Οι γέφυρες υψηλής κυκλοφορίας/αυτοκινητοδρόμων έχουν διατμητικά κλειδιά στα ακρόβαθρα αφήνοντας ένα κενό μεταξύ του καταστρώματος και των κλειδιών (5.0 με 8.0cm) έτσι ώστε κάτω από μικρές περιβαλλοντικές ταλαντώσεις τα άκρα του καταστρώματος να συμπεριφέρονται σαν να είναι ελεύθερα. Από την άλλη, οι σιδηροδρομικές γέφυρες έχουν εγκάρσιους περιορισμούς στα ακρόβαθρα του καταστρώματος, όπως φαίνεται στην διατομή του καταστρώματος του Σχήματος 3.5.1, για να αποφευχθούν τυχόν διαφορικές μετατοπίσεις των ραγών κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Δοθέντος του γεγονότος ότι το μονωμένο κατάστρωμα είναι ελεύθερο να κινηθεί και κατά την διαμήκη αλλά και κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η μηχανική προσομοίωση των δύο τύπων γεφυρών παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.5.2. Στα πλαίσια μιας ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης η δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης στην κορυφή του πυλώνα κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση εκφράζεται με ένα ελατήριο δυσκαμψίας K . Καθώς το $K \rightarrow \infty$ στα ακρόβαθρα, το κατάστρωμα με τα ελεύθερα άκρα (Σχήμα 3.5.2 κέντρο) τείνει στην περίπτωση του καταστρώματος με εγκάρσιες δεσμεύσεις στα ακρόβαθρα (Σχήμα 3.5.2 κάτω).

Στο Σχήμα 3.5.2 απεικονίζεται η μηχανική εξιδανίκευση μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας όπου είναι πλήρως μονωμένη στην διαμήκη διεύθυνση (άνω) ενώ στην εγκάρσια διεύθυνση είναι είτε πλήρως μονωμένη (κέντρο) είτε έχει περιορισμούς στα ακρόβαθρα (κάτω). Για να κατανοηθεί η δυναμική συμπεριφορά της μηχανικής διάταξης του Σχήματος 3.5.2 εξετάζονται αναλυτικά δύο περιπτώσεις που σηματοδοτούν τις οριακές καταστάσεις της δυναμικής συμπεριφοράς των γεφυρών –μιας δοκού η οποία (α) εδράζεται σε άπειρα συνεχή κατανεμημένα ελατήρια κατά το μήκος της (beam on Winkler foundation) όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.3 ή (β) εδράζεται σε διακριτά ελατήρια μόνο στα άκρα και το μέσον της (δοκός δύο ανοιγμάτων) όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.4.



Σχήμα 3.5.1. Τομή του καταστώματος με εγκάρσιους περιορισμούς στη θέση του ακροβάθρου.



Σχήμα 3.5.2. Μηχανική προσομοίωση καταστώματος το οποίο είναι πλήρως μονωμένο στην διαμήκη διεύθυνση (άνω), πλήρως μονωμένο στην εγκάρσια διεύθυνση (κέντρο) και με εγκάρσιους περιορισμούς στα ακρόβαθρα (κάτω).

3.5.1 ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΚΑΙ ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΙΔΙΟΤΙΜΕΣ ΔΟΚΟΥ ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΗΣ ΣΕ ΣΥΝΕΧΗ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΕΛΑΤΗΡΙΑ

Δοκός με ελεύθερα άκρα

Για μια δοκό εδραζόμενη σε συνεχείς κατανεμημένες ελαστικές στηρίξεις με δυσκαμψία $k [F]/[L]^2$ και κατανεμημένη μάζα, $m [M]/[L]$ με ελεύθερα άκρα όπως στο Σχήμα 3.5.3 (άνω) και υποθέτοντας ότι η ατένεια της δοκού είναι πολύ μεγάλη συγκριτικά με την καμπτική της δυσκαμψία, η πρώτη διαμήκης ιδιοτιμή είναι η συχνότητα μόνωσης κατά την διαμήκη διεύθυνση,

$$\omega_{L1} = \omega_{IL} = \sqrt{\frac{kL}{mL}} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.5.1)$$

Σε ελεύθερες ταλαντώσεις, η εξίσωση της δοκού κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι (Timoshenko et al. 1974, μεταξύ άλλων)

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + (k - m\omega^2)w(x) = 0 \quad (3.5.2)$$

Περίπτωση 0: $k - m\omega^2 = 0$

Σε αυτή την παράγραφο εξετάζεται αν η δοκός με τις συνεχείς κατανεμημένες ελαστικές στηρίξεις έχει ιδιοπερίοδο κατά την εγκάρσια διεύθυνση ίση με την ιδιοπερίοδο κατά την διαμήκη διεύθυνση, $\omega = \omega_{IT} = \omega_{IL} = \sqrt{k/m}$. Σε αυτή την περίπτωση, $k = m\omega^2$, και η Εξίσωση (3.5.2) εκφυλίζεται σε:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = 0 \quad (3.5.3)$$

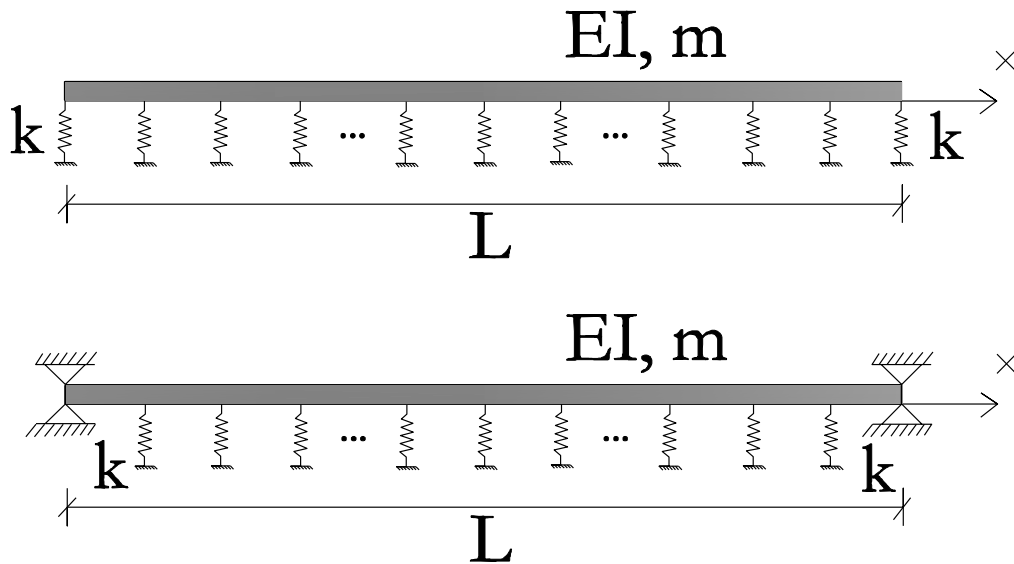
Η λύση της Εξίσωσης (3.5.3) είναι:

$$w(x) = Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \quad (3.5.4)$$

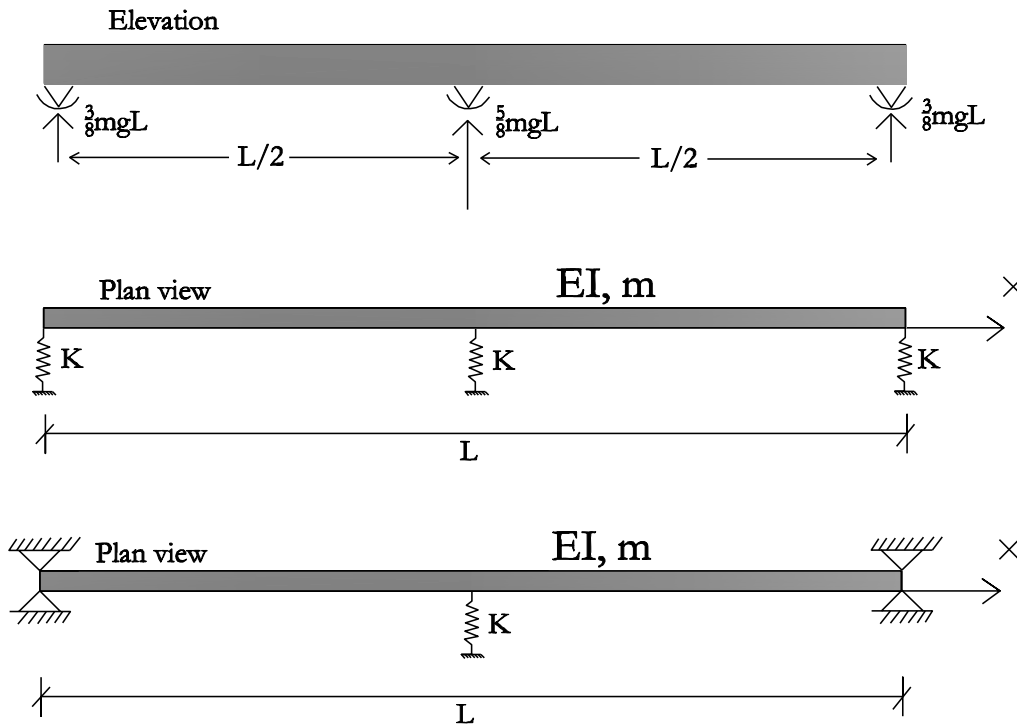
Οι συνοριακές συνθήκες της διάταξης του Σχήματος 3.5.3 (άνω) για εγκάρσιες ταλαντώσεις είναι μηδενικές ροπές ($d^2 w(0)/dx^2 = d^2 w(L)/dx^2 = 0$) και μηδενικές τέμνουσες δυνάμεις ($d^3 w(0)/dx^3 = d^3 w(L)/dx^3 = 0$) στα άκρα. Η δεύτερη παράγωγος της συνάρτησης στην εξ. (3.5.4) είναι

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = 6Ax + 2B \quad (3.5.5)$$

και η συνθήκη $d^2 w(0)/dx^2 = 0$ καταλήγει στο $B = 0$. Επιπλέον, επιβάλλοντας $d^2 w(L)/dx^2 = 0$, τότε $A = 0$. Η τιμή $A = 0$ ικανοποιεί και τις συνοριακές συνθήκες για μηδενικές τέμνουσες δυνάμεις στα ακρόβαθρα. Άρα για την περίπτωση όπου $k = m\omega^2$, η ελαστική γραμμή της εδρασμένης δοκού σε συνεχή κατανεμημένα ελατήρια είναι $w(x) = Cx + D$, η οποία περιγράφει μία ευθεία γραμμή χωρίς να περιλαμβάνει κάμψη στην δοκό.



Σχήμα 3.5.3. Κάτοψη μιας δοκού εδρασμένης σε συνεχή κατανομημένα ελατήρια κατά μήκος της (Winkler foundation), (α) όταν είναι πλήρως μονωμένη (άνω); (β) όταν έχει εγκάρσιους περιορισμούς στα άκρα (κάτω).



Σχήμα 3.5.4. Όψη δοκού δύο ανοιγμάτων η οποία είναι πλήρως μονωμένη κατά την διαμήκη διεύθυνση (άνω), κάτοψη πλήρως μονωμένης δοκού δύο ανοιγμάτων κατά την εγκάρσια διεύθυνση (κέντρο) και κάτοψη μονωμένης δοκού δύο ανοιγμάτων με εγκάρσιους περιορισμούς στα άκρα (κάτω).

Επομένως, όταν $\omega_{T1} = \omega = \sqrt{k/m}$, η μόνη εγκάρσια κίνηση που μπορεί να κάνει η μονωμένη δοκός είναι κίνηση στερεού σώματος (μετατόπιση και στροφή) με ιδιοσυχνότητα ίση με την ιδιοσυχνότητα κατά την διαμήκη διεύθυνση, $\omega_{TL} = \sqrt{k/m}$.

Περίπτωση 1: $k - m\omega^2 > 0$

Για $k - m\omega^2 > 0$ η λύση της Εξίσωσης (3.5.3) είναι γνωστή από την βιβλιογραφία ως

(Timoshenko et al. 1974, Ugral and Fenster 1995 μεταξύ άλλων),

$$w(x) = e^{\lambda x} (A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad (3.5.6)$$

όπου

$$\lambda^4 = \frac{k - m\omega^2}{4EI} > 0 \quad (3.5.7)$$

Επιβάλλοντας τις παραπάνω συνοριακές συνθήκες για κάμψη της δοκού κατά την εγκάρσια διεύθυνση, $d^2w(0)/dx^2 = d^3w(0)/dx^3 = d^2w(L)/dx^2 = d^3w(L)/dx^3 = 0$, οι ιδιοτιμές προκύπτουν από την λύση του ομογενούς συστήματος:

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & -1 \\ -1 & 1 & 1 & 1 \\ -e^{\lambda L} \sin \lambda L & e^{\lambda L} \cos \lambda L & e^{-\lambda L} \sin \lambda L & -e^{-\lambda L} \cos \lambda L \\ -e^{\lambda L} (\sin \lambda L + \cos \lambda L) & e^{\lambda L} (\cos \lambda L - \sin \lambda L) & e^{-\lambda L} (\cos \lambda L - \sin \lambda L) & e^{-\lambda L} (\cos \lambda L + \sin \lambda L) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.5.8)$$

Η χαρακτηριστική εξίσωση που προκύπτει είναι:

$$\cosh(2\lambda L) = 2 - \cos(2\lambda L) \quad (3.5.9)$$

Η εξ. (3.5.9) ικανοποιείται μόνο όταν $\lambda L = 0$ (Σχήμα 3.5.5) το οποίο σημαίνει ότι $\lambda = 0$. Για $\lambda = 0$ η εξ. (3.5.7) δίνει $k - m\omega^2 = 0$ —ένα αποτέλεσμα το οποίο δεν συνάδει με την αρχική υπόθεση, δηλαδή ότι $k - m\omega^2 > 0$. Η παραπάνω ανάλυση δείχνει ότι στο «συχνотικό» διάστημα $k - m\omega^2 > 0$ δεν υπάρχει καμία ιδιοτιμή του συστήματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Συνεπώς, όλες οι ιδιοτιμές του συστήματος ανήκουν στο συχνотικό διάστημα $k - m\omega^2 < 0$.

Περίπτωση 2: $k - m\omega^2 < 0$

Για $k - m\omega^2 < 0$ η λύση της Εξίσωσης (3.5.2) είναι γνωστή από την βιβλιογραφία (Timoshenko et al. 1974, Clough and Penzien 1993) ως,

$$w(x) = A \cos \lambda x + B \sin \lambda x + C \cosh \lambda x + D \sinh \lambda x \quad (3.5.10)$$

όπου τώρα,

$$\lambda^4 = \frac{m\omega^2 - k}{EI} > 0 \quad (3.5.11)$$

Αντιστοίχως, όταν επιβάλλονται οι συνοριακές συνθήκες με μηδενικές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις στα άκρα, οι ιδιοτιμές του συστήματος προκύπτουν από την λύση του ομογενούς συστήματος,

$$\begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ -\sin \lambda L & -\cos \lambda L & \sinh \lambda L & \cosh \lambda L \\ -\cos \lambda L & \sin \lambda L & \cosh \lambda L & \sinh \lambda L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.5.12)$$

Η αντίστοιχη χαρακτηριστική εξίσωση που προκύπτει από την λύση του συστήματος (3.5.12) είναι

$$\cosh \lambda L \cos \lambda L = 1 \quad (3.5.13)$$

και οι λύσεις-ιδιοσυχνότητες,

$$\omega_{Tn} = \sqrt{\frac{k}{m} + \left(n + \frac{1}{2}\right)^4 \pi^4 \frac{EI}{mL^4}}, \quad n \in \{1, 2, \dots\} \quad (3.5.14)$$

Η εξ. (3.5.14) δείχνει ότι η χαμηλότερη εγκάρσια ιδιοσυχνότητα ($n = 1$) της μονωμένης δοκού είναι $\omega_{T1} = \sqrt{k/m + (3\pi/2)^4 EI/mL^4}$, και έτσι θα είναι πάντα μεγαλύτερη από την ιδιοσυχνότητα κατά την διαμήκη διεύθυνση, $\omega_{L1} = \sqrt{k/m}$ (κίνηση στερεού σώματος κατά την διαμήκη διεύθυνση). Συνεπώς, η οριακή κατάσταση στην οποία το μονωμένο κατάστρωμα προσομοιώνεται με μία δοκό εδρασμένη σε συνεχή, καταναμημένα ελατήρια (beam on Winkler foundation) καταλήγει στο γεγονός ότι ανεξαρτήτως του μήκους του καταστρώματος, η πρώτη εγκάρσια περίοδος μόνωσης που σχετίζεται με την κάμψη της δοκού θα είναι πάντα μικρότερη (πιο δύσκαμπτος σχηματισμός) από την διαμήκη περίοδο μόνωσης (κίνηση στερεού σώματος).

Δοκός με εγκάρσιους περιορισμούς στα άκρα

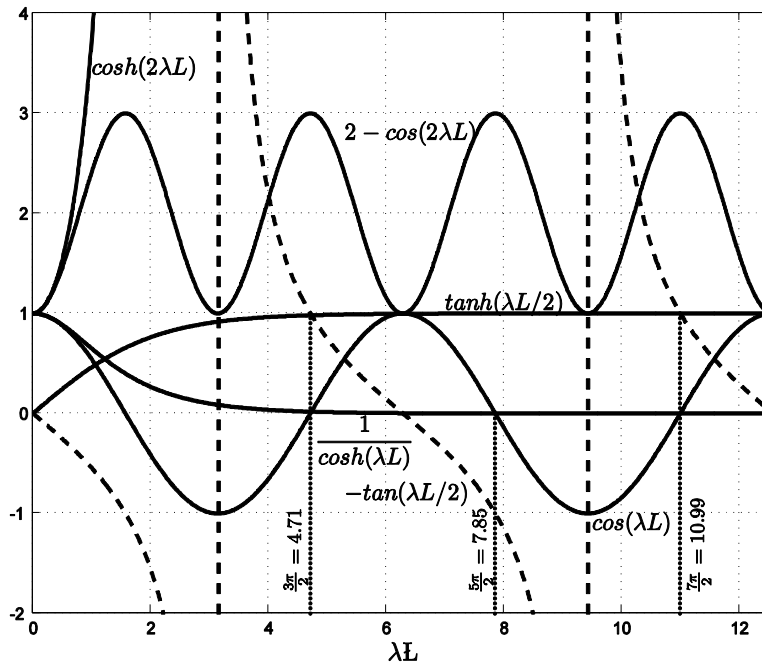
Για δοκό εδρασμένη σε συνεχή καταναμημένα ελατήρια με δυσκαμψία $k [F]/[L]^2$ και καταναμημένη μάζα $m [M]/[L]$ με αρθρωτά άκρα (εγκάρσιες δεσμεύσεις) όπως στο Σχήμα 3.5.3 (κάτω), και υποθέτοντας ότι η ατένεια της δοκού είναι πολύ μεγάλη συγκριτικά με την καμπτική της δυσκαμψία, η πρώτη διαμήκης ιδιοτιμή δίνεται από την εξ. (3.5.1). Η εξίσωση της δοκού παραμένει η Εξίσωση (3.5.2) με διαφορετικές συνοριακές συνθήκες.

Περίπτωση 0: $k - m\omega^2 = 0$

Σε αυτή την περίπτωση, $k = m\omega^2$, η Εξίσωση (3.5.2) που εκφυλίζεται στην Εξίσωση (3.5.3) έχει σαν λύση την Εξίσωση (3.5.4). Οι συνοριακές συνθήκες αυτής της διάταξης στην εγκάρσια διεύθυνση είναι μηδενικές μετακινήσεις ($w(0) = w(L) = 0$) και μηδενικές ροπές στα άκρα ($\frac{d^2w(0)}{dz^2} = \frac{d^2w(L)}{dz^2} = 0$). Η επιβολή της συνθήκης $d^2w(0)/dz^2 = 0$ στην Εξίσωση (3.5.5) καταλήγει

στο $B = 0$, και η συνθήκη $\frac{d^2w(L)}{dz^2} = 0$ στο $A = 0$. Από τα παραπάνω, η Εξίσωση (3.4.5) γίνεται $w(x) = Cx + D$, και εφαρμόζοντας τις συνθήκες των μηδενικών μετατοπίσεων στα άκρα, $w(0) = w(L) = 0$ καταλήγει στα $C = D = 0$.

Συνεπώς, από τη στιγμή που όλες οι σταθερές είναι μηδενικές, η περίπτωση $k - m\omega^2 = 0$, δεν καταλήγει σε αποδεκτό σχήμα παραμόρφωσης της δοκού στην εγκάρσια διεύθυνση. Επομένως, η τιμή της συχνότητας, $\omega = \sqrt{k/m}$, δεν αποτελεί ιδιοσυχνότητα κατά την εγκάρσια διεύθυνση.



Σχήμα 3.5.5. Γραφικές λύσεις ορισμένων χαρακτηριστικών εξισώσεων.

Περίπτωση 1: $k - m\omega^2 > 0$

Για $k - m\omega^2 > 0$ η λύση της Εξίσωσης (3.5.2) γίνεται η εξ. (3.5.6). Με την επιβολή των παραπάνω συνοριακών συνθηκών, $w(0) = d^2w(0)/dz^2 = w(L) = d^2w(L)/dz^2 = 0$, οι ιδιοτιμές του συστήματος προκύπτουν από το παρακάτω ομογενές σύστημα,

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ e^{\lambda L} \cos \lambda L & e^{\lambda L} \sin \lambda L & e^{-\lambda L} \cos \lambda L & e^{-\lambda L} \sin \lambda L \\ -e^{\lambda L} \sin \lambda L & e^{\lambda L} \cos \lambda L & -e^{-\lambda L} \sin \lambda L & -e^{-\lambda L} \cos \lambda L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.5.15)$$

Η αντίστοιχη χαρακτηριστική εξίσωση του συστήματος είναι:

$$\cos(2\lambda L) = \cosh(2\lambda L) \quad (3.5.16)$$

Η εξ. (3.5.16) ικανοποιείται μόνο για $\lambda L = 0$, οπότε, $\lambda = 0$ και λαμβάνοντας υπόψη την Εξίσωση (3.5.7), $k - m\omega^2 = 0$ –αποτέλεσμα το οποίο δεν συνάδει με την αρχική υπόθεση, ότι $k - m\omega^2 > 0$. Επομένως δεν υπάρχουν εγκάρσιες ιδιοτιμές στο υπό εξέταση συχνοτικό διάστημα.

Περίπτωση 2: $k - m\omega^2 < 0$

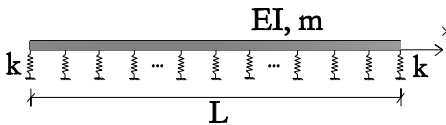
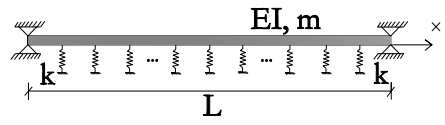
Είναι γνωστό (Timoshenko et al. 1974, Clough & Penzien 1993 μεταξύ άλλων) ότι οι ιδιοτιμές της ομογενούς εξ. (3.5.2) για $k - m\omega^2 < 0$ είναι:

$$\omega_{T_n} = \sqrt{\frac{k}{m} + n^4 \pi^4 \frac{EI}{mL^4}}, n \in \{1, 2, \dots\} \quad (3.5.17)$$

Η εξ. (3.5.17) καταδεικνύει ότι η χαμηλότερη εγκάρσια ιδιοσυχνότητα ($n=1$) του μονωμένου καταστρώματος είναι $\omega_{T_1} = \sqrt{k/m + \pi^4 EI/mL^4}$, η οποία είναι πάντα μεγαλύτερη από την διαμήκη ιδιοσυχνότητα $\omega_{L_1} = \sqrt{k/m}$. Επομένως, η οριακή κατάσταση όπου το μονωμένο κατάστρωμα προσομοιώνεται με μία δοκό εδρασμένη σε συνεχή, κατανεμημένα ελατήρια (beam on Winkler foundation) καταλήγει στο γεγονός ότι ανεξαρτήτως του μήκους του καταστρώματος, η πρώτη εγκάρσια περίοδος μόνωσης που σχετίζεται με την κάμψη της δοκού θα είναι πάντα μικρότερη (πιο δύσκαμπτος σχηματισμός) από την διαμήκη περίοδο μόνωσης (κίνηση στερεού σώματος) λόγω της επιπρόσθετης καμπτικής δυσκαμψίας του καταστρώματος ($\pi^2 \sqrt{EI/mL^4}$).

Σε αυτό το σημείο, είναι ενδιαφέρον να τονισθεί ότι οι εγκάρσιες ιδιοσυχνότητες της εδραζόμενης σε συνεχή κατανεμημένα ελατήρια δοκού με ελεύθερα άκρα είναι μεγαλύτερες (πιο δύσκαμπτη διάταξη) σε σχέση με αυτές της ίδιας δοκού με αρθρωμένα άκρα. Το παραπάνω αποτέλεσμα είναι συνεπές με το γεγονός ότι ένας ελεύθερος «ιπτάμενος» ταλαντωτής (δοκός με ελεύθερα άκρα) έχει μεγαλύτερες ιδιοσυχνότητες (τις ίδιες με μία αμφίπακτη δοκό) από τις αντίστοιχες μιας αμφιέριστης δοκού (Timoshenko et al. 1974). Ο Πίνακας 3.5.1 συμπεριλαμβάνει τις χαρακτηριστικές εξισώσεις και τις εγκάρσιες ιδιοτιμές των δοκών με ελεύθερα και με αρθρωτά άκρα που εδράζονται σε συνεχή κατανεμημένα ελατήρια.

Πίνακας 3.5.1. Ιδιοσυχνότητες δοκού μήκους L , εδρασμένης σε συνεχή κατανεμημένα ελατήρια Αριστερά: Ελεύθερα άκρα, Δεξιά: Αρθρωτά άκρα.

Διάταξη	Ελεύθερα άκρα	Αρθρωτά άκρα
		
Εξίσωση δοκού:	$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + (k - m\omega^2)w(x) = 0$	
	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$
Περίπτωση 0	$\omega_{T1} = \sqrt{k/m}$	Καμία εγκάρσια ιδιοτιμή
$k - m\omega^2 = 0$	Κίνηση στερεού σώματος	
Περίπτωση 1	$\lambda^4 = \frac{k - m\omega^2}{4EI}$	$\lambda^4 = \frac{k - m\omega^2}{4EI}$
$k - m\omega^2 > 0$	$\cosh(2\lambda L) = 2 - \cos(2\lambda L)$	$\cos(2\lambda L) = \cosh(2\lambda L)$
	Καμία εγκάρσια ιδιοτιμή	Καμία εγκάρσια ιδιοτιμή
	$\lambda^4 = \frac{m\omega^2 - k}{EI}$	$\lambda^4 = \frac{m\omega^2 - k}{EI}$
Περίπτωση 2	$\cosh \lambda L \cos \lambda L = 1$	$\sinh \lambda L \sin \lambda L = 0$
$k - m\omega^2 < 0$	$\omega_{Tn} = \sqrt{\frac{k}{m} + (n + \frac{1}{2})^4 \pi^4 \frac{EI}{mL^4}}, n \in \{1, 2, \dots\}$	
	$\omega_{Tn} = \sqrt{\frac{k}{m} + n^4 \pi^4 \frac{EI}{mL^4}}, n \in \{1, 2, \dots\}$	

3.5.2 ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΚΑΙ ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΙΔΙΟΤΙΜΕΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΜΟΝΑΔΙΑΙΟ ΕΛΑΤΗΡΙΟ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΑΜΗΚΗ ΚΑΙ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΤΟ ΜΕΣΟΝ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΗΣ

Δοκός πλήρως μονωμένη κατά την εγκάρσια διεύθυνση - Εγκάρσιες Ιδιοπερίοδοι

Η παρούσα παράγραφος πραγματεύεται την εναλλακτική μηχανική εξιδανίκευση στην οποία η δοκός είναι μονωμένη και στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση με διακριτά ελατήρια στις τρεις στηρίξεις της (Σχήμα 3.5.4 κέντρο).

Δοθείσης της συμμετρίας του προβλήματος και για απλούστευση των υπολογισμών, αναλύεται η μισή δοκός με μήκος $l = L/2$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.6. Η διάταξη αυτή καταλήγει μόνο στις συμμετρικές ιδιομορφές της δοκού. Η ταλάντωση μιας δοκού με καμπτική δυσκαμψία, EI , και κατανεμημένη μάζα, m , περιγράφεται από (Timoshenko et al. 1974, Clough and Penzien 1993, Chopra 2001 μεταξύ άλλων)

$$w(x) = A \sin \lambda x + B \cos \lambda x + C \sinh \lambda x + D \cosh \lambda x \quad (3.5.18)$$

όπου τώρα

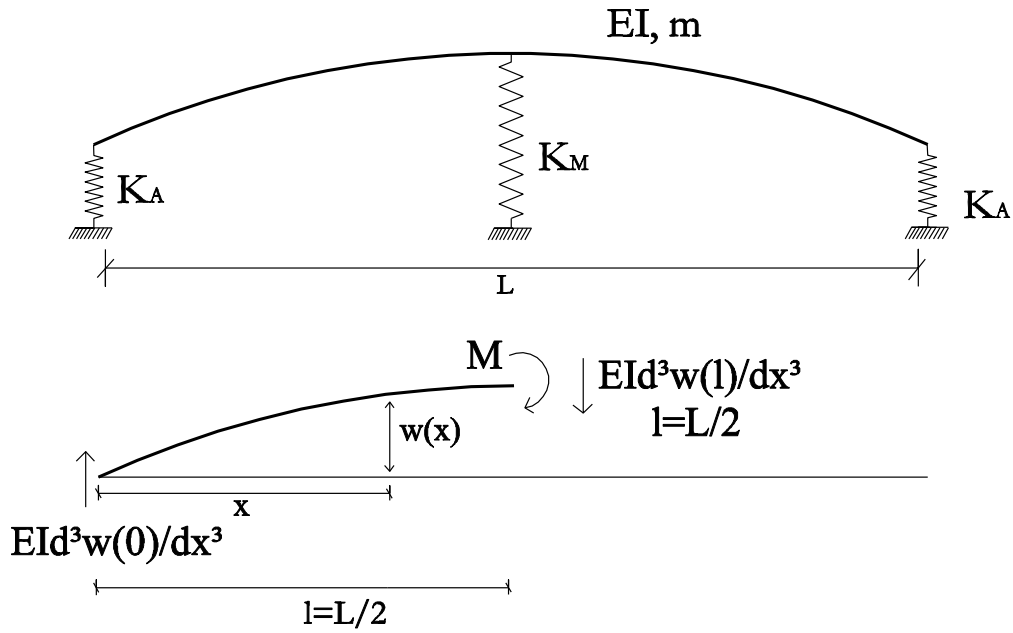
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{m\omega^2}{EI}} > 0 \quad (3.5.19)$$

Οι συνοριακές συνθήκες της διάταξης του Σχήματος 3.5.6 για εγκάρσιες ταλαντώσεις στο αριστερό άκρο είναι μηδενικές ροπές ($d^2w(0)/dx^2 = 0$), και τέμνουσα δύναμη ίση με την αντίδραση του ελατηρίου, $-EI d^3w(0)/dx^3 = K_A w(0)$, ενώ στο δεξί άκρο ($x=l=L/2$) η στροφή είναι μηδενική, $dw(l)/dx = 0$, και η τέμνουσα δύναμη ισούται με την αντίδραση του ελατηρίου, $EI d^3w(l)/dx^3 = (K_M/2) w(l)$. Στις παραπάνω εκφράσεις το K_A και το K_M εκφράζουν τις δυσκαμψίες των εφεδράνων (ή του ισοδύναμου λικνιζόμενου συστήματος) στα ακρόβαθρα (άκρα) και στον κεντρικό πυλώνα (μέσον της δοκού) αντιστοίχως.

Επιβάλλοντας τις παραπάνω συνοριακές συνθήκες στην εξίσωση (3.5.18) προκύπτει το ομογενές σύστημα,

$$\begin{bmatrix} 0 & -\lambda^2 & 0 & \lambda^2 \\ -\lambda^3 & \frac{K_A}{EI} & \lambda^3 & \frac{K_A}{EI} \\ \lambda \cos \lambda l & -\lambda \sin \lambda l & \lambda \cosh \lambda l & \lambda \sinh \lambda l \\ -\lambda^3 \cos \lambda l - \frac{K_M}{2EI} \sin \lambda l & \lambda^3 \sin \lambda l - \frac{K_M}{2EI} \cos \lambda l & \lambda^3 \cosh \lambda l - \frac{K_M}{2EI} \sinh \lambda l & \lambda^3 \sinh \lambda l - \frac{K_M}{2EI} \cosh \lambda l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

και η αντίστοιχη χαρακτηριστική εξίσωση:



Σχήμα 3.5.6. Πρώτη εγκάρσια ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης δοκού δύο ανοιγμάτων και διάγραμμα ελευθέρου σώματος του αριστερού μισού της.

$$2\lambda^3 \cosh \lambda l \cos \lambda l \left[\left(-\lambda^6 - \frac{K_A}{EI} \frac{K_M}{2EI} \right) \tanh \lambda l + \left(-\lambda^6 + \frac{K_A}{EI} \frac{K_M}{2EI} \right) \tan \lambda l + 2\lambda^3 \frac{K_A}{EI} + \left(1 + \frac{1}{\cosh \lambda l \cos \lambda l} \right) \lambda^3 \frac{K_M}{2EI} \right] = 0 \quad (3.5.20)$$

Η εξ. (3.5.20) ικανοποιείται είτε όταν $\cos \lambda l = 0$, είτε όταν η ποσότητα μέσα στην αγκύλη ισούται με μηδέν. Η συνθήκη $\cos \lambda l = 0$ καταλήγει στις λύσεις $\lambda l = (2n+1)(\pi/2)$, οι οποίες αντιστοιχούν στις ιδιοτιμές της αμφιέρειστης δοκού (χωρίς το ελατήριο στο μέσον του ανοίγματός της).

Η πρώτη εγκάρσια ιδιοπερίοδος, T_{T1}^{SS} , μιας αμφιέρειστης δοκού μήκους L είναι:

$$T_{T1}^{SS} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{mL^4}{EI}} \quad (3.5.21)$$

ενώ η δεύτερη ιδιοπερίοδος είναι $T_{T2}^{SS} = T_{T1}^{SS} / 4$. Στη συνέχεια θέτοντας της ποσότητα μέσα στην αγκύλη ίση με μηδέν στην εξ. (3.5.20) καταλήγουμε:

$$\tanh \lambda l = \frac{1}{\xi_A \xi_M + 2(\lambda l)^6} \{ [\xi_A \xi_M - 2(\lambda l)^6] \tan \lambda l + 4(\lambda l)^3 \xi_A + \left(1 + \frac{1}{\cosh \lambda l \cos \lambda l} \right) (\lambda l)^3 \xi_M \} \quad (3.5.22)$$

όπου τα $\xi_A = K_A L^3 / (8EI)$, $\xi_M = K_M L^3 / (8EI)$ είναι αδιάστατες παράμετροι οι οποίες εκφράζουν την σχετική συμμετοχή της δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης των ακροβάθρων και του μέσου του ανοίγματος στην εγκάρσια καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος αντιστοίχως.

Πριν την αναζήτηση των λύσεων της εξ. (3.5.22), εξετάζονται τα όρια της, όταν τα ξ_A και ξ_M τείνουν σε διαφορετικές οριακές τιμές. Συνεπώς, όταν $\xi_A \rightarrow \infty$ (πολύ δύσκαμπτα ελατήρια στα ακρόβαθρα), η εξ. (3.5.22) μεταπίπτει στην

$$\tanh \lambda l = \tan \lambda l + \frac{4(\lambda l)^3}{\xi_M} \quad (3.5.23)$$

η οποία περιγράφει την εγκάρσια συμπεριφορά μιας αμφιέρειστης δοκού με μία ελαστική στήριξη στο μέσον του ανοίγμάτος της, μια περίπτωση όπου εξετάζεται λεπτομερέστερα στην επόμενη παράγραφο. Όταν $\xi_M \rightarrow \infty$ (πολύ δύσκαμπτο ελατήριο στο μέσον του ανοίγματος ή πολύ εύκαμπτο κατάστρωμα στην εγκάρσια διεύθυνση) η εξ. (3.5.23) μεταπίπτει στην $\tanh \lambda l = \tan \lambda l$ η οποία είναι η χαρακτηριστική εξίσωση μιας δοκού μήκους $l = L/2$ με το ένα άκρο αρθρωτό και το άλλο πακτωμένο. Σε αυτή την περίπτωση, η πρώτη ρίζα της εξίσωσης είναι $\lambda l = (1+1/4)\pi = 5\pi/4$ και η πρώτη ιδιοπερίοδος αυτής της διάταξης:

$$T_{T1}^{SF(L/2)} = \frac{8}{25\pi} \sqrt{\frac{mL^4}{EI}} = \frac{4}{25} T_{T1}^{SS} \quad (3.5.24)$$

Αντίθετα, όταν $\xi_M \rightarrow 0$, η εξ. (3.5.23) δίνει μία λύση η οποία αντιστοιχεί στην αμφιέρειστη δοκό μήκους $L = 2l$, δηλαδή $\lambda l = \pi/2$.

Εν συνεχεία, όταν οι αδιάστατες δυσκαμψίες των δύο ελατηρίων είναι μηδέν, $\xi_A = \xi_M = 0$, (ταλαντευόμενη δοκός με ελεύθερα άκρα), η εξ. (3.5.22) μεταπίπτει στην:

$$\tanh \lambda l = -\tan \lambda l \quad (3.5.25)$$

Η εξ. (3.5.25) προσφέρει τις περιττές ρίζες της εξ. (3.5.13), η οποία είναι η χαρακτηριστική εξίσωση μιας αμφίπακτης δοκού μήκους $L = 2l$ (Σχήμα 3.5.6). Και αυτό γιατί η διάταξη του Σχήματος 3.5.6 (κάτω) μπορεί να αποδώσει μόνο τις συμμετρικές ιδιομορφές της δοκού.

Επιπλέον η εξ. (3.5.25) δεν μπορεί να λάβει υπόψη την κίνηση στερεού σώματος παρά μόνο ιδιοσυχρότητες που λαμβάνουν υπόψη την κάμψη της δοκού. Η πρώτη ρίζα της εξ. (3.5.25) είναι $\lambda l = 3\pi/4 = 2.356$ (Σχήμα 3.5.5) και η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος είναι:

$$T_{T1}^{FF} = \frac{8}{9\pi} \sqrt{\frac{mL^4}{EI}} = \frac{4}{9} T_{T1}^{SS} \quad (3.5.26)$$

Επιπλέον, όταν οι τιμές των δυσκαμψιών των ελατηρίων τείνουν σταδιακά στο μηδέν ($\xi_A \rightarrow 0$, $\xi_M \rightarrow 0$) στην εξ. (3.5.22), μία πρόωρη ρίζα ξεχωρίζει, η οποία οφείλεται στον σταδιακό εκφυλισμό της καμπτικής ιδιομορφής σε κίνηση στερεού σώματος.

3.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο Κεφάλαιο 3 διερευνήθηκε η εκτός επιπέδου απόκριση του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου. Η πειραματική διάταξη του προηγούμενου κεφαλαίου με τα δύο μεταλλικά βάρη και τη σύμμικτη πλάκα καταστρώματος τοποθετήθηκε στη σεισμική τράπεζα με τρόπο ώστε ο εγκάρσιος άξονας του πλαισίου να είναι παράλληλος με την επιβαλλόμενη κίνηση. Ακολούθως εφαρμόστηκαν πραγματικές σεισμικές καταγραφές και μετρήθηκε η εκτός επιπέδου απόκριση του

πλαisiού. Ίδιες δοκιμές ακολούθησαν και μετά την εφαρμογή χαμηλής και υψηλής στάθμης κατακόρυφης προέντασης.

Σε όλες τις περιπτώσεις, με ή χωρίς προένταση, η εικόνα της ευστάθειας του πλαisiού σε σχέση με το μεμονωμένο βάθρο έχει σημαντικές διαφορές με την προηγούμενη ενότητα στην οποία εξετάστηκε η εντός επιπέδου απόκριση του πλαisiού. Αντίθετα, με τον τετραρθωτό λικνιστικό μηχανισμό της εντός επιπέδου απόκρισης, εδώ το πλαίσιο συμπεριφέρθηκε σαν μεμονωμένο βάθρο με συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του, με μόνο πόλο περιστροφής αυτόν της βάσης των βάθρων. Σαν αποτέλεσμα, ενώ για μικρής έντασης σεισμούς υπήρχε μία μεγαλύτερη αντίσταση στην ανασήκωση του πλαisiού, οι μεγαλύτεροι σεισμοί προκαλούσαν μεγάλους κύκλους απόκρισης κοντά στην περιοχή της ανατροπής. Επομένως το αποτέλεσμα ήταν δυσμενέστερο σε σχέση με την εντός επιπέδου απόκριση του πλαisiού, το οποίο όμως βελτιώνεται σημαντικά με την παρουσία κατακόρυφης προέντασης.

Η καμπτική συμπεριφορά της πλάκας καταστρώματος εξετάστηκε πειραματικά και αναλυτικά. Τα πειράματα κατέδειξαν πως δεν υπήρχε συμμετοχή της κάμψης της δοκού στην απόκριση του συστήματος, καθώς η πλάκα λειτούργησε σαν δύσκαμπτη δοκός που ακολουθούσε αυστηρά την κίνηση των βάθρων. Για την περίπτωση καταστρωμάτων μεγάλου μήκους, με ή χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα, όπου το ζήτημα της κάμψης του καταστρώματος παίζει σημαντικότερο ρόλο, προσφέρονται αναλυτικές σχέσεις μέσω δύο διαφορετικών προσεγγίσεων προσομοίωσης, αυτήν της συνεχούς δοκού τύπου *Winkler* και αυτήν των διακριτών ελατηρίων πλευρικής δυσκαμψίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Διερεύνηση της τοπικής συμπεριφοράς στα σημεία εναλλαγής στήριξης (σημεία κρούσης) του λικνιζόμενου βάθρου

ΣΥΝΟΨΗ

Η δυναμική συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου είτε απλά εδραζόμενου, είτε συνδεδεμένου με κατακόρυφη προένταση μελετήθηκε διεξοδικά στα Κεφάλαια 1 και 2. Στο παρόν κεφάλαιο διερευνώνται πρακτικά θέματα υλοποίησης της σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού. Τέτοια πρακτικά ζητήματα αφορούν το βαθμό στον οποίο οι ακμές των βάθρων υποφέρουν από σύνθλιψη καθώς και το εάν είναι προτιμότερο οι διεπιφάνειες να είναι μεταλλικές. Εκτελέστηκε σειρά πειραματικών δοκιμών με διάφορες παραμέτρους σχετικές με τη διεπιφάνεια βάθρου – θεμελίωσης, ενώ παράλληλα με τις πειραματικές δοκιμές διενεργήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για την προσομοίωση της τοπικής συμπεριφοράς.

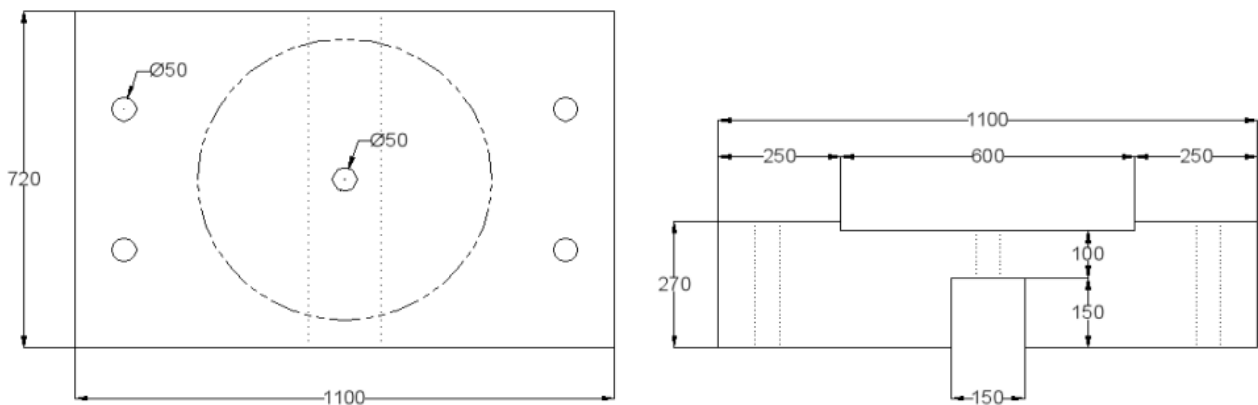
4.1. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται η τοπική συμπεριφορά της διεπιφάνειας βάσης των λικνιζόμενων στοιχείων, η επίδραση του υλικού και ο σχεδιασμός του στην απόκριση του λικνισμού, και προτείνονται λύσεις για τη βέλτιστη δυνατή επιλογή σχεδιασμού. Επειδή το οπλισμένο σκυρόδεμα και ο χάλυβας αποτελούν τις συνήθεις επιλογές υλικών στη σύγχρονη γεφυροποιία, μελετήθηκε και συγκρίθηκε η απόκριση λικνιζόμενων στοιχείων στα οποία:

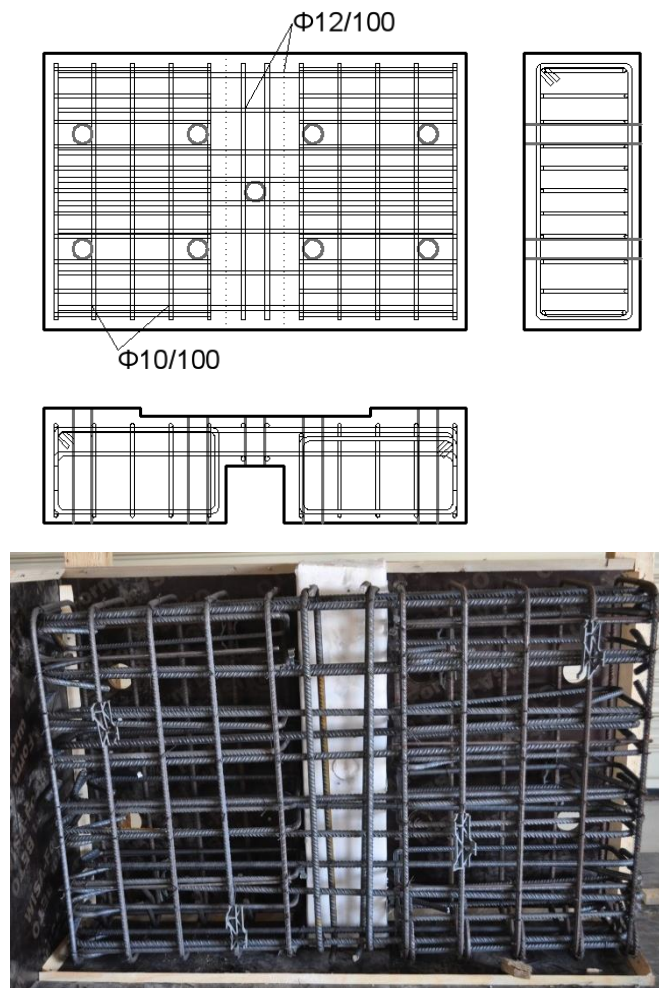
(α) το υλικό της βάσης του βάθρου είναι σκυρόδεμα και το βάθρο εδράζεται ελεύθερα σε θεμέλιο από σκυρόδεμα (*concrete on concrete*) και,

(β) όλη η επιφάνεια της βάσης έχει ενισχυθεί και καλύπτεται από μεταλλική πλάκα και το βάθρο εδράζεται επίσης σε μεταλλική πλάκα (*steel on steel*).

Για τη διερεύνηση της περίπτωσης διεπιφανειών σκυροδέματος (*concrete on concrete*) διενεργήθηκαν δοκιμές με πειραματική διάταξη στην οποία κατασκευάστηκε βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήμα 4.1.1, 4.1.2) διαστάσεων 1.1 x 0.72 m και ύψους 0.27 m και με την περιοχή έδρασης του βάθρου σε καταβίβαση. Η βάση πακτώθηκε στη σεισμική τράπεζα με ράβδους με σπείρωμα (M26) οι οποίες διέρχονταν μέσω οπών διαμέτρου 50 mm (Σχήμα 4.1.3). Στο κέντρο της βάσης κατασκευάστηκε οπή διαμέτρου 50 mm μέσω της οποίας μπορεί να διέρχεται συρματοσχοινο προέντασης, το οποίο αγκυρώνεται στην κάτω επιφάνεια της βάσης σε ειδικά κατασκευασμένη εσοχή. Στην άνω επιφάνεια της βάσης κατασκευάστηκε εσοχή βάθους 20 mm και διαμέτρου 600 mm εντός της οποίας εδράζεται το βάθρο.



Σχήμα 4.1.1: Κάτοψη (αριστερά) και τομή (δεξιά) βάσης έδρασης λικνιζόμενου βάθρου

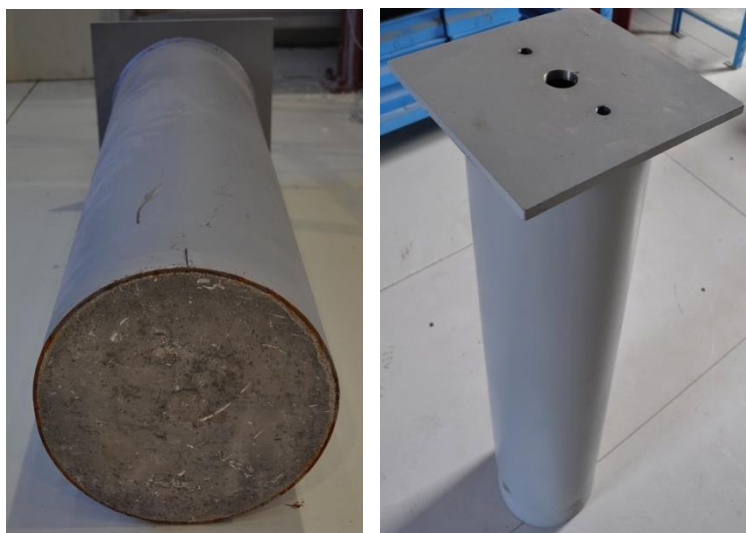
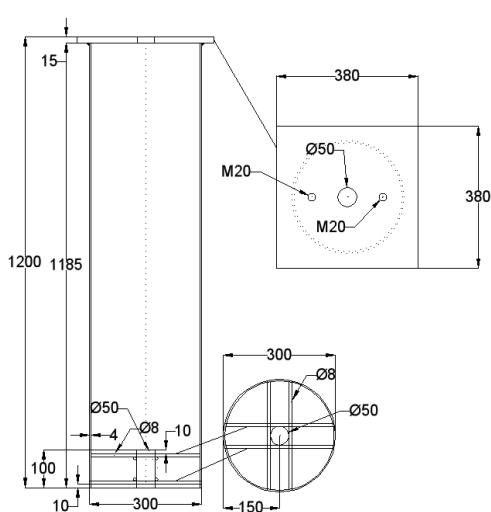


Σχήμα 4.1.2: Οπλισμός βάσης έδρασης λικνιζόμενου βάρου



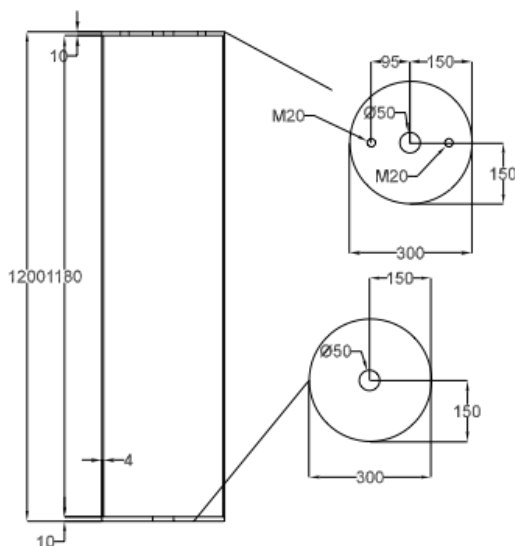
Σχήμα 4.1.3: Βάση έδρασης λικνιζόμενου βάρου από οπλισμένο σκυρόδεμα αγκυρωμένη στην σεισμική τράπεζα

Το πρώτο λικνιζόμενο στοιχείο (Σχήμα 4.1.4) που δοκιμάστηκε πειραματικά είναι κατασκευασμένο από χάλυβα κοίλης κυκλικής διατομής διαμέτρου 300 mm και πάχους τοιχώματος 4 mm. Στο άνω άκρο είναι συγκολλημένη μεταλλική πλάκα διαστάσεων 380 x 380 mm στην οποία αγκυρώνεται το συρματόσχοινο προέντασης. Το συνολικό ύψος του στοιχείου είναι 1.2 m και έχει λόγο ύψους προς πλάτος ίσο με $1.2/0.3=4$. Στη μεταλλική πλάκα έχει κατασκευαστεί οπή διαμέτρου 50 mm από την οποία μπορεί να διέρχεται συρματόσχοινο προέντασης. Στο κάτω άκρο του στοιχείου η μεταλλική διατομή πληρώθηκε με μη συρρικνούμενο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής. Το ύψος της πλήρωσης εντός του κοίλου τμήματος της διατομής (100 mm) στη βάση καθώς και το πάχος της μεταλλικής πλάκας στην κορυφή (15 mm) υπολογίστηκαν έτσι ώστε να μην μετατοπιστεί καθύψος το κέντρο βάρους του στοιχείου λόγω της ύπαρξης συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα του στοιχείου. Επίσης, προβλέφθηκε η τοποθέτηση ράβδων οπλισμού διαμέτρου $\Phi 8$ (οι οποίες συγκολλήθηκαν στο εσωτερικό τοίχωμα της κοίλης διατομής) στην περιοχή πλήρωσης ώστε να αποφευχθεί πιθανή σχετική ολίσθηση μεταξύ κονιάματος και χαλύβδινου στοιχείου και η δημιουργία οπής διαμέτρου 50 mm ώστε να διέρχεται το συρματόσχοινο προέντασης.

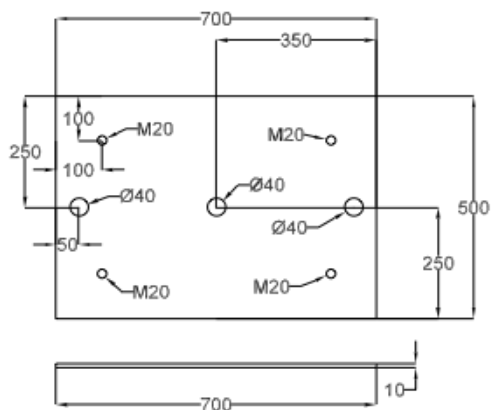


Σχήμα 4.1.4: Χαλύβδινο λικνιζόμενο στοιχείο με βάση από μη συρρικνούμενο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής.

Για τη δεύτερη περίπτωση υλικού διεπιφάνειας (χάλυβας-χάλυβας) κατασκευάστηκε ένα επιπλέον χαλύβδινο βάθρο ίδιων διαστάσεων με το παραπάνω, στις δύο πλευρές του οποίου συγκολλήθηκαν μεταλλικές πλάκες (Σχήμα 4.1.5). Το στοιχείο αυτό εδράζεται σε μεταλλική πλάκα διαστάσεων 700 mm x 500 mm η οποία αγκυρώνεται στην σεισμική τράπεζα (Σχήμα 4.1.6).

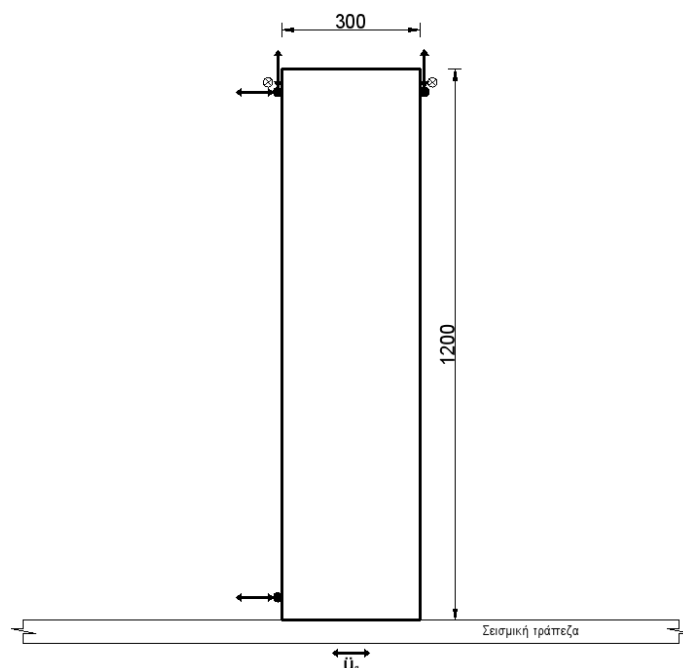


Σχήμα 4.1.5: Χαλύβδινο λικνιζόμενο στοιχείο με μεταλλική βάση.



Σχήμα 4.1.6: Μεταλλική βάση έδρασης λικνιζόμενου βάρου αγκυρωμένη στην σεισμική τράπεζα

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές στα δύο δοκίμια διαστάσεων 1.2m x 0.3m με διεπιφάνεια βάσης από σκυρόδεμα και από χάλυβα αντίστοιχα. Εφαρμόστηκαν οι σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 4.1.1. Στα δοκίμια επικολλήθηκαν 9 επιταχυνσιόμετρα και 6 αισθητήρες μετακινήσεων στην κορυφή (3 σε κάθε μία πλευρά) και 3 στη βάση (Σχήμα 4.1.7). Συγκεκριμένα, ένα επιταχυνσιόμετρο καταγράφει την επιτάχυνση στην διεύθυνση της φόρτισης σε απόσταση 5 cm από την βάση του δοκιμίου και ένα άλλο καταγράφει την επιτάχυνση που αναπτύσσεται στην διεύθυνση φόρτισης σε απόσταση 5 cm από την κορυφή του δοκιμίου. Στο ίδιο σημείο ένα επιταχυνσιόμετρο καταγράφει την επιτάχυνση στην εγκάρσια διεύθυνση φόρτισης και ένα στην κατακόρυφη διεύθυνση. Αντιδιαμετρικά από αυτά ένα επιταχυνσιόμετρο καταγράφει την επιτάχυνση στην εγκάρσια διεύθυνση και στο ίδιο σημείο ένα επιταχυνσιόμετρο καταγράφει την επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση. Στις καταγραφές των παραπάνω αισθητήρων εφαρμόστηκε ένα ζωνοπερατό (band-pass) ψηφιακό φίλτρο Butterworth από 0.1Hz έως 30Hz.



Σχήμα 4.1.7: Θέσεις αισθητήρων επάνω στο απλά εδραζόμενο δοκίμιο

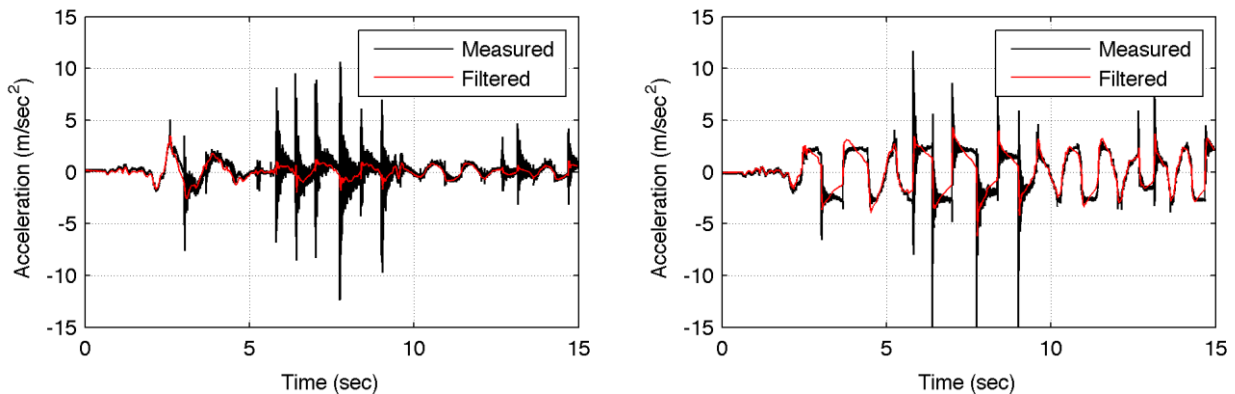
Πίνακας 4.1.1: Επιταχυνσιογραφήματα που εφαρμόστηκαν στο Κεφ. 4.

Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Επιβαλλόμενη Ένταση
1977 Vrancea	Bucharest NS	0.2g	60%
1966 Parkfield	Cholame #2 065	0.48g	40%, 60%
1989 Loma Prieta	Gilroy Historic Building (2%, 50 χρόνια) FN	1.14g	40%
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	40%, 60%, 80% 100%
1995 Αίγιο	OTE FP	0.5g	40%, 60%, 80% 100%
1971 San Fernando	Pacoima Dam 164	1.23g	40%, 60%, 80% 100%
1994 Northridge	Rinaldi Station 228	0.84g	20%, 40%

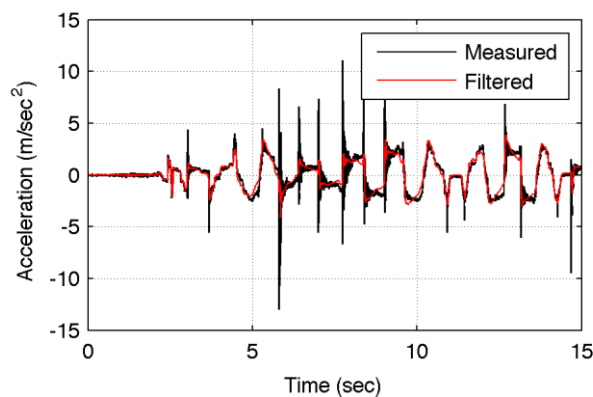
Παρακάτω παρουσιάζονται διαγράμματα των αποτελεσμάτων των παραπάνω δοκιμών τα οποία περιλαμβάνουν χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσης και κορυφής του δοκιμίου, σε διεύθυνση παράλληλη ή κάθετη στη διεύθυνση διέγερσης. Παρουσιάζονται αρχικά τα διαγράμματα για την περίπτωση βάρου με βάση από οπλισμένο σκυρόδεμα και ακολούθως εκείνα από το βάρου με μεταλλική βάση. Με μαύρη γραμμή παρουσιάζεται η αρχική μέτρηση, η οποία συγκρίνεται με την διορθωμένη χρονοϊστορία επιταχύνσεων (κόκκινη γραμμή) μετά την εφαρμογή των ψηφιακών φίλτρων.

Διεπιφάνεια σκυρόδεμα-σκυρόδεμα

Επιταχυνσιογράφημα Vrancea 1977 – 60%

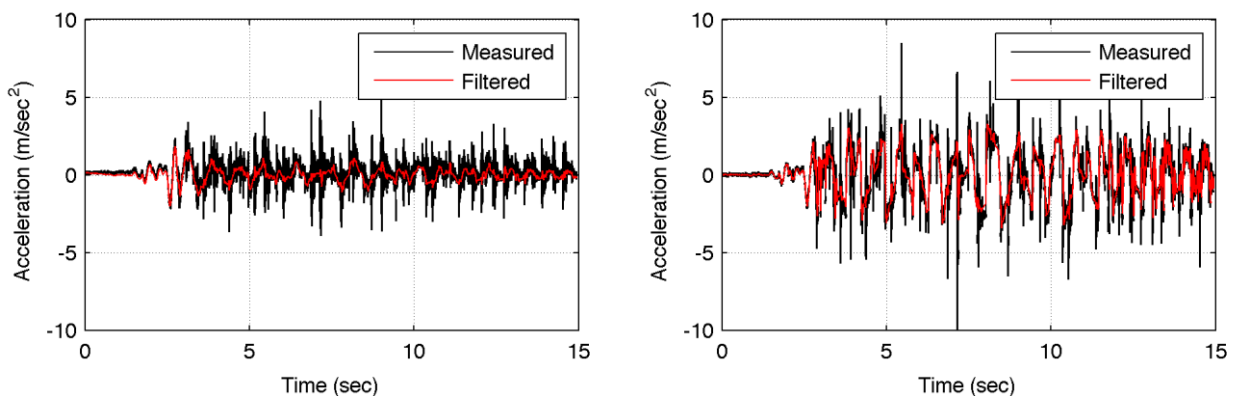


Σχήμα 4.1.8: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

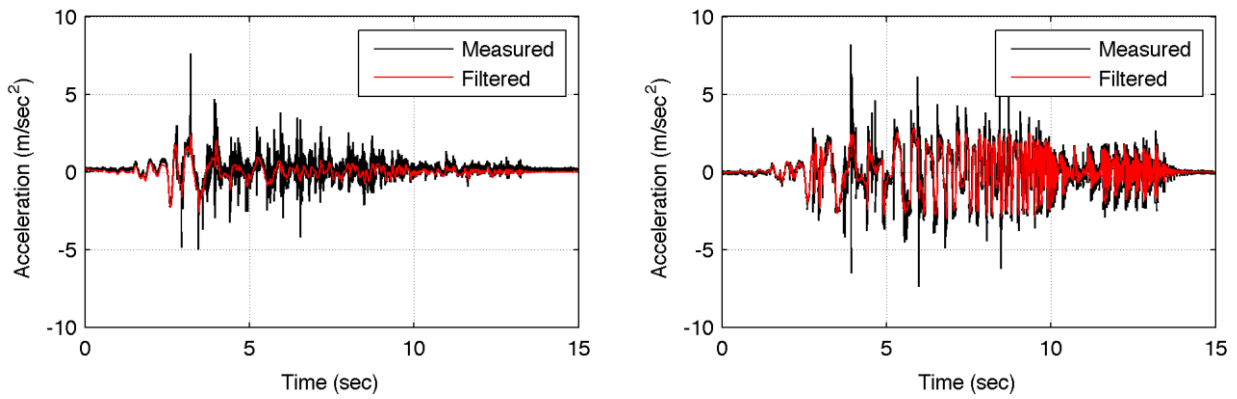


Σχήμα 4.1.9: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του στοιχείου.

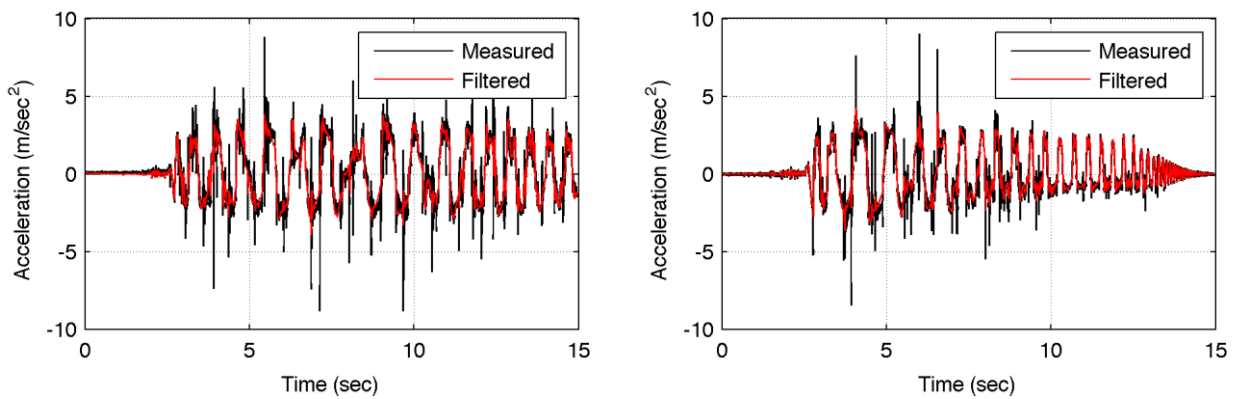
Επιταχυνσιογράφημα Parkfield 1966 – 40%, 60%



Σχήμα 4.1.10: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%

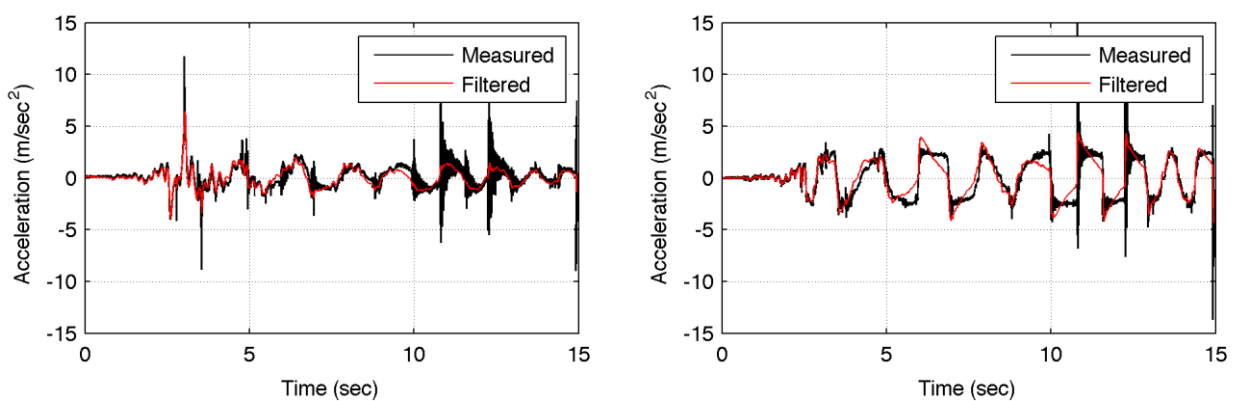


Σχήμα 4.1.11: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%

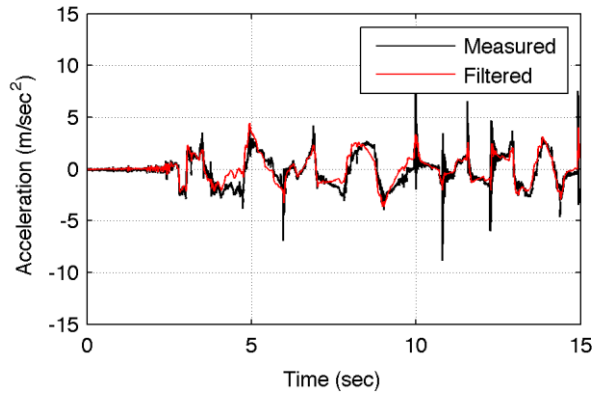


Σχήμα 4.1.12: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

Επιταχυνσιογράφημα Loma Prieta 1989 – 40% (βάση από σκυρόδεμα)

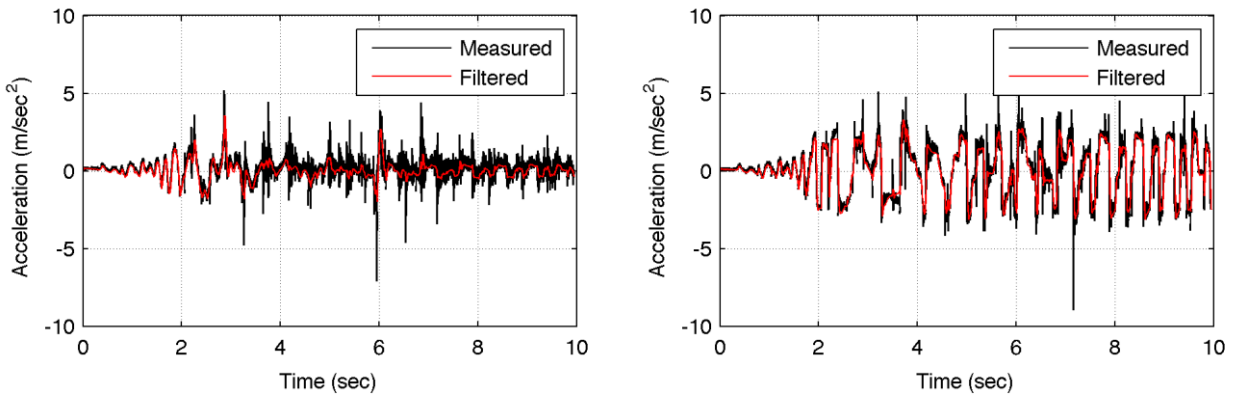


Σχήμα 4.1.13: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

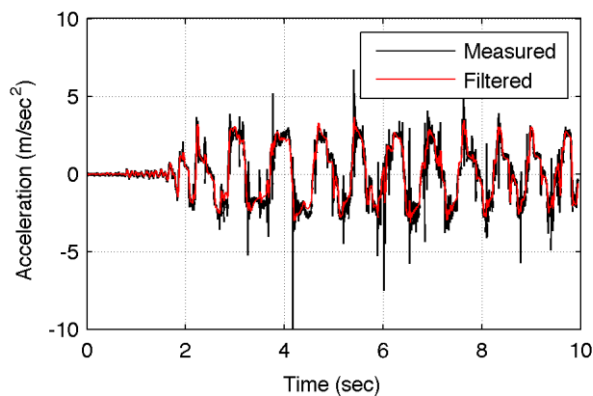


Σχήμα 4.1.14: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου

Επιταχυνσιογράφημα Καλαμάτα 1986 – 100% (βάση από σκυρόδεμα)

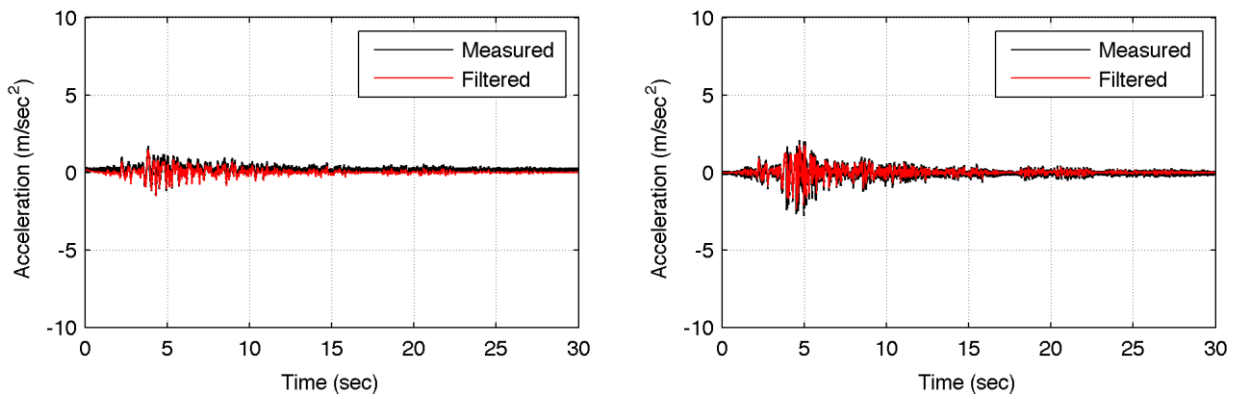


Σχήμα 4.1.15: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

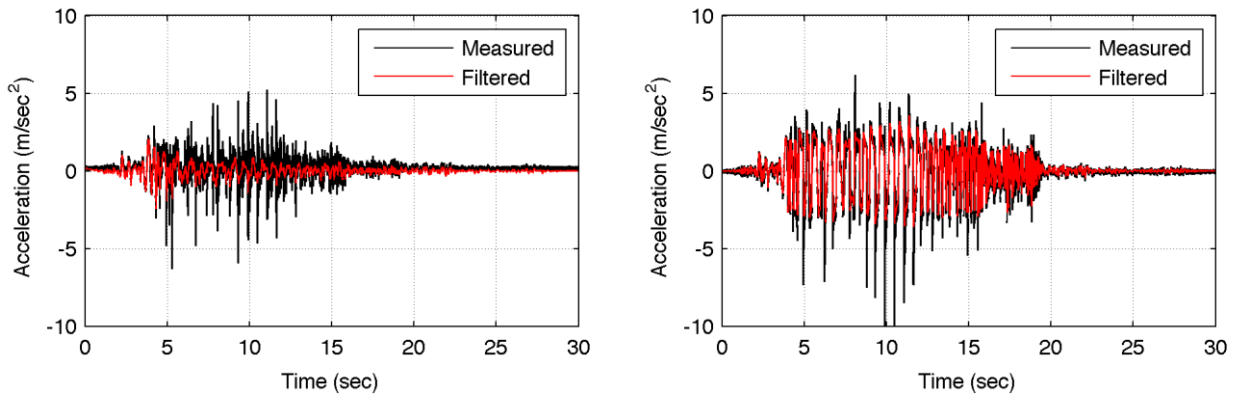


Σχήμα 4.1.16: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου

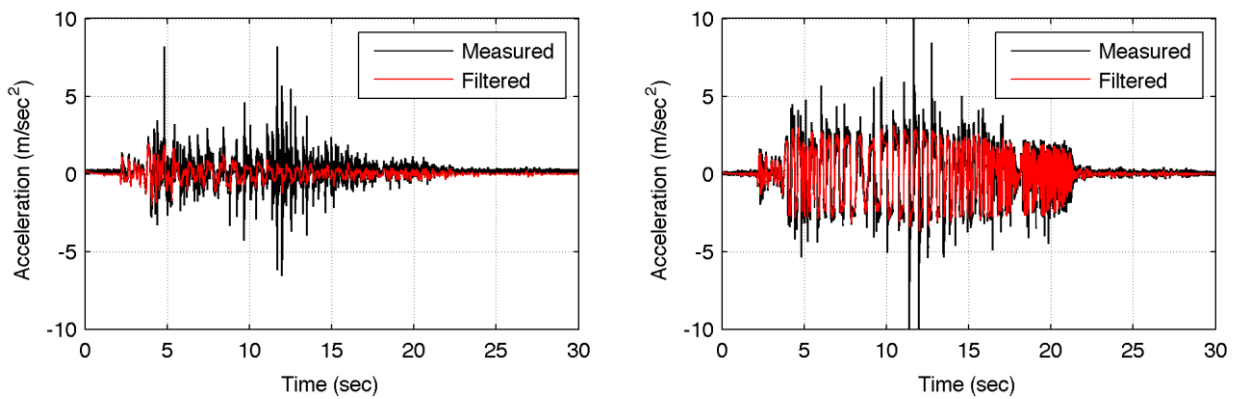
Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας 2003 – 40%, 60%, 80%, 100%



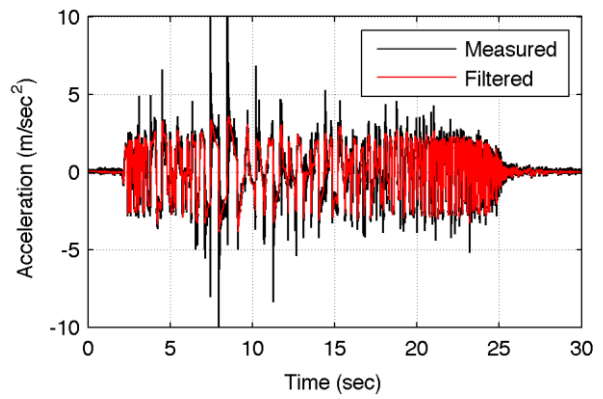
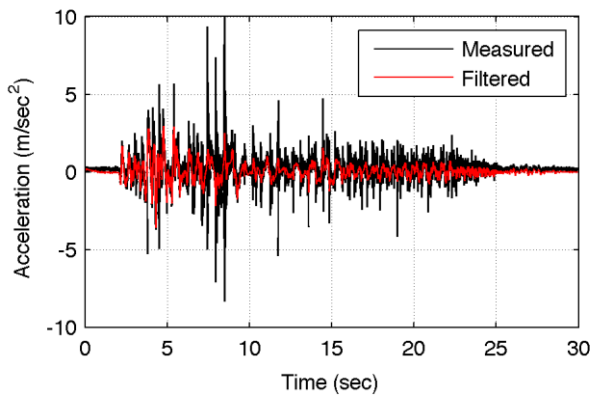
Σχήμα 4.1.17: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



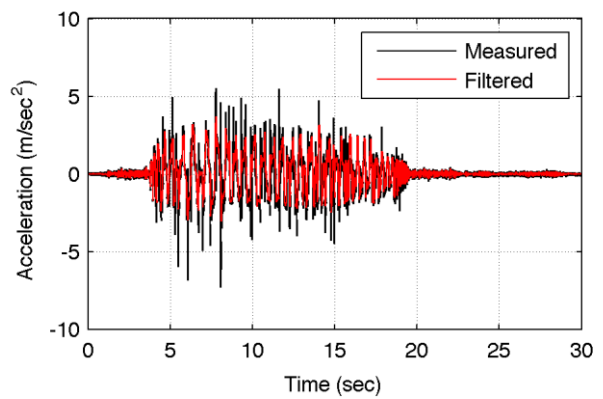
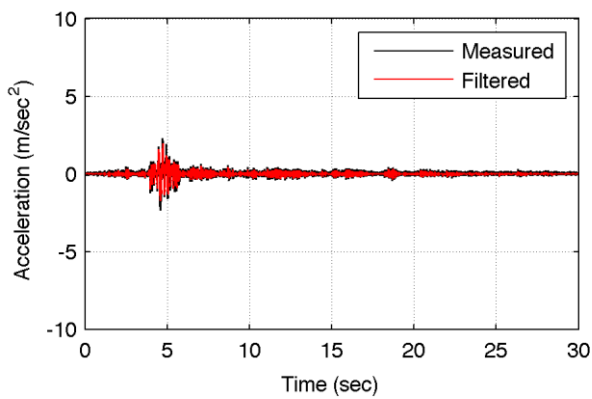
Σχήμα 4.1.18: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



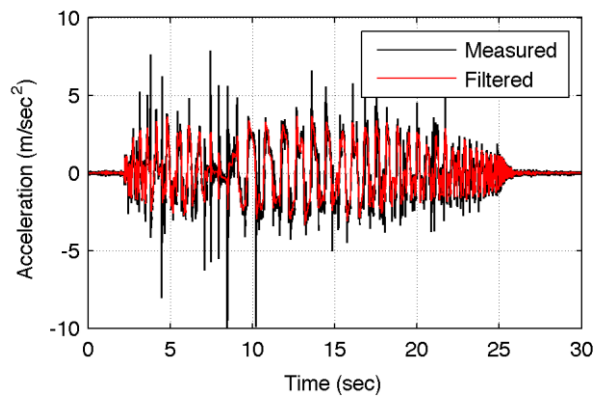
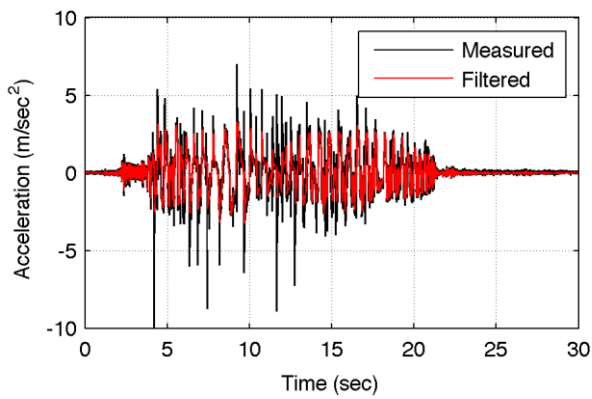
Σχήμα 4.1.19: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%



Σχήμα 4.1.20: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 100%

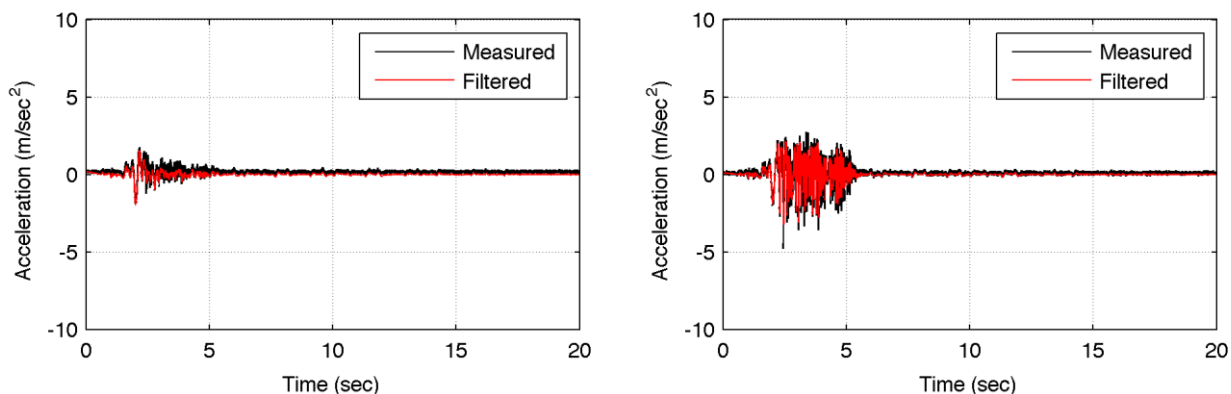


Σχήμα 4.1.21: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

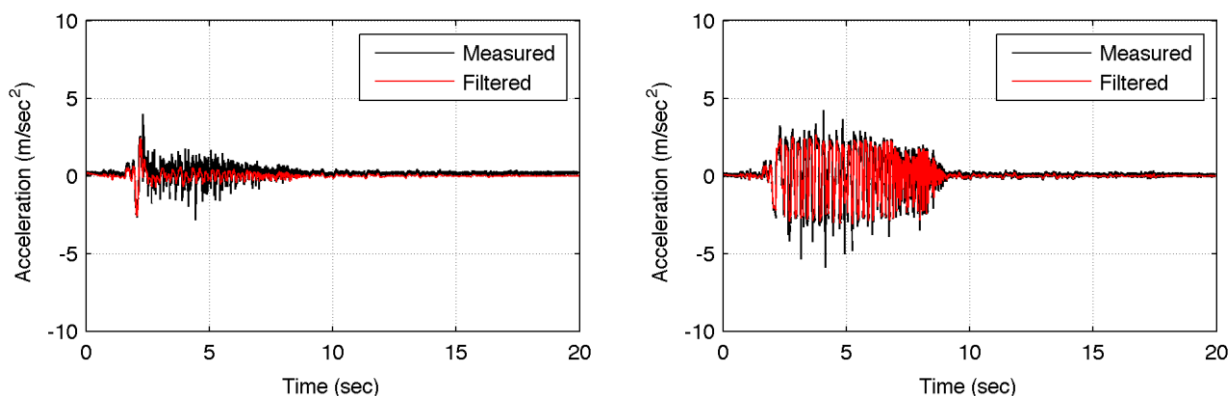


Σχήμα 4.1.22: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80% (αριστερά), ένταση 100% (δεξιά)

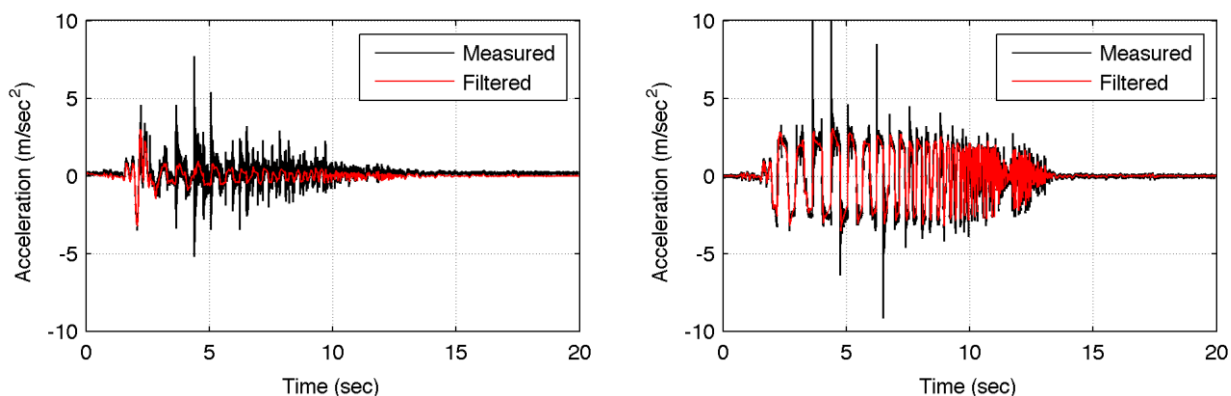
Επιταχυνσιογράφημα Αίγιο 1995 – 40%, 60%, 80%, 100%



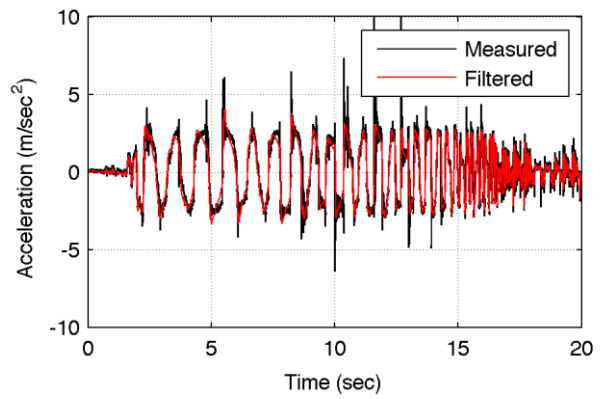
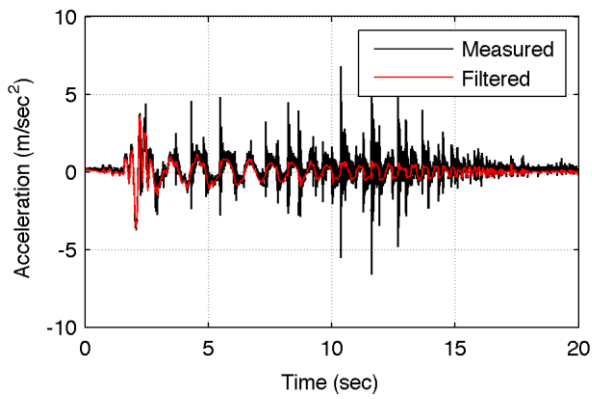
Σχήμα 4.1.23: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



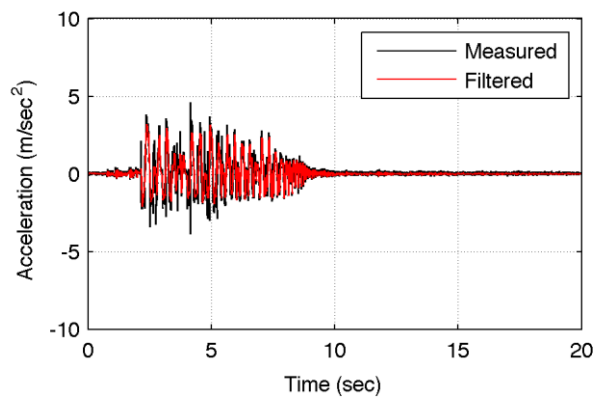
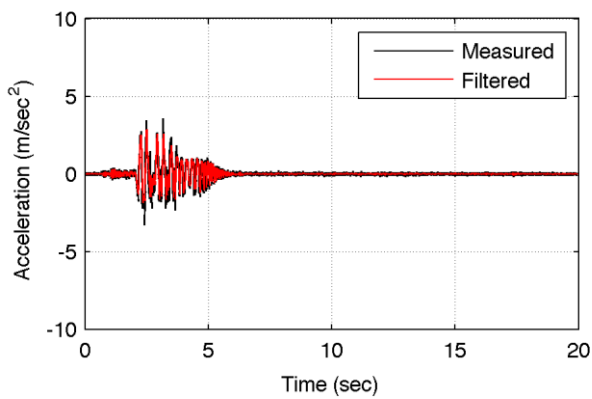
Σχήμα 4.1.24: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



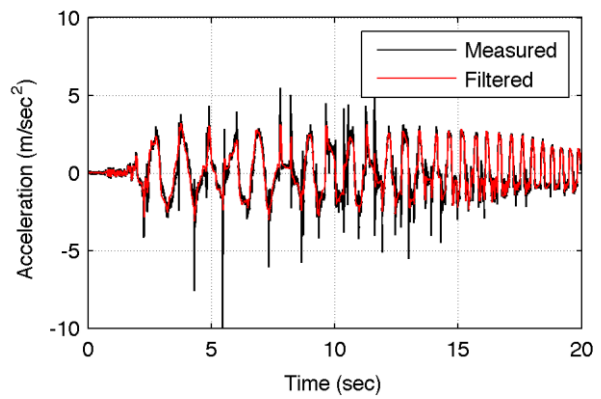
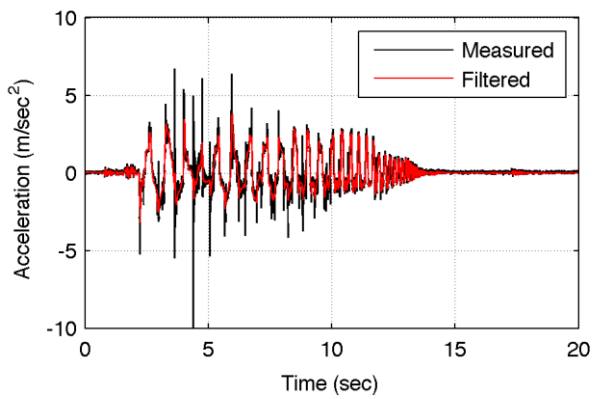
Σχήμα 4.1.25: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%



Σχήμα 4.1.26: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 100%

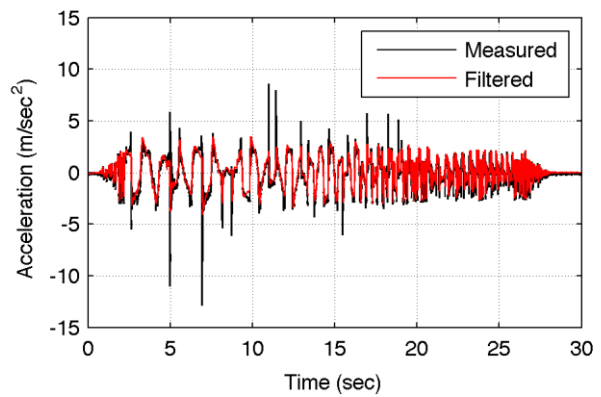
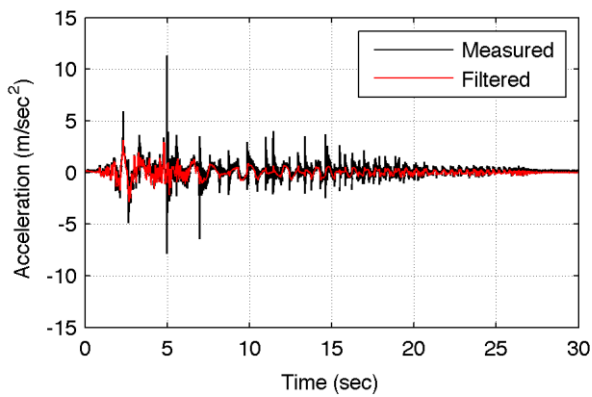


Σχήμα 4.1.27: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

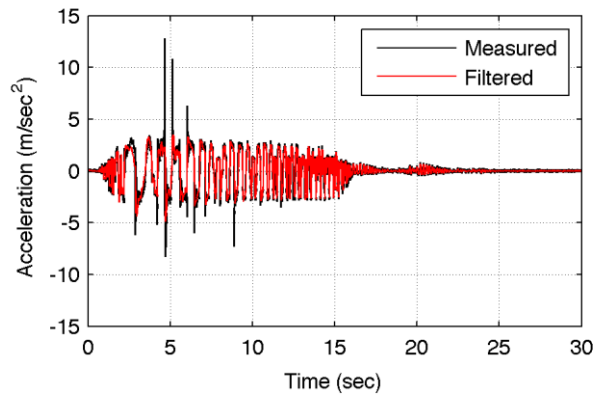
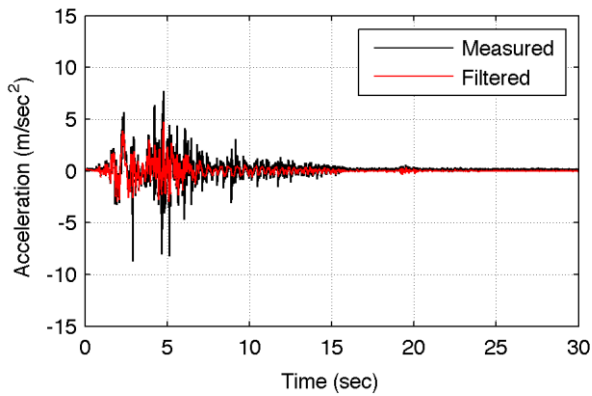


Σχήμα 4.1.28: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80% (αριστερά), ένταση 100% (δεξιά)

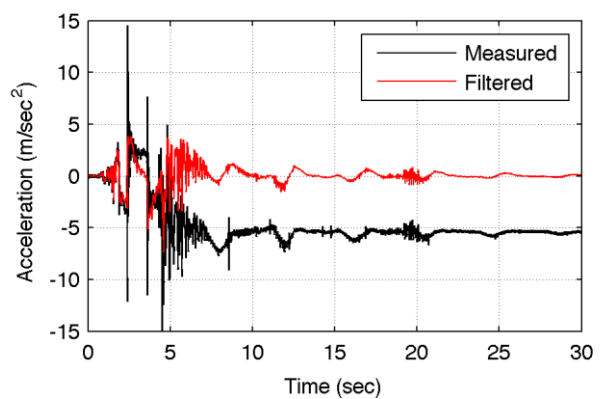
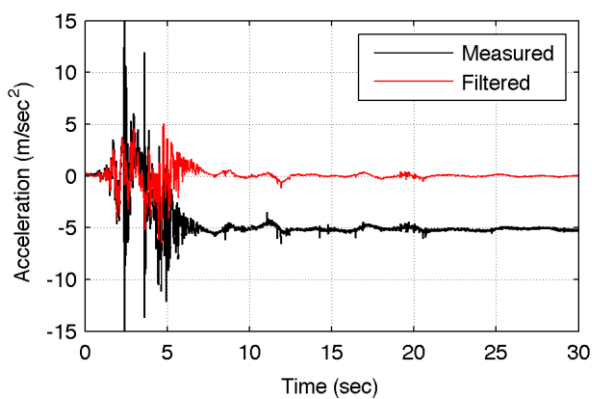
Επιταχυνσιογράφημα San Fernando 1971 – 40%, 60%, 80%, 100%



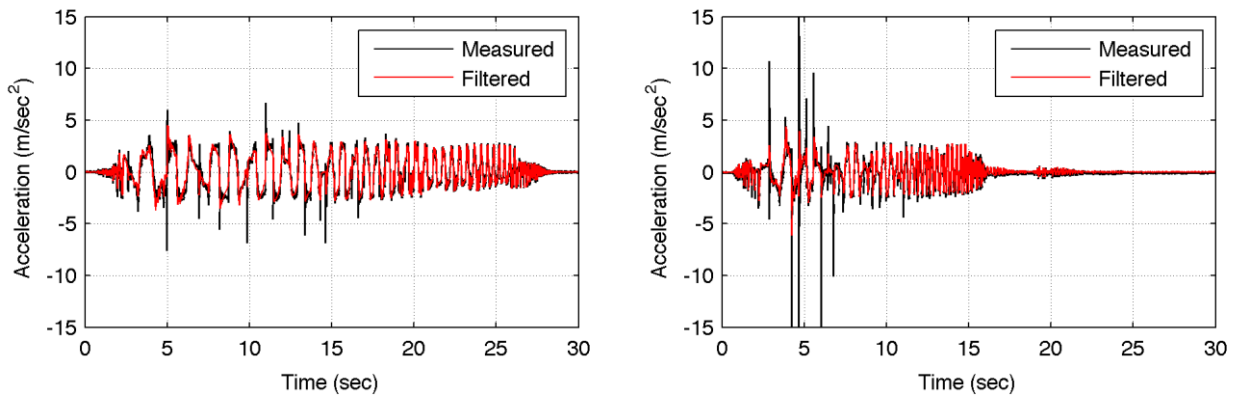
Σχήμα 4.1.29: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



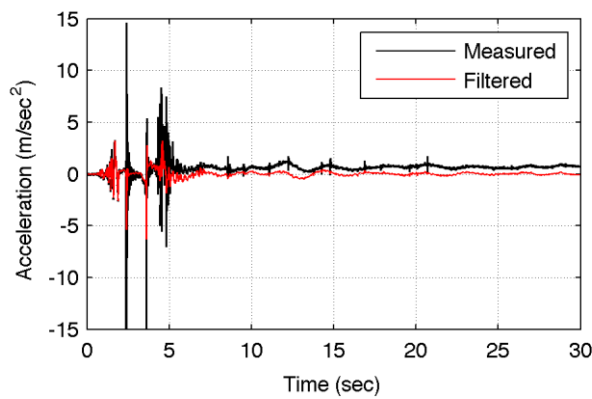
Σχήμα 4.1.30: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



Σχήμα 4.1.31: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%

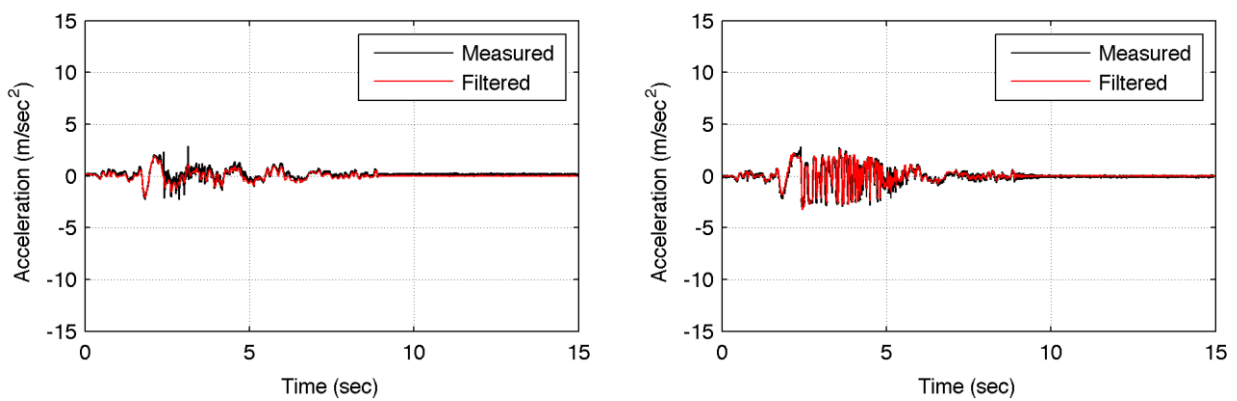


Σχήμα 4.1.32: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

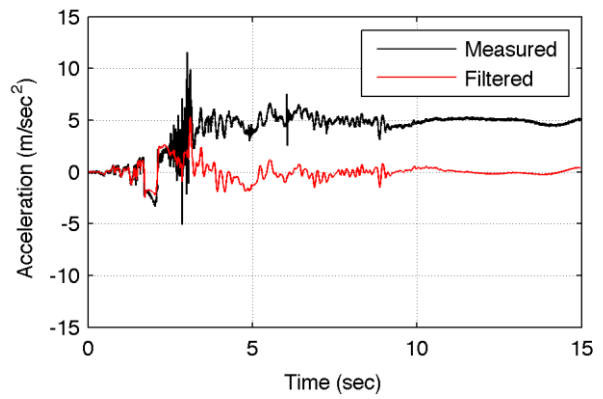
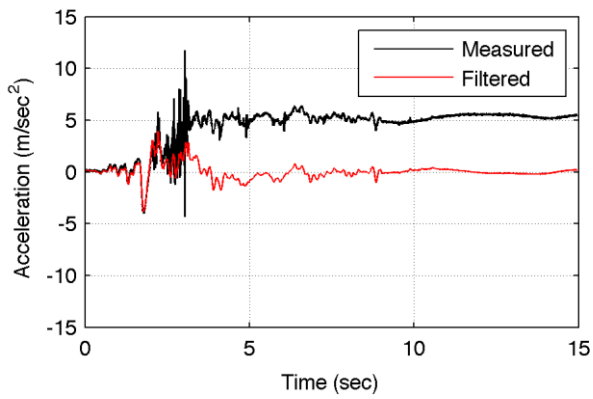


Σχήμα 4.1.33: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80%

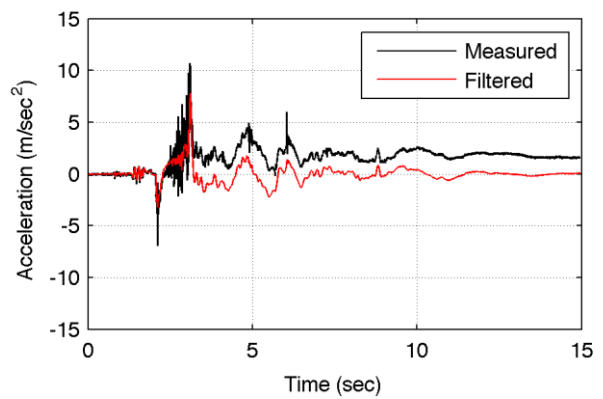
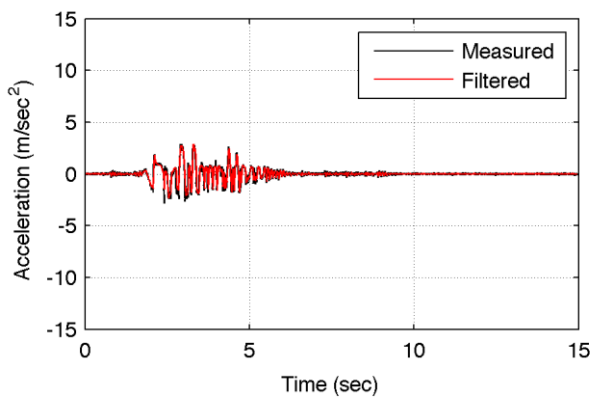
Επιταχυνσιογράφημα Northridge 1994 – 20%, 40%



Σχήμα 4.1.34: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 20%

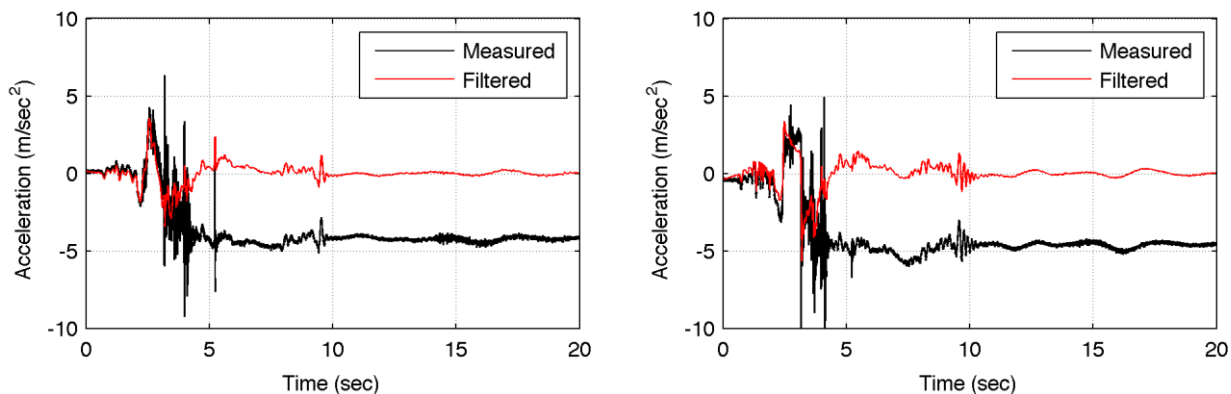


Σχήμα 4.1.35: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%

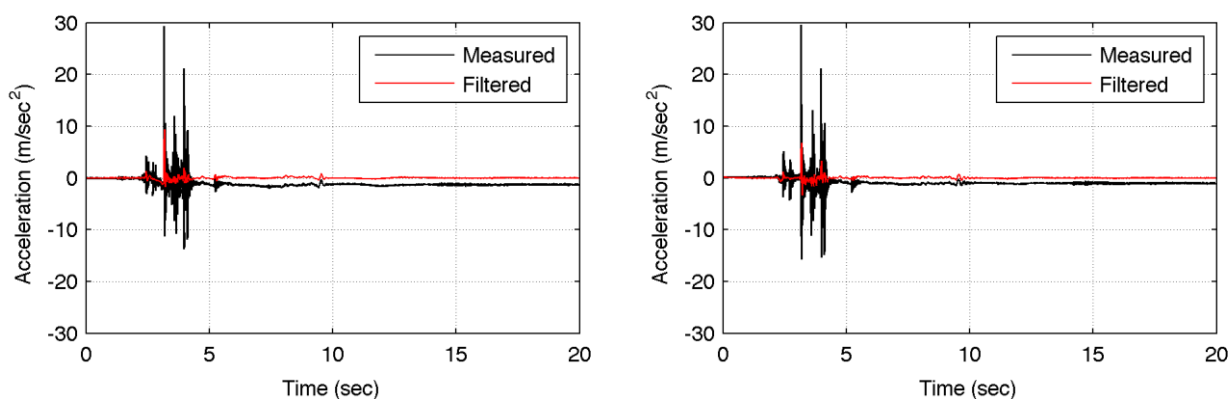


Σχήμα 4.1.36: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 20% (αριστερά), ένταση 40% (δεξιά)

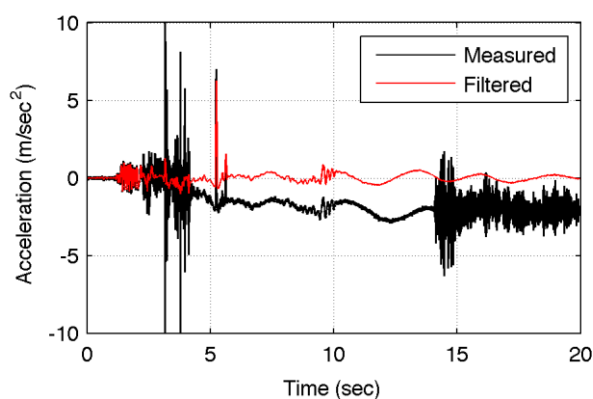
Επιταχυνσιογράφημα Vrancea 1977 – 60%



Σχήμα 4.1.37: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

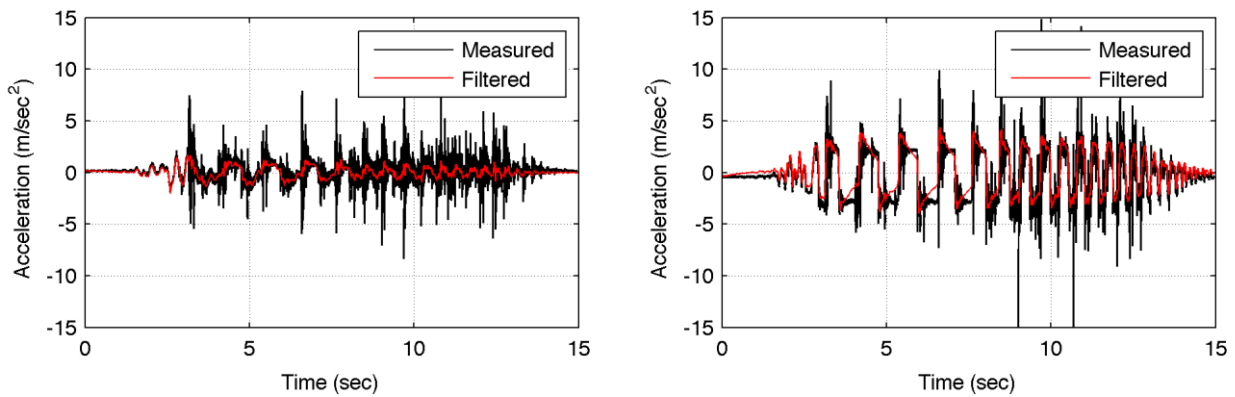


Σχήμα 4.1.38: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου στην κατακόρυφη διεύθυνση στην κορυφή (αριστερά) του λικνιζόμενου στοιχείου και του αντιδιαμετρικού του (δεξιά).

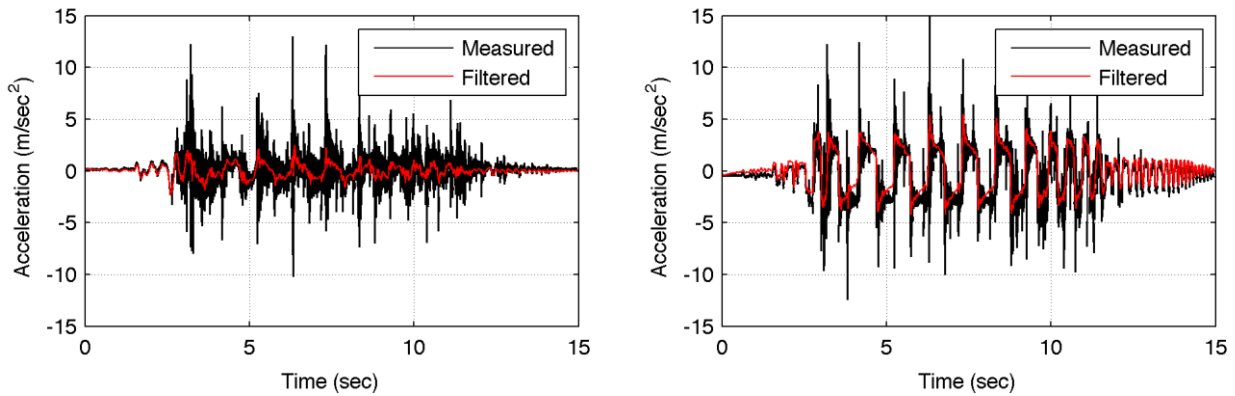


Σχήμα 4.1.39: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή

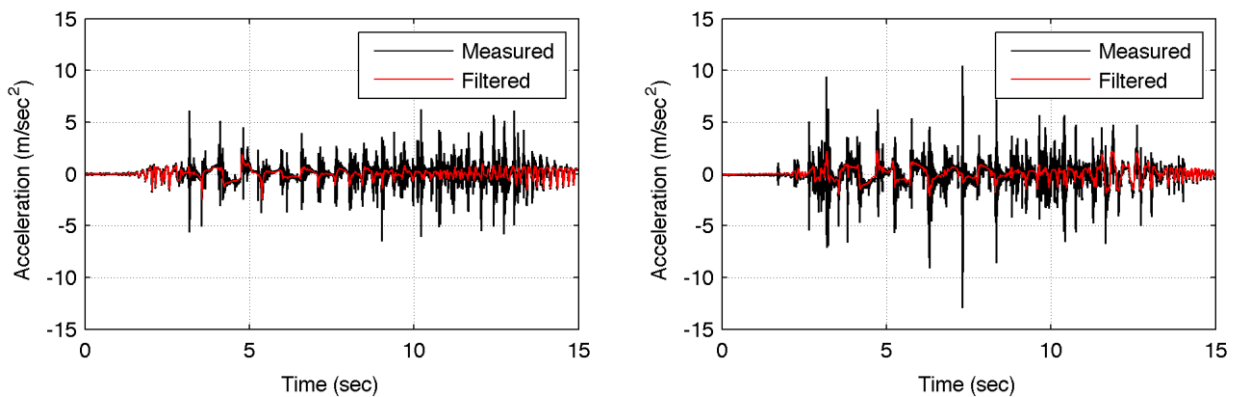
Επιταχυνσιογράφημα Parkfield 1966 – 40%, 60%



Σχήμα 4.1.40: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%

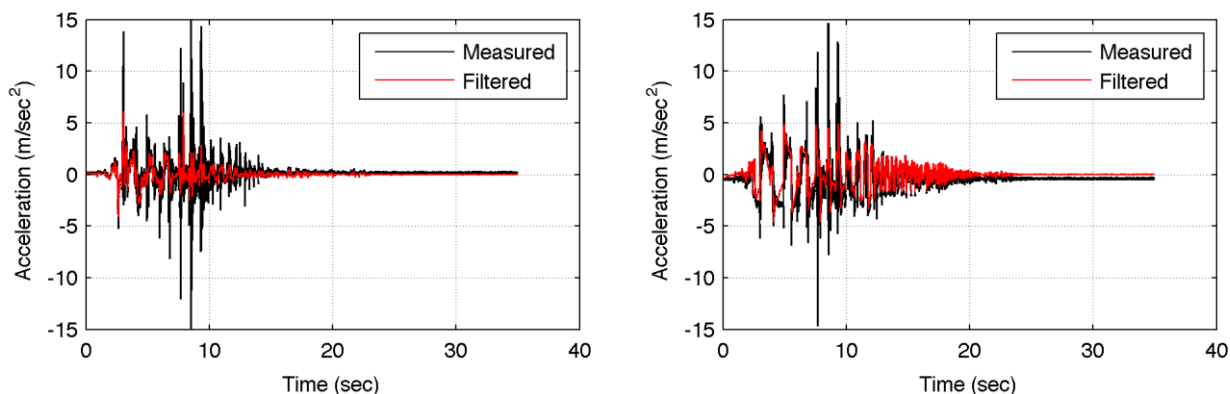


Σχήμα 4.1.41: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%

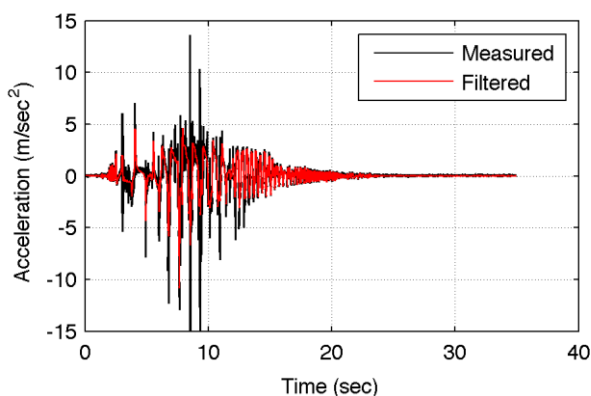


Σχήμα 4.1.42: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40% (αριστερά) ένταση 60% (δεξιά)

Επιταχυνσιογράφημα Loma Prieta 1989 – 40%

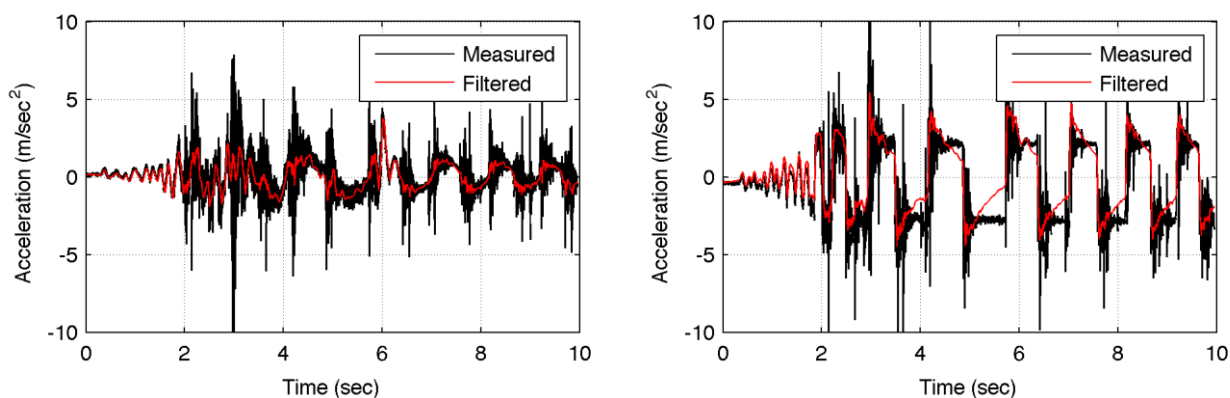


Σχήμα 4.1.43: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

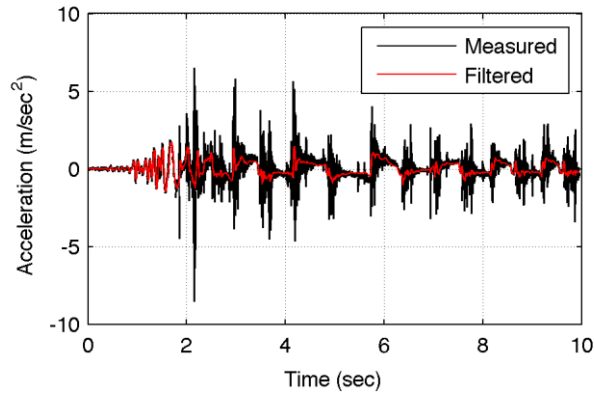


Σχήμα 4.1.44: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης του λικνιζόμενου στοιχείου

Επιταχυνσιογράφημα Καλαμάτα 1986 – 100%

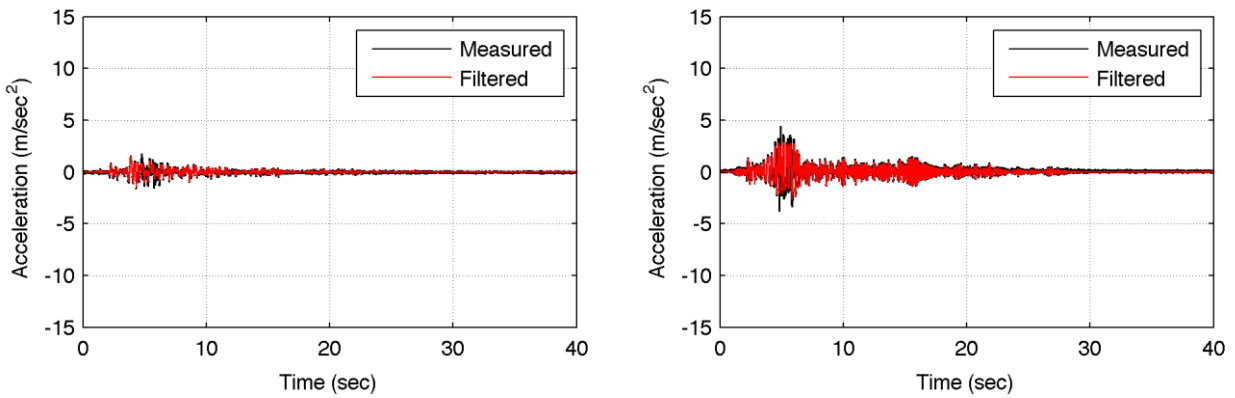


Σχήμα 4.1.45: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου.

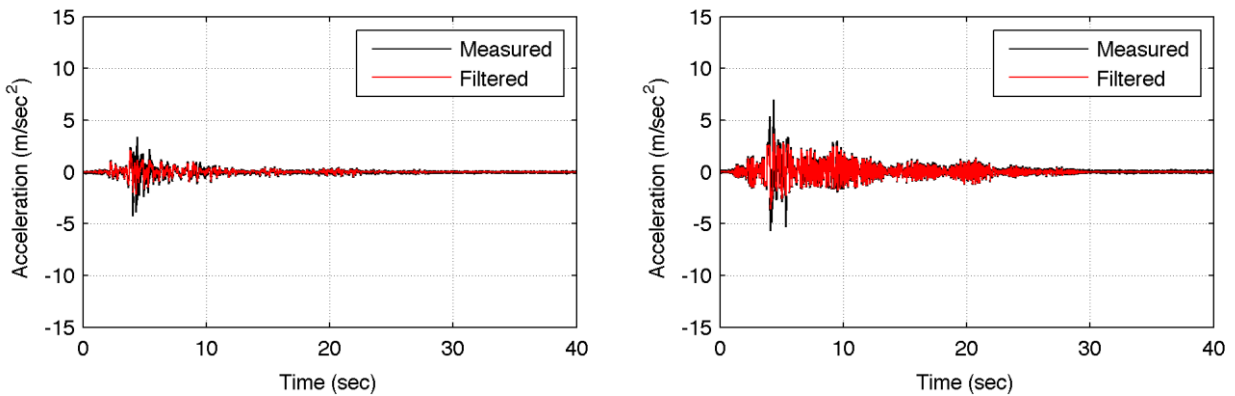


Σχήμα 4.1.46: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης του λικνιζόμενου στοιχείου

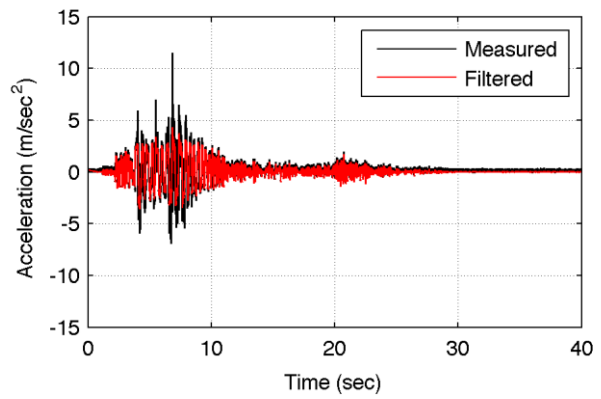
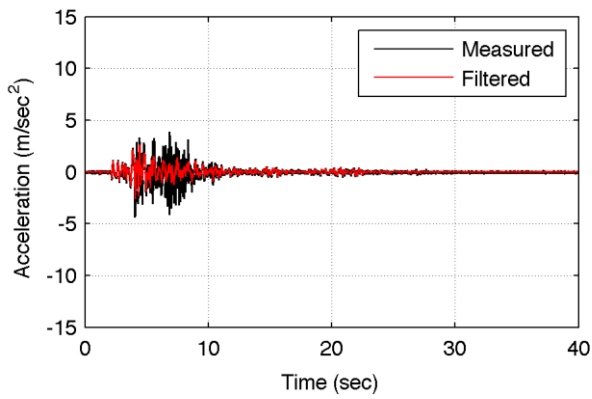
Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας 2003 – 40%, 60%, 80%, 100%



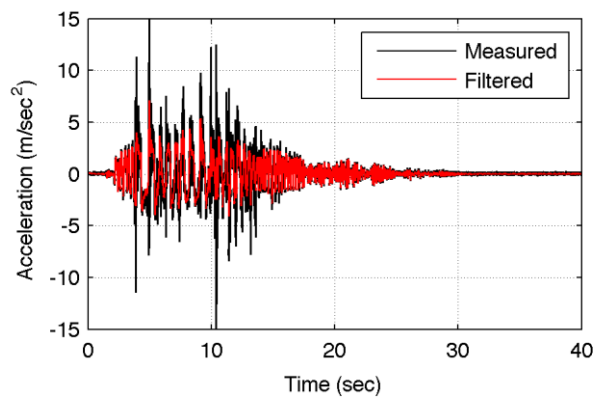
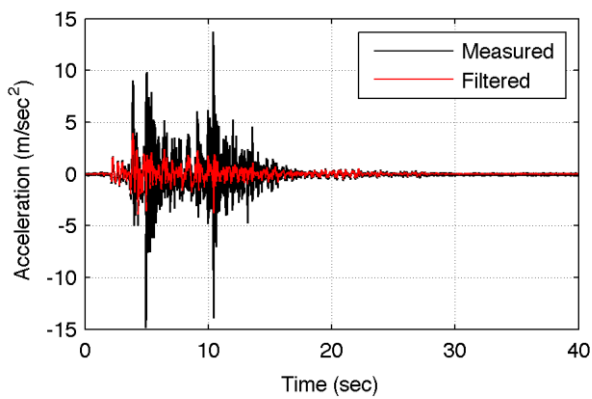
Σχήμα 4.1.47: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



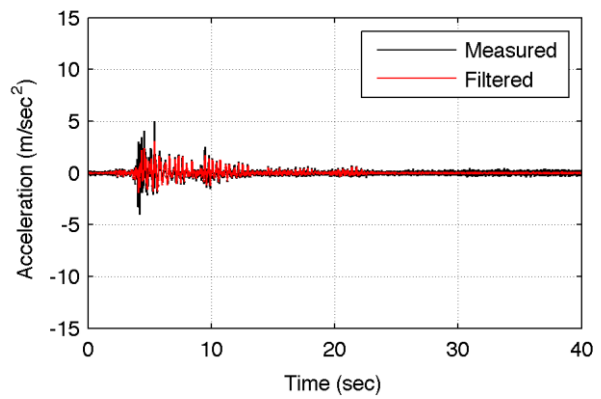
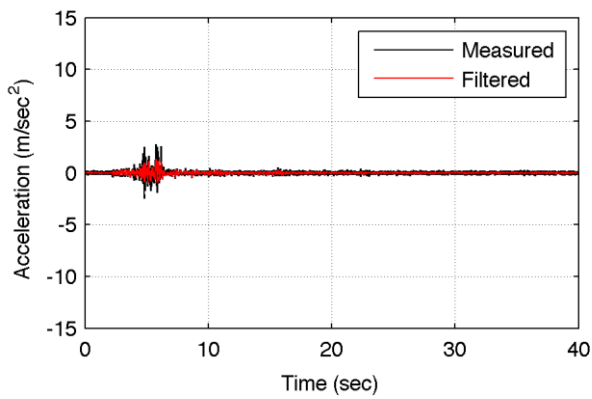
Σχήμα 4.1.48: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



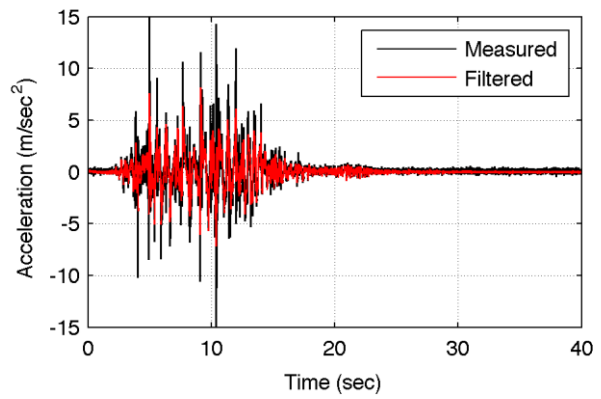
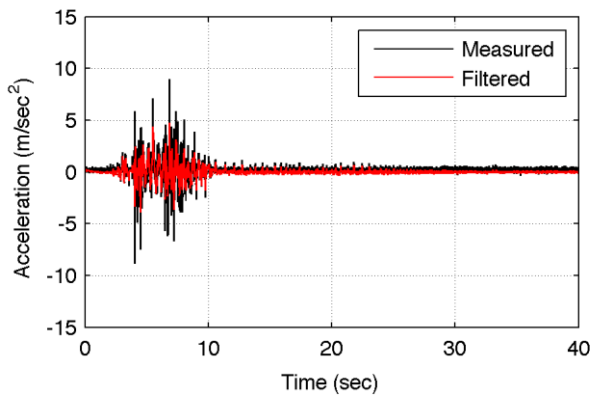
Σχήμα 4.1.49: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%



Σχήμα 4.1.50: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 100%

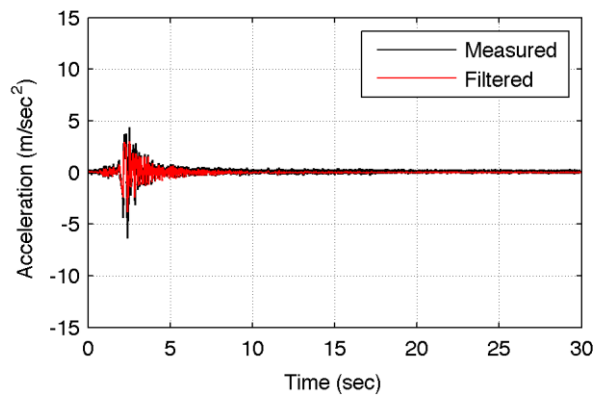
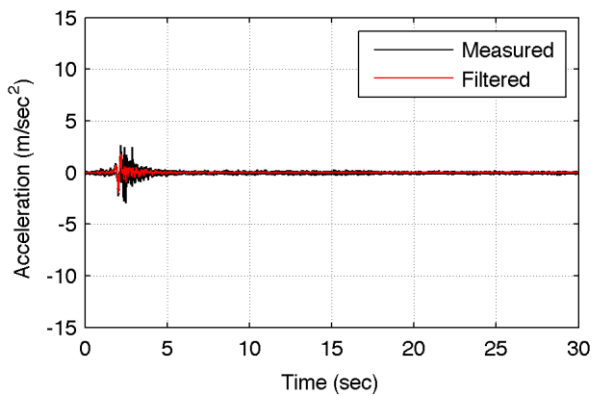


Σχήμα 4.1.51: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

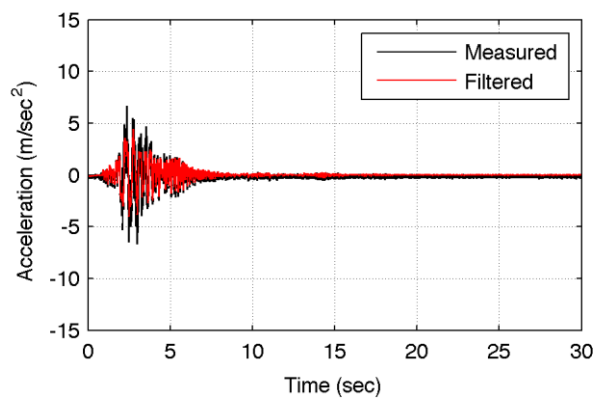
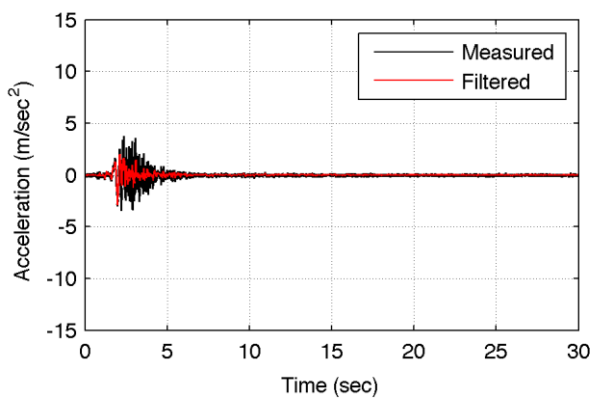


Σχήμα 4.1.52: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80% (αριστερά), ένταση 100% (δεξιά)

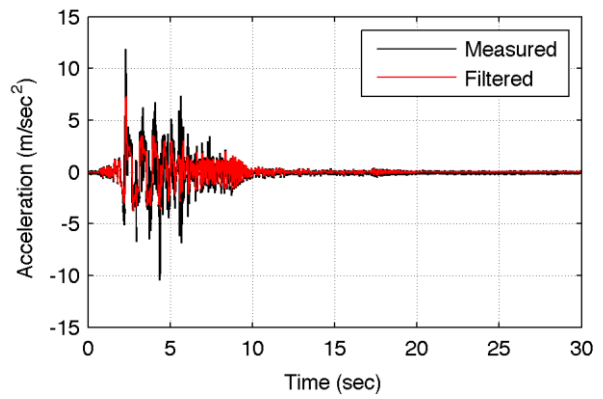
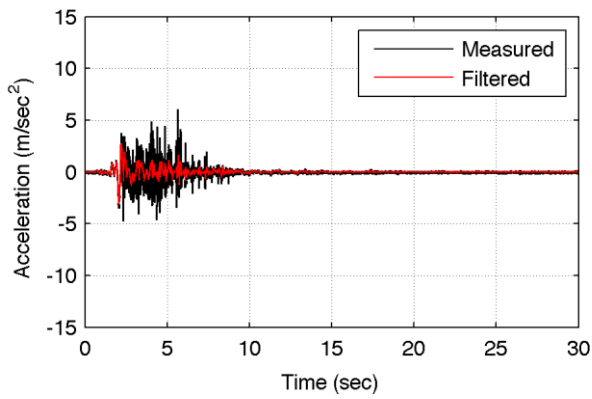
Επιταχυνσιογράφημα Αίγιο 1995 – 40%, 60%, 80%, 100%



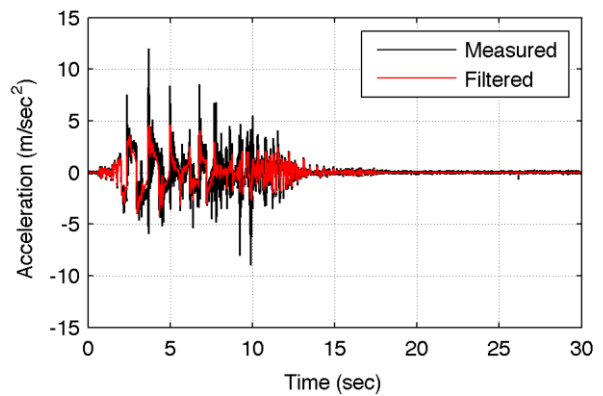
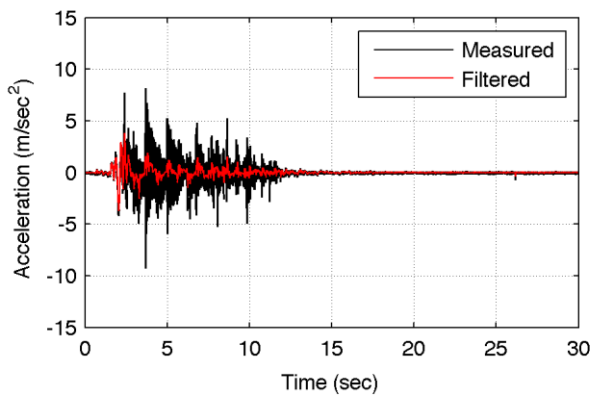
Σχήμα 4.1.53: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



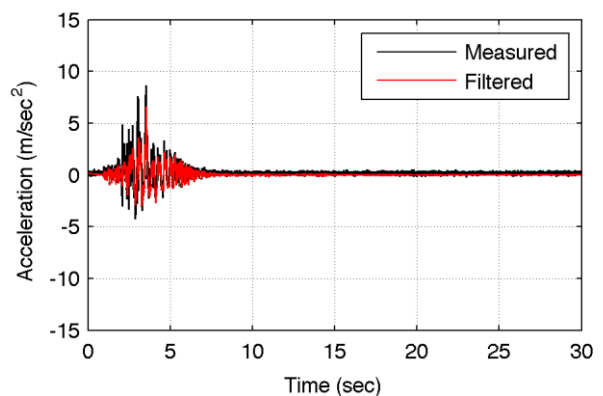
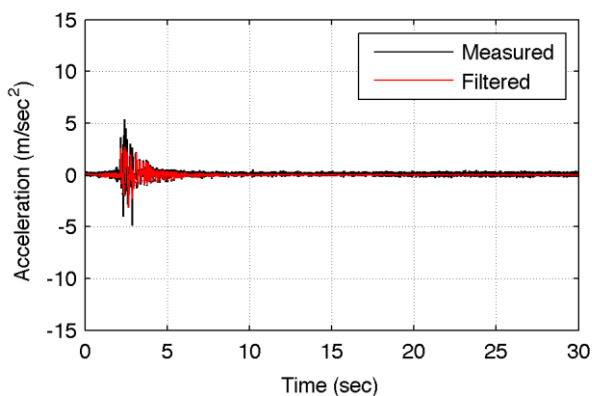
Σχήμα 4.1.54: Καταγραφή επιταχυνσιόμετρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



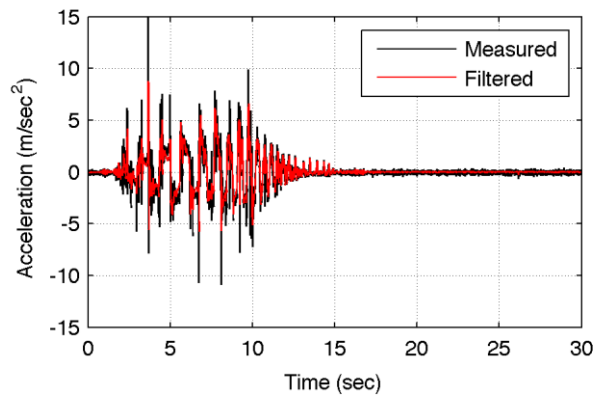
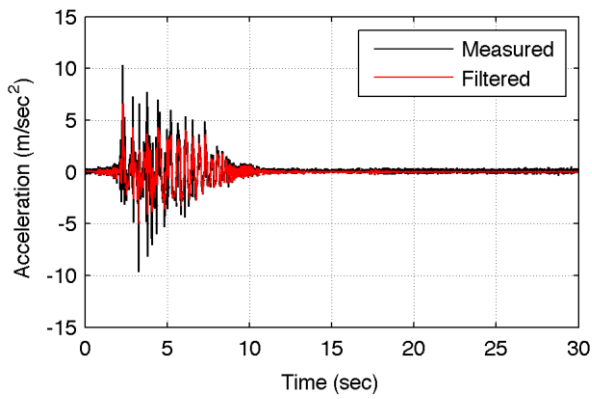
Σχήμα 4.1.55: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%



Σχήμα 4.1.56: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 100%

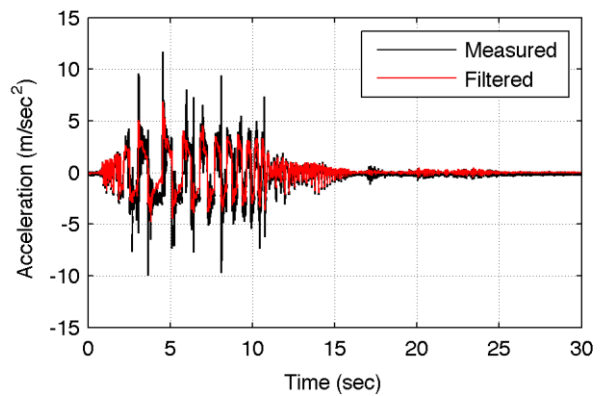
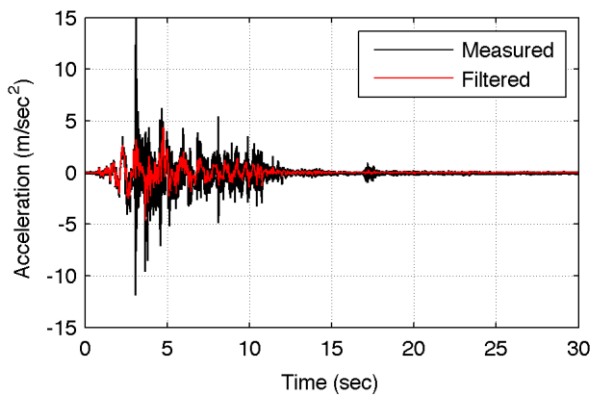


Σχήμα 4.1.57: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

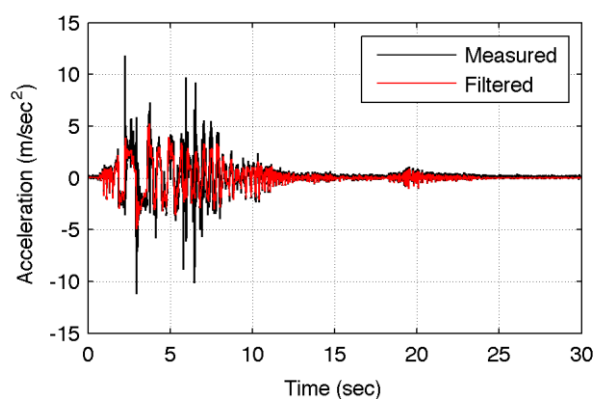
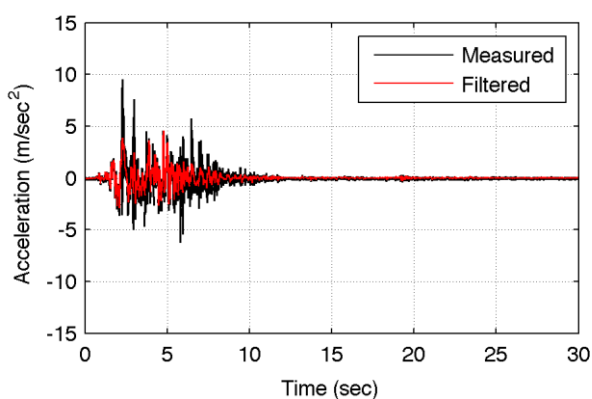


Σχήμα 4.1.58: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80% (αριστερά), ένταση 100% (δεξιά)

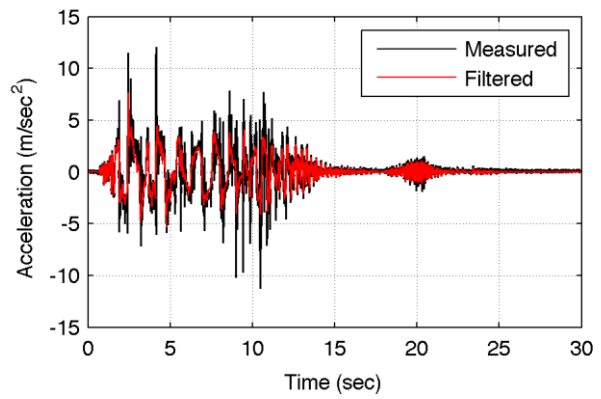
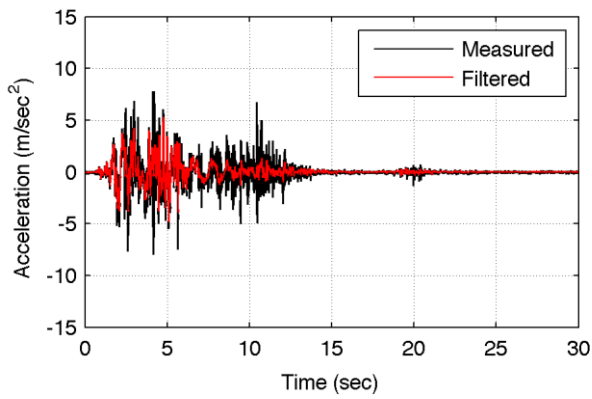
Επιταχυνσιογράφημα San Fernando 1971 – 40%, 60%, 80%, 100%



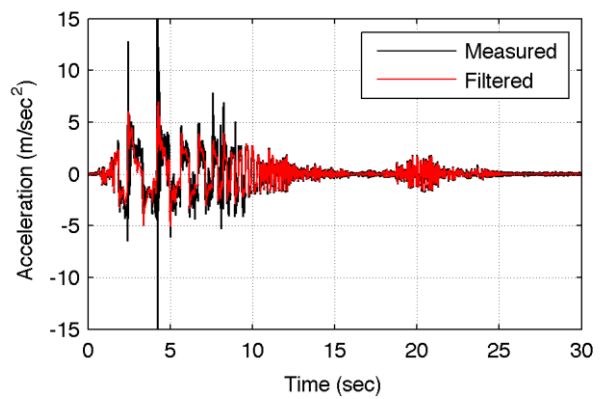
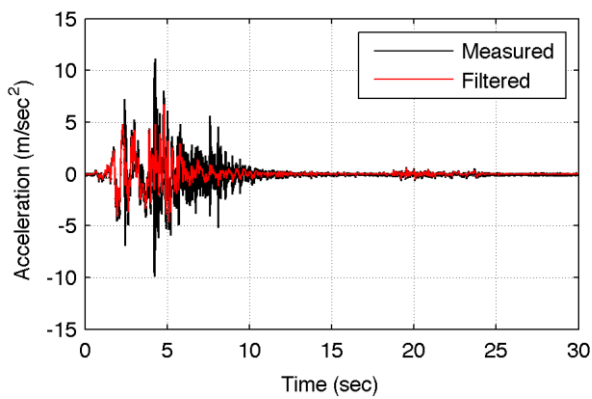
Σχήμα 4.1.59: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



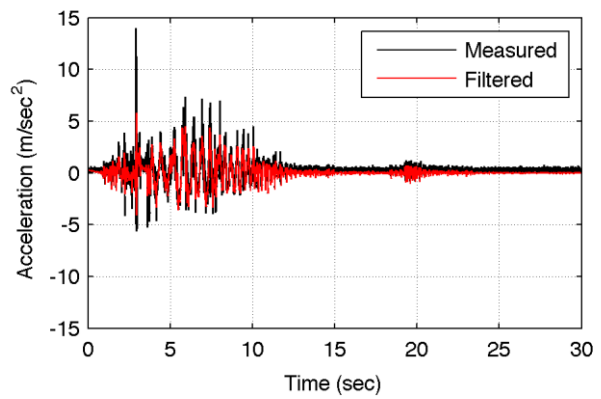
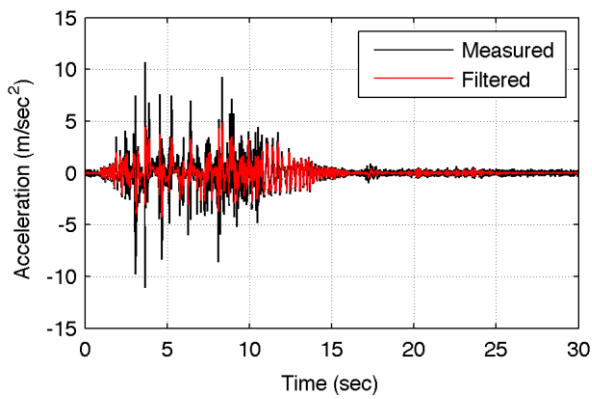
Σχήμα 4.1.60: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 60%



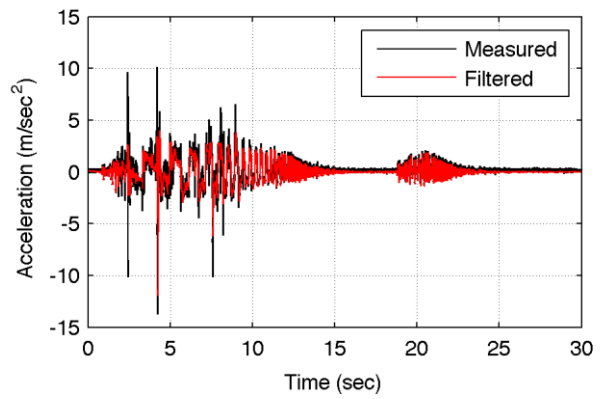
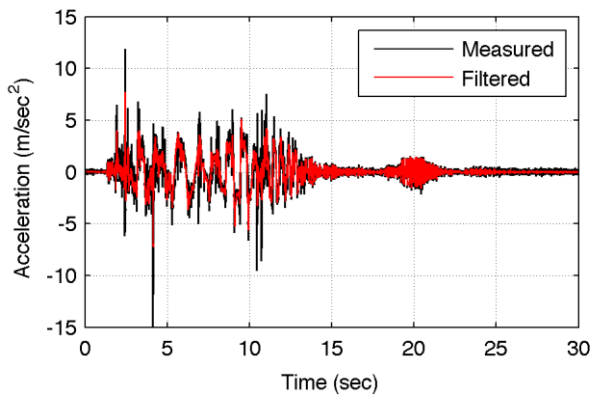
Σχήμα 4.1.61: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 80%



Σχήμα 4.1.62: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 100%

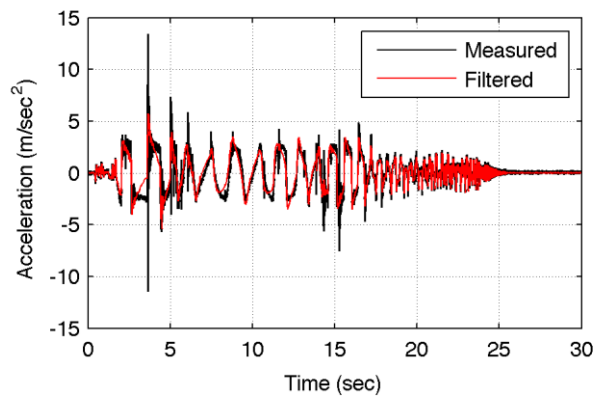
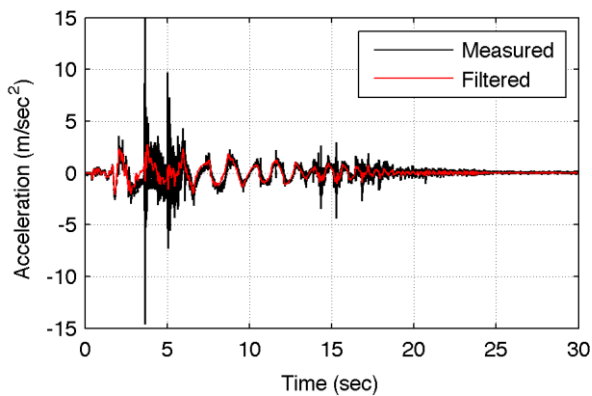


Σχήμα 4.1.63: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 40% (αριστερά), ένταση 60% (δεξιά)

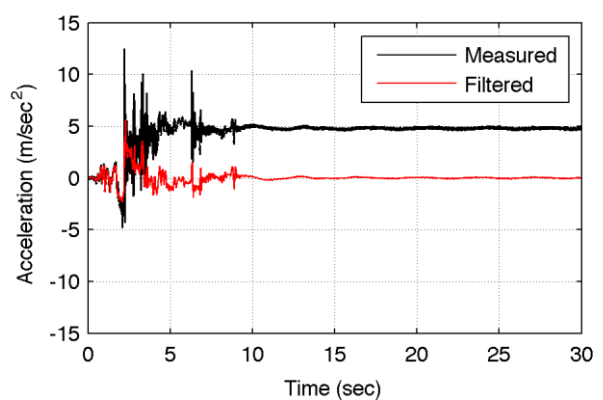
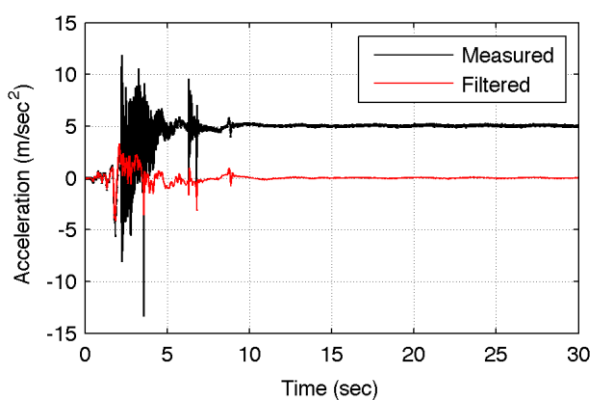


Σχήμα 4.1.64: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 80% (αριστερά), ένταση 100% (δεξιά)

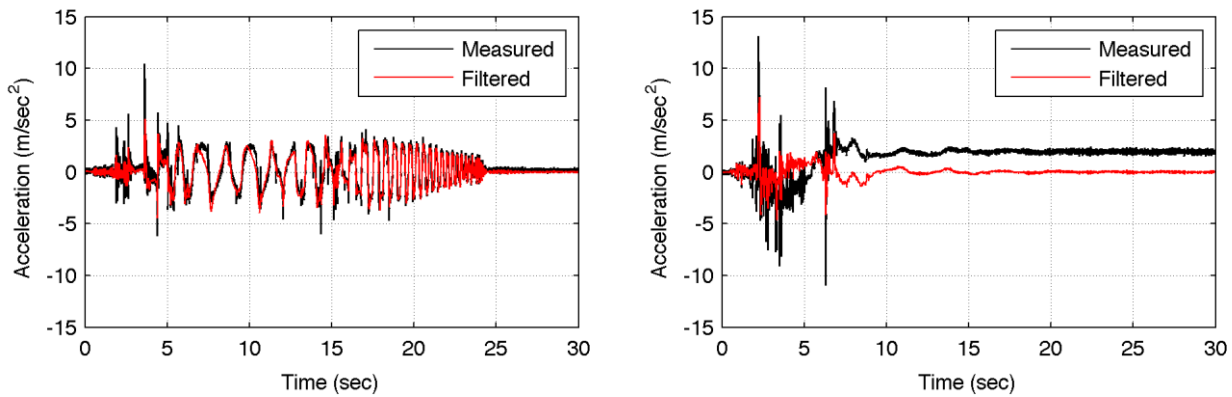
Επιταχυνσιογράφημα Northridge 1994 – 20%, 40%



Σχήμα 4.1.65: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 20%



Σχήμα 4.1.66: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου παράλληλα στην διεύθυνση διέγερσης στη βάση (αριστερά) και στην κορυφή (δεξιά) του λικνιζόμενου στοιχείου, ένταση 40%



Σχήμα 4.1.67: Καταγραφή επιταχυνσιομέτρου εγκάρσια στη διεύθυνση διέγερσης στην κορυφή του λικνιζόμενου στοιχείου ένταση 20% (αριστερά), ένταση 40% (δεξιά)

4.2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑΤΩΝ

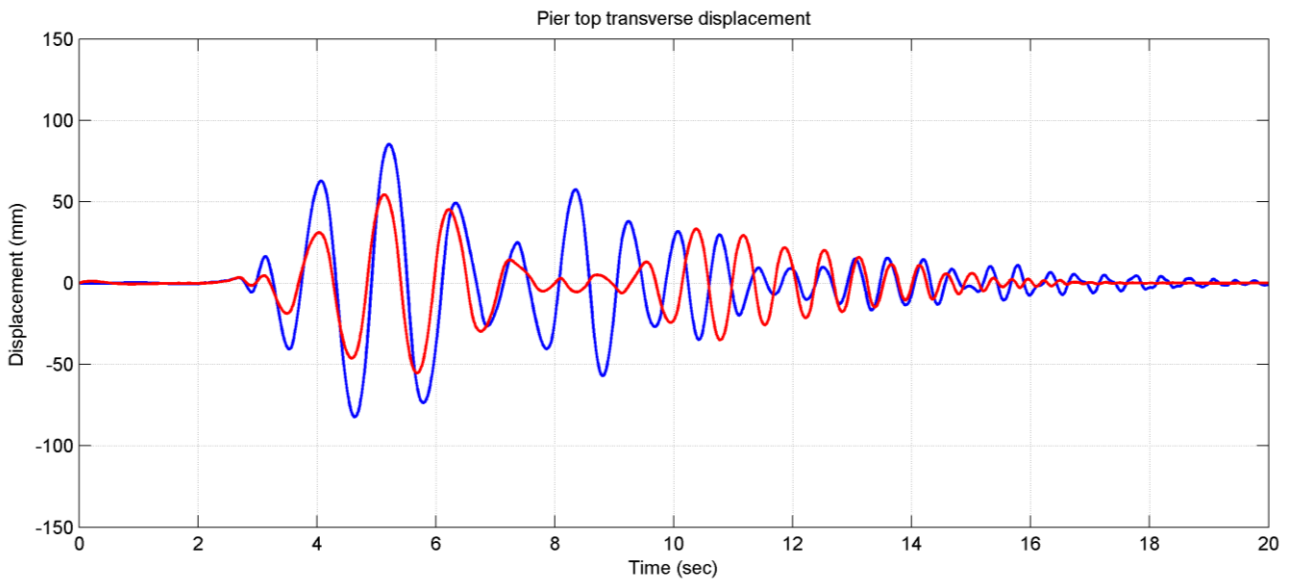
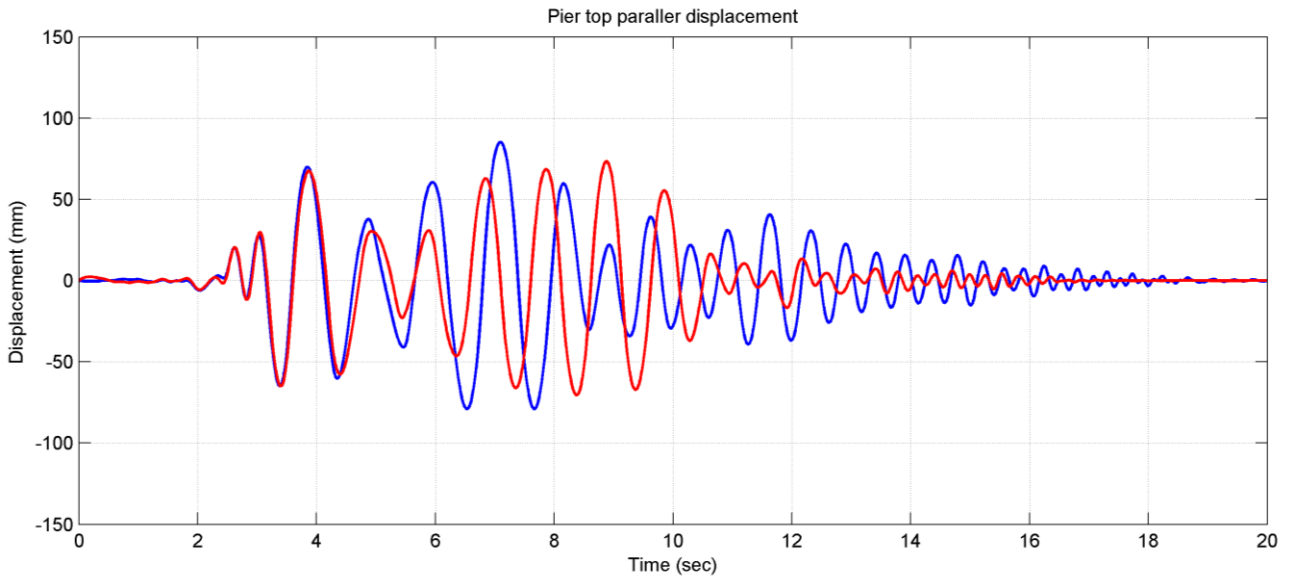
Στην ενότητα αυτή γίνεται περαιτέρω επεξεργασία των παραπάνω πειραματικών δεδομένων και σύγκριση της απόκρισης ανάμεσα στις δύο επιλογές σχεδιασμού, δηλ. του βάθρου με βάση από σκυρόδεμα και του βάθρου με ενίσχυση βάσης μέσω μεταλλικής πλάκας.

Ο πλέον άμεσος τρόπος σύγκρισης της δυναμικής απόκρισης ανάμεσα στις δύο επιλογές σχεδιασμού είναι μέσω της χρονοϊστορίας μετακίνησης της κορυφής των βάθρων. Για το λόγο αυτό εφαρμόστηκε αριθμητική ολοκλήρωση στις χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και η μετατροπή τους σε χρονοϊστορίες ταχυτήτων και μετακινήσεων, χρησιμοποιώντας ελεγμένα φίλτρα τα οποία βαθμονομήθηκαν και ελέγχθησαν στα πειράματα των προηγούμενων κεφαλαίων (1-3).

Τα Σχήματα 4.2.1-4.2.5 παρουσιάζουν την οριζόντια μετακίνηση κορυφής βάθρου ως συνιστώσα της μετακίνησης παράλληλα στην κίνηση (άνω γραφήματα) και της μετακίνησης εγκάρσια στην κίνηση (κάτω γραφήματα), για μία σειρά από αντιπροσωπευτικούς σεισμούς (Parkfield 1966 στο 60% της έντασης, Loma Prieta 1989 στο 40% της έντασης, Καλαμάτα 1986 και Λευκάδα 2003 στο 100% της έντασης και San Fernando 1971 στο 60% της έντασης). Με μπλε γραμμή παρουσιάζεται η απόκριση του βάθρου με βάση από σκυρόδεμα και με κόκκινη γραμμή παρουσιάζεται η απόκριση του βάθρου με ενισχυμένη βάση από μεταλλική πλάκα.

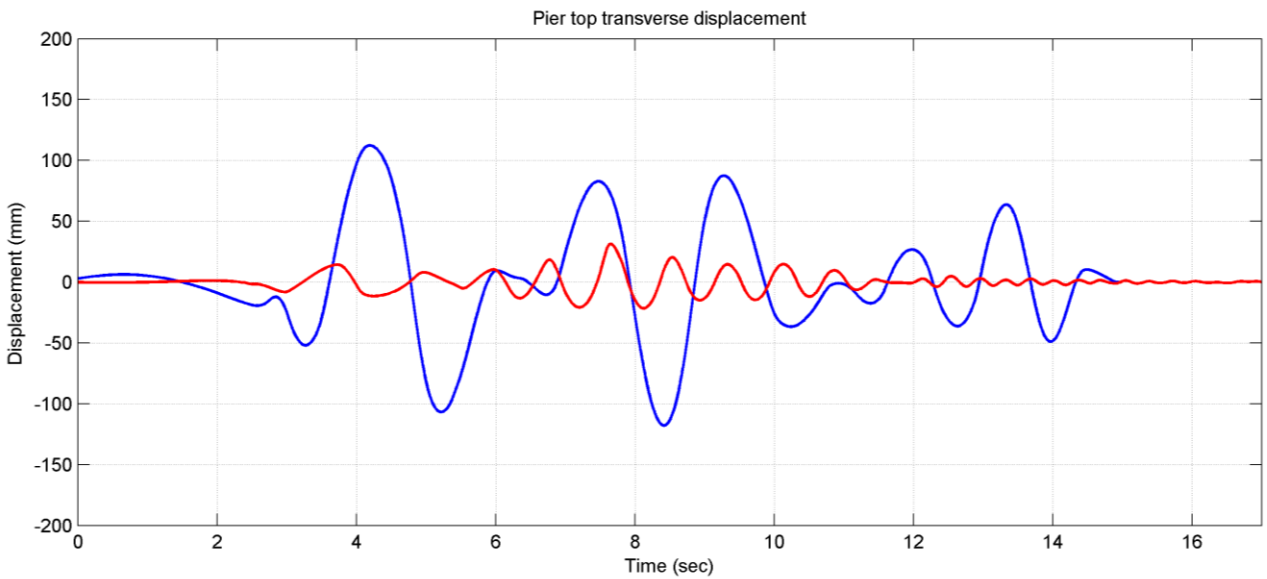
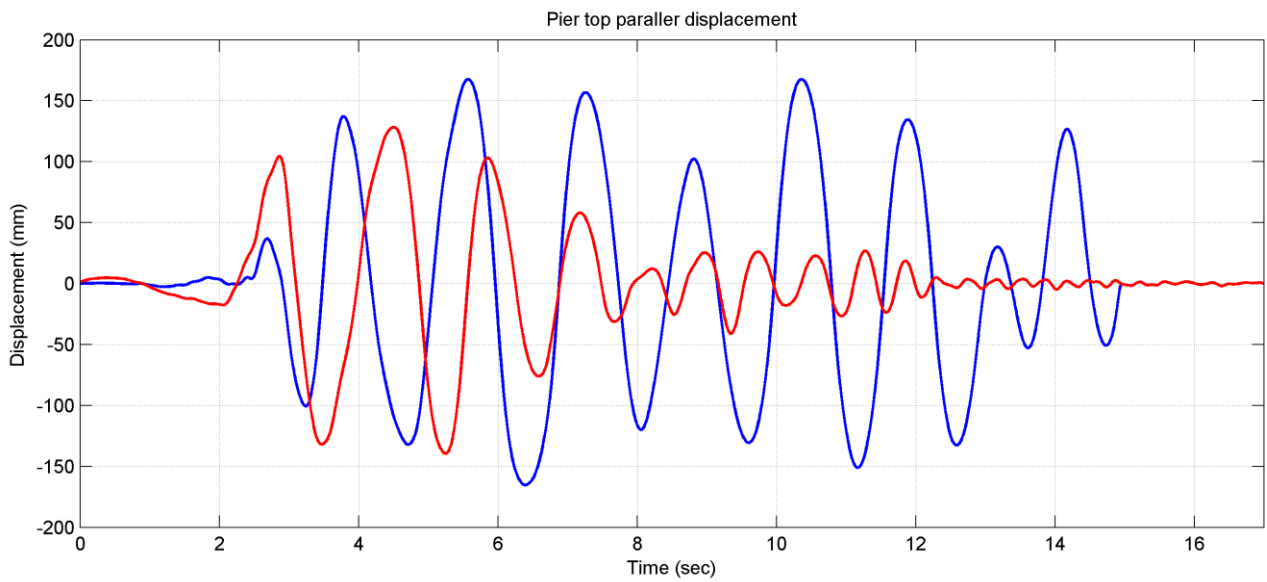
Στο Σχήμα 4.2.1(πάνω) συγκρίνεται η απόκριση παράλληλα στην κίνηση για τον σεισμό Parkfield 1966 (60%). Παρατηρείται πως δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές στην μέγιστη τιμή της οριζόντιας μετακίνησης ανάμεσα στα δύο βάθρα. Αντίθετα, στο Σχήμα 4.2.1(κάτω) είναι εμφανής η σημαντική διαφορά στη μέγιστη τιμή της απόκρισης κατά την εγκάρσια έννοια (κάθετα στην κίνηση) με το βάθρο με τη μεταλλική βάση να παρουσιάζει σαφώς μικρότερη εγκάρσια εκτροπή.

Το παραπάνω χαρακτηριστικό γίνεται πιο έντονο στο Σχήμα 4.2.2 για τον σεισμό Loma Prieta 1989 (40%), όπου ενώ στην απόκριση παράλληλα στην κίνηση η μέγιστη τιμή δεν μεταβάλλεται σημαντικά, η διαφορά στην εκτός επιπέδου εκτροπή είναι εντυπωσιακή ανάμεσα στις δύο περιπτώσεις. Είναι σαφής η τάση του βάθρου με τη μεταλλική πλάκα να ακολουθήσει κίνηση στο επίπεδο της κίνησης (κόκκινη γραμμή) σε σχέση με το βάθρο με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) όπου η κίνηση του βάθρου είναι τρισδιάστατη με σημαντική εγκάρσια εκτροπή.

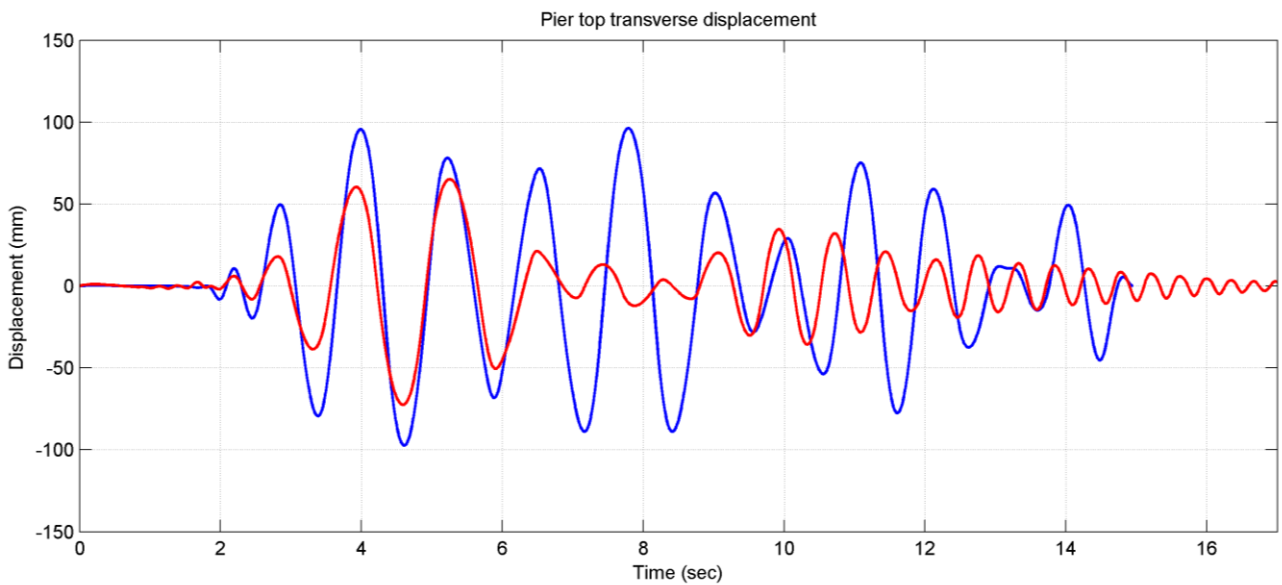
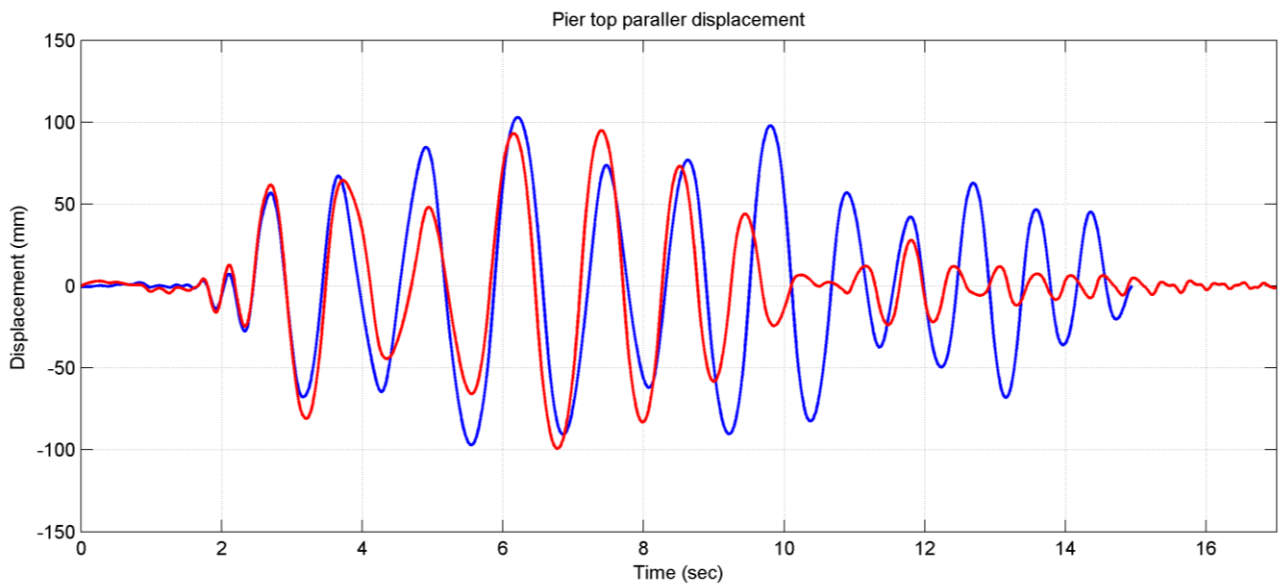


Σχήμα 4.2.1: Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση (επάνω) και εγκάρσια στην κίνηση (κάτω) για το βάρου με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) και με μεταλλική βάση (κόκκινη γραμμή). Εφαρμόστηκε η σεισμική καταγραφή Parkfield 1966 στο 60% της έντασης.

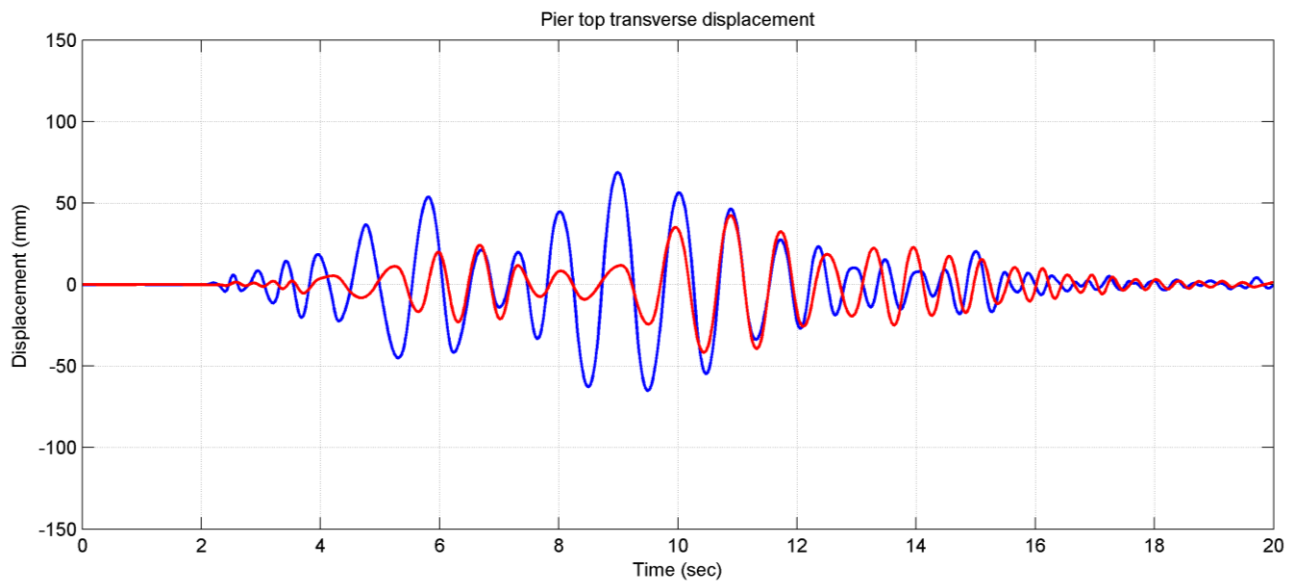
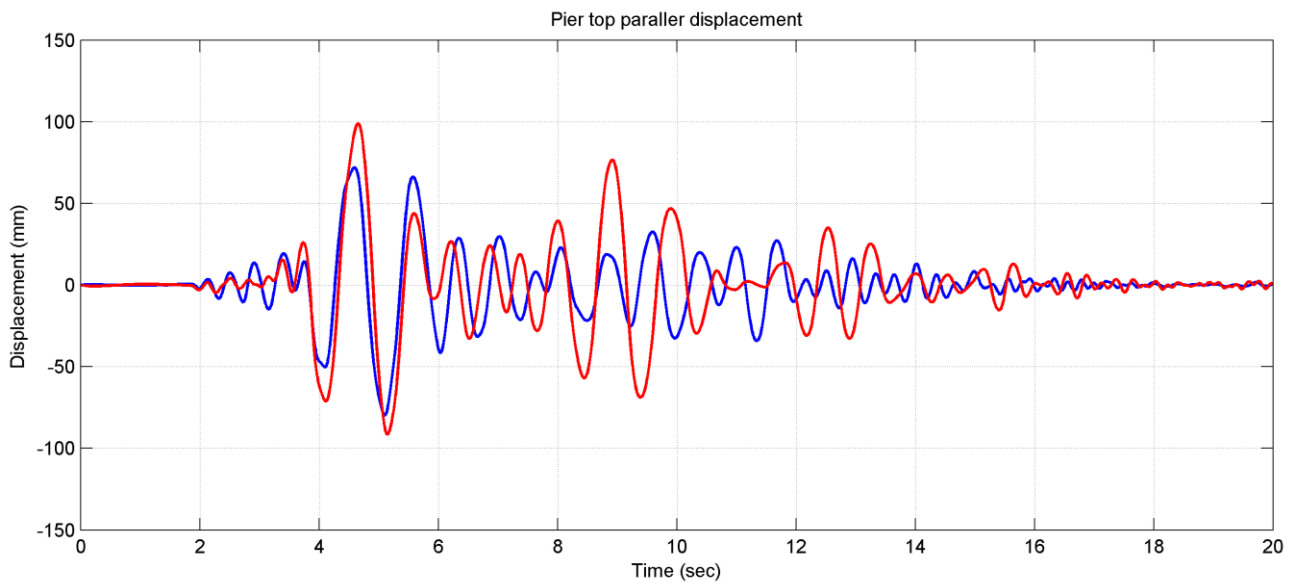
Η εικόνα είναι αντίστοιχη και στα υπόλοιπα αποτελέσματα (Σχήματα 4.2.3-4.2.5) για τους σεισμούς Καλαμάτα 1986 (100%), Λευκάδα 2003 (100%), San Fernando 1971 (60%), με τη μέγιστη τιμή της απόκρισης παράλληλα στην κίνηση να μην καταδεικνύει ποια είναι η βέλτιστη περίπτωση (βάση από σκυρόδεμα ή χάλυβα), ενώ αντίθετα στην εγκάρσια μετακίνηση υπάρχει σαφώς βελτιωμένη εικόνα στην περίπτωση του βάρου με τη μεταλλική πλάκα. Το εύρημα αυτό έρχεται να επιβεβαιώσει την αίσθηση του παρατηρητή κατά την διάρκεια των πειραμάτων πως το βάρου με τη μεταλλική πλάκα παρέμενε περισσότερο εντός επιπέδου της κίνησης και παρουσίαζε μικρότερη εκτροπή εκτός επιπέδου.



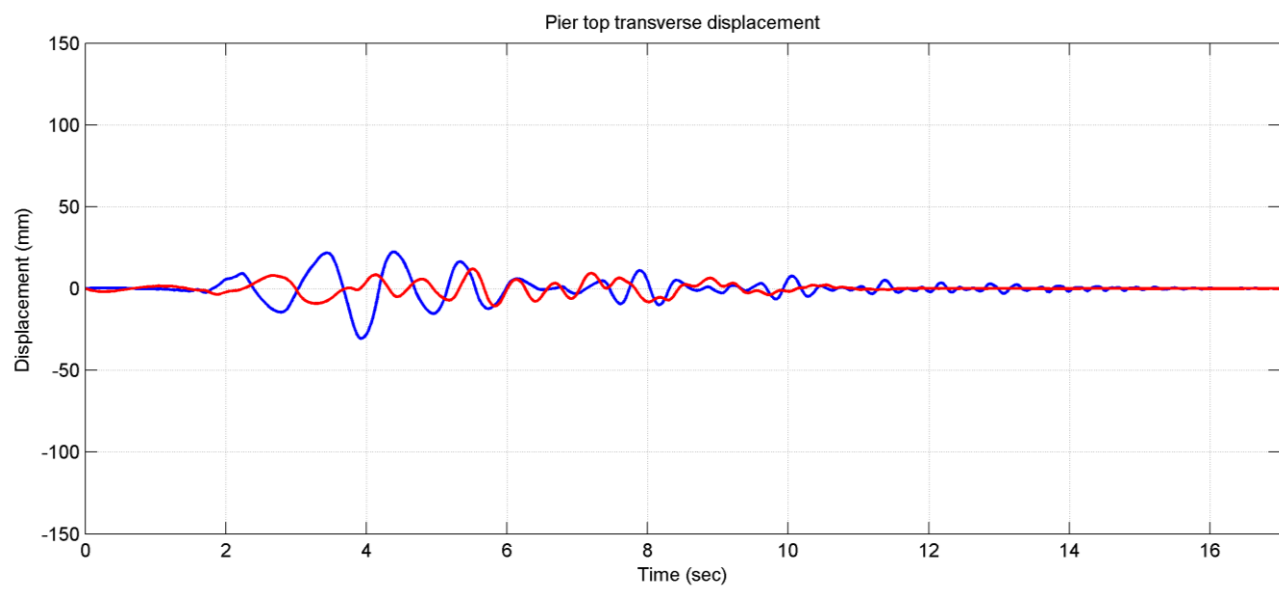
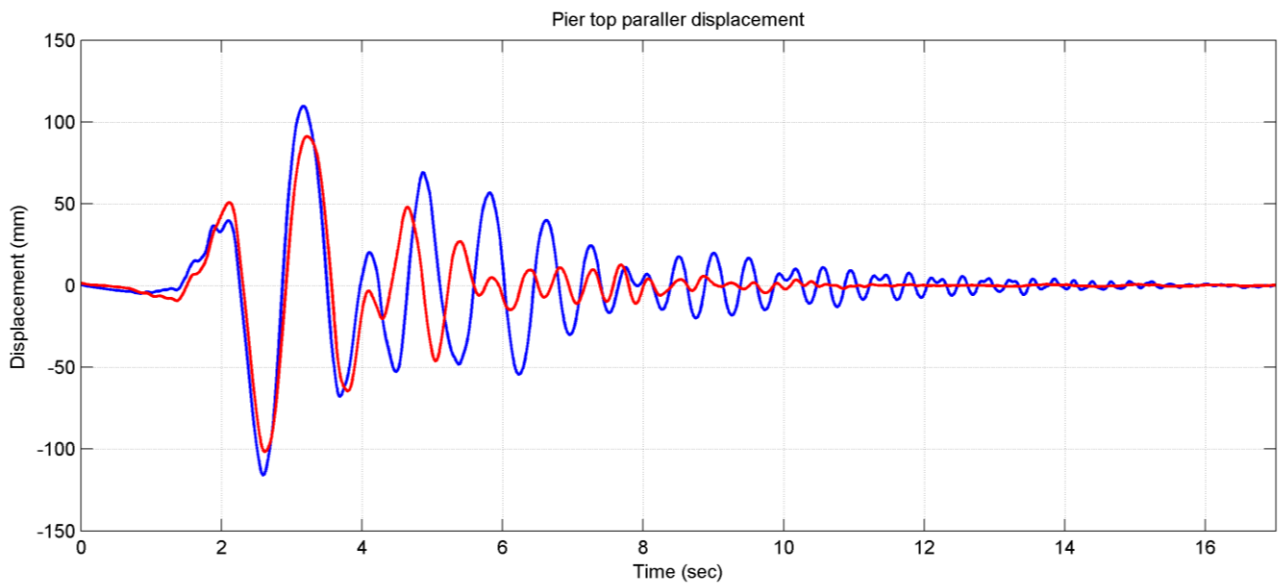
Σχήμα 4.2.2: Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση (επάνω) και εγκάρσια στην κίνηση (κάτω) για το βάρη με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) και με μεταλλική βάση (κόκκινη γραμμή). Εφαρμόστηκε η σεισμική καταγραφή Loma Prieta 1989 στο 40% της έντασης.



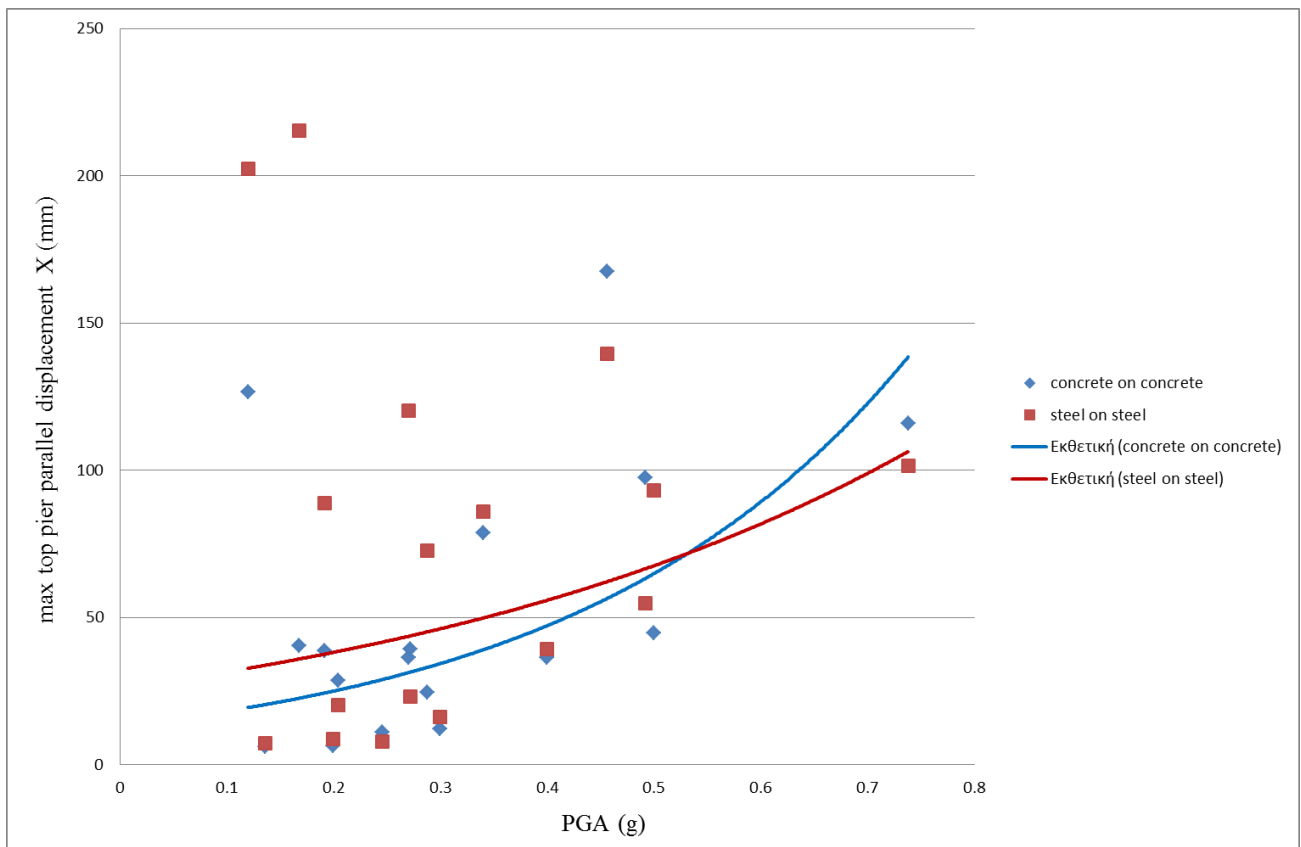
Σχήμα 4.2.3: Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση (επάνω) και εγκάρσια στην κίνηση (κάτω) για το βάρη με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) και με μεταλλική βάση (κόκκινη γραμμή). Εφαρμόστηκε η σεισμική καταγραφή Καλαμάτα 1986 στο 100% της έντασης.



Σχήμα 4.2.4: Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση (επάνω) και εγκάρσια στην κίνηση (κάτω) για το βάρου με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) και με μεταλλική βάση (κόκκινη γραμμή). Εφαρμόστηκε η σεισμική καταγραφή Λευκάδα 2003 στο 100% της έντασης.



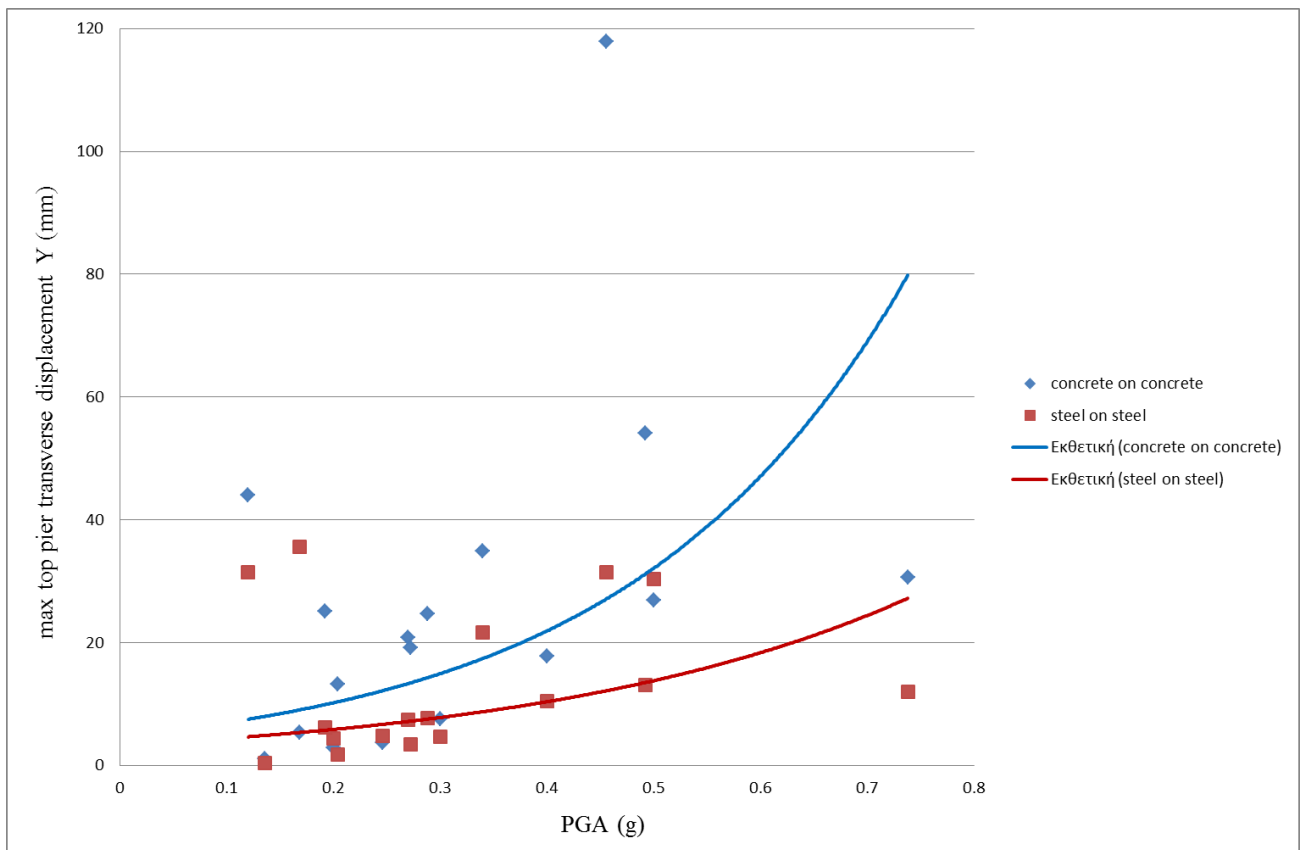
Σχήμα 4.2.5: Μετακίνηση κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση (επάνω) και εγκάρσια στην κίνηση (κάτω) για το βάρη με βάση από σκυρόδεμα (μπλε γραμμή) και με μεταλλική βάση (κόκκινη γραμμή). Εφαρμόστηκε η σεισμική καταγραφή San Fernando 1971 στο 60% της έντασης.



Σχήμα 4.2.6: Μέγιστες τιμές της μετακίνησης κορυφής βάρου παράλληλα στην κίνηση συναρτήσει της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης (PGA) για τους σεισμούς του Πίνακα 4.1.1. Τα σημεία με το μπλε χρώμα αντιστοιχούν στην περίπτωση βάρου με βάση από σκυρόδεμα, ενώ τα σημεία με το κόκκινο χρώμα αντιστοιχούν στην περίπτωση βάρου με μεταλλική βάση. Με συνεχή γραμμή έχουν προσαρμοστεί οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες με τα αντίστοιχα χρώματα.

Τα Σχήματα 4.2.6 και 4.2.7 παρουσιάζουν αντίστοιχα τις μέγιστες τιμές της μετακίνησης κορυφής βάρου κατά τον άξονα x (παράλληλα στην κίνηση) και τον άξονα y (κάθετα στην κίνηση), συναρτήσει της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης (PGA) για όλους τους σεισμούς του Πίνακα 4.1.1. Τα σημεία με μπλε χρώμα αντιστοιχούν στο βάρου με βάση από σκυρόδεμα που εδράζεται ελεύθερα σε επιφάνεια θεμελίου επίσης από σκυρόδεμα (*concrete on concrete*) ενώ τα σημεία με το κόκκινο χρώμα αντιστοιχούν στο βάρου όπου οι επιφάνειες επαφής της βάσης του βάρου και του θεμελίου είναι μεταλλικές πλάκες (*steel on steel*). Ανάμεσα στο νέφος των σημείων έχουν προσαρμοστεί οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες για τις δύο περιπτώσεις με χρώμα μπλε και κόκκινο αντίστοιχα.

Το Σχήμα 4.2.6 δείχνει πως δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά στη μέγιστη τιμή της απόκρισης παράλληλα στην κίνηση για τις δύο διαφορετικές περιπτώσεις των βάρων. Αντίθετα, το Σχήμα 4.2.7 παρουσιάζει με τρόπο κατηγορηματικό τη μικρότερη μεγέθους μετακίνηση του βάρου με την μεταλλική βάση όσον αφορά την εκτός επιπέδου εκτροπή του. Για όλο το εύρος της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) των σεισμών, οι τιμές της μέγιστης εγκάρσιας μετακίνησης κορυφής παρουσιάζουν μία μείωση της τάξεως του 50% για το βάρου με τη μεταλλική βάση σε σχέση με το βάρου με βάση από σκυρόδεμα.



Σχήμα 4.2.7: Μέγιστες τιμές της μετακίνησης κορυφής βάθρου κάθετα στην κίνηση συναρτήσει της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης (PGA) για τους σεισμούς του Πίνακα 4.1.1. Τα σημεία με το μπλε χρώμα αντιστοιχούν στην περίπτωση βάθρου με βάση από σκυρόδεμα, ενώ τα σημεία με το κόκκινο χρώμα αντιστοιχούν στην περίπτωση βάθρου με μεταλλική βάση. Με συνεχή γραμμή έχουν προσαρμοστεί οι βέλτιστες εκθετικές καμπύλες με τα αντίστοιχα χρώματα.

Η διαφοροποίηση της παρατηρούμενης απόκρισης στην περίπτωση μεταλλικής διεπιφάνειας είναι κατασκευαστικός. Παρά το γεγονός ότι η σκυροδέτηση για το βάθρο με βάση από σκυρόδεμα που εδράζεται ελεύθερα σε επιφάνεια θεμελίου επίσης από σκυρόδεμα έγινε σε εργαστηριακές συνθήκες και με εξαιρετική επιμέλεια, οι πολύ μικρές ανωμαλίες της διεπιφάνειας φαίνεται να ενισχύουν το λικνισμό του κυλινδρικού βάθρου και στις τρεις διαστάσεις. Το κυλινδρικό βάθρο παρουσίασε ιδιαίτερη ευαισθησία σε αυτές τις ατέλειες της διεπιφάνειας και η απόκρισή του παρέκλινε από την απόκριση των αναλυτικών σχέσεων που θεωρούν λικνισμό στο επίπεδο της κίνησης. Παρά το μεγάλο αριθμό επαναλήψεων δοκιμών στο βάθρο δεν παρατηρήθηκε τοπική σύνθλιψη του σκυροδέματος στη βάση παρά μόνο μικρο-αποφλοίωση του σκυροδέματος στην περίμετρο της βάσης και συγκεκριμένα στη διεπιφάνεια με το τοίχωμα της μεταλλικής κοίλης διατομής (Σχήμα 4.2.8). Στο αποτέλεσμα αυτό συνέτεινε το γεγονός ότι χρησιμοποιήθηκε μη-συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής με μικρο-ίνες και η τοποθέτησή του έγινε με σχολαστική επιμέλεια (υλοποίηση μάλλον δύσκολη για συνθήκες εργοταξίου).

Αντίθετα, στην περίπτωση του βάθρου με επιφάνειες επαφής βάσης και θεμελίου από χάλυβα, οι μεταλλικές πλάκες που χρησιμοποιήθηκαν κόπηκαν με ακρίβεια και διαμορφώθηκαν σε τόρνο ώστε να εξασφαλίζεται κατά το δυνατόν η επιπεδότητά τους. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα το κυλινδρικό βάθρο να πραγματοποιεί μεν κίνηση και στις τρεις διαστάσεις, αλλά οπωσδήποτε ο λικνισμός στο επίπεδο της κίνησης ήταν ο κυρίαρχος, ενώ η εγκάρσια εκτροπή ήταν σαφώς περιορισμένη.



Σχήμα 4.2.8: Περιμετρική μικρο-αποφλοίωση του σκυροδέματος στη διεπιφάνεια με την κοίλη διατομή – λεπτομέρεια (δεξιά)

4.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνήθηκε διεξοδικά ο βαθμός τοπικής βλάβης του βάρου στις ακμές της διατομής ως αποτέλεσμα της λικνιστικής του απόκρισης. Εξετάστηκαν δύο προσεγγίσεις: η διαμόρφωση διεπιφανειών από σκυρόδεμα για τη βάση του βάρου και την επιφάνεια έδρασης και η διαμόρφωση διεπιφανειών από χάλυβα. Και οι δύο σχεδιαστικές λύσεις διερευνήθηκαν πειραματικά σε αντίστοιχα δοκίμια τα οποία υποβλήθηκαν σε μεγάλο αριθμό σεισμικών διεγέρσεων. Τα αποτελέσματα των δοκιμών έδειξαν ότι η εμφάνιση αποφλοίωσης του σκυροδέματος ως αποτέλεσμα των κρούσεων κατά μήκος της περιμέτρου της ακμής (δηλ. στα εν δυνάμει σημεία περιστροφής) αφενός μεταβάλλει την απόκριση πρωϊούσης της βλάβης και, αφετέρου, οδηγεί σε εντονότερη εκτός επιπέδου μετακίνηση του βάρου σε σύγκριση με τη λύση διεπιφανειών από χάλυβα.

Η παραπάνω πειραματική διερεύνηση οδηγεί στη πρόταση διαμόρφωσης των διεπιφανειών κορυφής και βάσης των βάρων γεφυρών από μεταλλικές πλάκες, σε όλη την επιφάνεια επαφής, καθώς δεν φαίνεται να είναι δυνατόν να αποφευχθεί η τοπική μικροαποφλοίωση του σκυροδέματος βάσης, ιδιαιτέρως αν συνυπολογισθούν και οι εργοταξιακές συνθήκες υλοποίησης σε πραγματικά έργα. Η προτεινόμενη προσέγγιση εκτός του ότι οδηγεί σε καλύτερη λικνιστική απόκριση του βάρου, έχει το σημαντικό, ως προς τον πρακτικό σχεδιασμό και υλοποίηση, πλεονέκτημα ότι δεν εμφανίζει βλάβες/φθορές στα σημεία κοντά στους πόλους περιστροφής της λικνιστικής απόκρισης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Διερεύνηση της εντός/εκτός επιπέδου απόκρισης καταστρώματος απλά εδραζόμενου σε βάθρα με διαφορετικά ύψη

ΣΥΝΟΨΗ

Στην πλειονότητα των περιπτώσεων λόγω της τοπογραφίας του έργου ψηλά βάθρα γεφυρών ενδέχεται να βρίσκονται δίπλα σε χαμηλά βάθρα με αποτέλεσμα μία ομοιόμορφη μετάθεση του καταστρώματος στο επίπεδο της γέφυρας επιβάλλει στο βραχύ βάθρο μεγαλύτερη στροφή από ότι στο ψηλό. Δεδομένου ότι οι προαναφερθείσες διαφορές στα ύψη των βάθρων ενδέχεται να αποτελέσουν πρόκληση για την εφαρμογή της σεισμικής προστασίας γεφυρών μέσω λικνισμού των βάθρων, στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται πειραματικά και θεωρητικά η απόκριση ανισοϋψών διατάξεων. Επίσης, εξετάζεται σε πιο βαθμό σωστά επιλεγμένοι τένοντες μπορούν να μετριάσουν τις διαφορές της δυναμικής απόκρισης ανισοϋψών βάθρων. Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται επίσης θεωρητικά η εναλλακτική λύση κατά την οποία τα πιο κοντά βάθρα κατασκευάζονται ως συμβατικοί πρόβολοι οι οποίοι φέρουν σεισμικό μονωτήρα στην κορυφή.

5.1. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΔΟΚΙΜΕΣ

Στην πλειονότητα των περιπτώσεων η τοπογραφία των έργων επιβάλλει τη δημιουργία ψηλών βάθρων γεφυρών δίπλα σε χαμηλά βάθρα. Θεωρώντας μία ομοιόμορφη μετάθεση του καταστρώματος στο επίπεδο της γέφυρας, στο βραχύ βάθρο επιβάλλεται μεγαλύτερη στροφή από ότι στο ψηλό. Στο Κεφάλαιο 5 εξετάζεται πειραματικά η απόκριση ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου με ανισοϋπή βάθρα. Για το σκοπό αυτό σχεδιάστηκε και υλοποιήθηκε η διάταξη του Σχήματος 5.1.1.

Το δοκίμιο του Σχήματος 5.1.1 αποτελείται από 2 κοίλα χαλύβδινα λικνιζόμενα στοιχεία διαφορετικής γεωμετρίας. Ο στύλος στα αριστερά (βλ. Σχήμα 5.1.1) έχει την ίδια γεωμετρία με τα βάθρα στα Κεφάλαιο 1-3, ενώ ο μικρότερος σε μέγεθος στύλος στα δεξιά (Σχήμα 5.1.1) έχει την ίδια γεωμετρία με το μικρό στοιχείο μεταλλικής διεπιφάνειας του Κεφαλαίου 1.

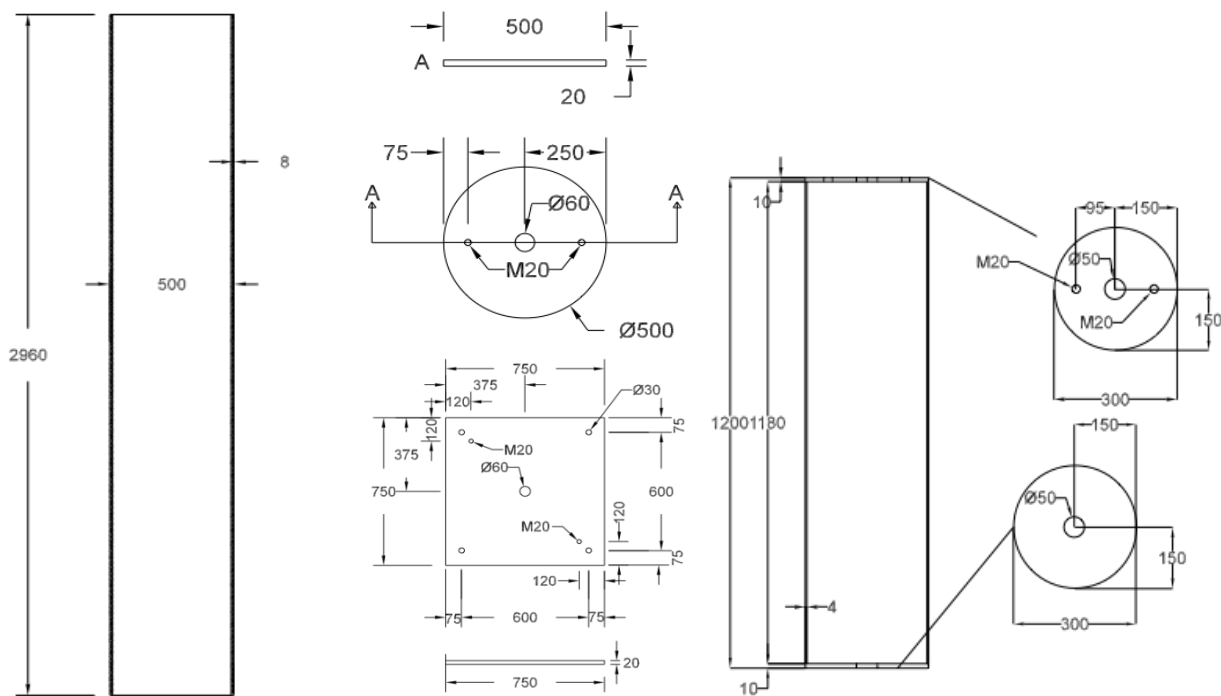


Σχήμα 5.1.1. Πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου με ανισοϋπή βάθρα.

Συγκεκριμένα, το ψηλό βάθρο αποτελείται από ένα κοίλο χαλύβδινο λικνιζόμενο στοιχείο ύψους 2.96m, διαμέτρου 0.5m και πάχους τοιχώματος 8mm (Σχήμα 5.1.2-αριστερά). Στα άκρα του έχουν συγκολληθεί χαλύβδινες κυκλικές πλάκες διαμέτρου 0.5m πάχους 20mm. Το συνολικό ύψος του δοκιμίου είναι 3m, που προσεγγίζει το ύψος βάθρου μίας τυπικής κοιλαδογέφυρας αυτοκινητοδρόμου σε κλίματα 1:3. Το δοκίμιο εδράζεται σε χαλύβδινη πλάκα διαστάσεων 750mm x 750mm και πάχους 20mm.

Το κοντό βάθρο είναι κατασκευασμένο από χάλυβα κοίλης κυκλικής διατομής διαμέτρου 300 mm και πάχους τοιχώματος 4 mm. Το συνολικό ύψος του στοιχείου είναι 1.2 m και έχει λόγο πλάτους

προς ύψος ίσο με $0.3/1.2=0.4$. Στο βάθρο έχουν συγκολληθεί μεταλλικές πλάκες (Σχήμα 5.1.2-δεξιά). Στις κυκλικές πλάκες στα άκρα των βάθρων έχουν διανοιχθεί στο κέντρο οπές διαμέτρου 60mm ώστε να μπορεί να διέρχεται συρματόσχοινο προέντασης. Το κοντό βάθρο εδράζεται σε χαλύβδινη πλάκα διαστάσεων 750mm x 750mm και πάχους 20mm, η οποία στηρίζεται σε δύσκαμπτο πλαίσιο ύψους 1.8m κατασκευασμένο από κοιλοδοκούς, οι οποίοι έχουν ενισχυθεί πλευρικά με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους, και έχουν συνδεθεί με την σεισμική τράπεζα με προεντεταμένες ντίζες (βλ. Σχήμα 5.1.1).



Σχήμα 5.1.2. Γεωμετρία μεγάλου μεγέθους στύλου (αριστερά) και μικρού μεγέθους στύλου (δεξιά) του ελεύθερα εδραζόμενου λικνιζόμενου πλαισίου.

Το επιστύλιο αποτελείται από μια σύμμικτη πλάκα χάλυβα - οπλισμένου σκυροδέματος. Το κάτω πέλμα της πλάκας αποτελείται από χαλυβδόφυλλο πλάτους 850mm, ύψους 70mm και μήκους 4.2m. Το συνολικό ύψος της πλάκας μετά την σκυροδέτηση είναι 200 mm και το βάρος είναι 2100 kgf. Το επιστύλιο εδράζεται στα λικνιζόμενα στοιχεία μέσω δύο χαλύβδινων πλακών διαστάσεων 800 mm x 750 mm. Τόσο στο επιστύλιο όσο και στις μεταλλικές πλάκες έχουν διανοιχθεί οπές διαμέτρου 60mm διαμέσου των οποίων διέρχεται το συρματόσχοινο προέντασης. Στις τέσσερις μεταλλικές πλάκες έχει συγκολληθεί μεταλλικό έλασμα διαμέτρου 600 mm και ύψους 20 mm έτσι ώστε να δημιουργηθεί εσοχή.

Τρεις ομάδες των τριών αισθητήρων μετακινήσεων τοποθετήθηκαν έτσι ώστε να προσδιορίζουν χωρικά τη μετακίνηση δύο αντιδιαμετρικών σημείων της βάσης και ενός σημείου της κορυφής του βάθρου στα αριστερά του Σχήματος 5.1.1. Μία ομάδα τριών αισθητήρων μετακίνησης τοποθετήθηκε στο εξωτερικό μεταλλικό πλαίσιο του Σχήματος 5.1.3-αριστερά έτσι ώστε να καταγράφουν την χωρική μετακίνηση την αριστερής άκρης του καταστρώματος. Τοποθετήθηκαν επίσης τρία συστήματα τριών επιταχυνσιομέτρων για μέτρηση της εντός επιπέδου, εγκάρσιας και κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Ένα σύστημα τοποθετήθηκε στην αριστερή άκρη του καταστρώματος, ενώ τα άλλα δύο στην κορυφή και τη βάση του αριστερά βάθρου.



Σχήμα 5.1.3. Πειραματική διάταξη του λικνιζόμενου πλαισίου με ανισοϋπή βάθρα με το μεταλλικό πλαίσιο (αριστερά) και τους αισθητήρες.

Για την εξασφάλιση του εξοπλισμού και του δοκιμίου σε περίπτωση ανατροπής του τελευταίου, το κατάστρωμα παρέμενε συνδεδεμένο με τέσσερις ιμάντες σημειακά αναρτημένους από τη γερανογέφυρα του εργαστηρίου. Οι ιμάντες ήταν χαλαρωμένοι έτσι ώστε να μην επηρεάζουν την απόκριση του πλαισίου, αλλά σε περίπτωση ανατροπής να συγκρατήσουν όλο το βάρος του καταστρώματος. Και τα δύο βάθρα διαπερνούσαν αξονικά μεταλλικά καλώδια που συνδέαν την πλάκα με την σεισμική τράπεζα για λόγους ασφαλείας. Το καλώδιο στο μεγάλο βάθρο ήταν χαλαρωμένο (δεν επηρέαζε την απόκριση), ενώ το καλώδιο στο κοντό βάθρο λειτουργούσε ως κατακόρυφος τένοντας προέντασης, όπως θα αναλυθεί στην επόμενη ενότητα.

Οι δοκιμές έγιναν για τους σεισμούς Καλαμάτας 1986, Λευκάδας 2003 και Αιγίου 1995, σε στάθμη έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή εκτελέστηκε δύο φορές.

Υπολογισμός δυσκαμψίας καλωδίου προέντασης

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται ο υπολογισμός της δυσκαμψίας του καλωδίου προέντασης το οποίο διέρχεται από το κοντύτερο από τα δύο βάθρα του λικνιζόμενου πλαισίου, όπως δείχνει το Σχήμα 5.1.4. Το κριτήριο για τη διαστασιολόγηση του καλωδίου προέντασης βασίζεται στο γεγονός ότι μετά την ανασήκωση του λικνιζόμενου πλαισίου τα δύο βάθρα θα πρέπει να αναπτύσσουν αντίστοιχες δυνάμεις επαφοράς στο κατάστρωμα, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ομοιογενής συμπεριφορά.

Η δύναμη επαφοράς του μεγάλου βάρου (χωρίς προένταση) είναι:

$$F_1 = \frac{M_1(\theta_1)}{R_1} = m_{c1}g \sin(\alpha_1 - \theta_1) \quad (5.1.1)$$

όπου R_1 η ακτίνα του βάρου, α_1 η ραδιότητα, θ_1 η γωνία στροφής της βάσης και m_{c1} η μάζα του βάρου. Ο όρος $\sin(\alpha_1 - \theta_1) = \sin(\alpha_1)\cos(\theta_1) - \cos(\alpha_1)\sin(\theta_1)$. Για μικρές στροφές ισχύει ότι $\sin(\theta_1) = \theta_1$ και $\cos(\theta_1) = 1$. Μετά από πράξεις προκύπτει

$$\sin(\alpha_1 - \theta_1) = \sin(\alpha_1)[1 - \theta_1 \cot \alpha_1] \quad (5.1.2)$$

Λαμβάνοντας υπόψη την εξ. (5.1.2), η εξ. (5.1.1) που εκφράζει τη δύναμη επαναφοράς του βάρου χωρίς προένταση θα ισούται με

$$F_1 = \frac{M_1(\theta_1)}{R_1} = m_{c1}g \sin(\alpha_1)[1 - \theta_1 \cot \alpha_1] \quad (5.1.3)$$

Η δύναμη επαναφοράς του βάρου με καλώδιο προέντασης αδιάστατης δυσκαμψίας $EA/m_{c2}g$ από την Εξ. (23) της εργασίας των Vassiliou and Makris (2015) δίνεται από τη σχέση (Κεφ. 2):

$$F_2 = \frac{M_2(\theta_2)}{R_2} = m_{c2}g \sin(\alpha_2) \left[1 + \theta_2 \left(\frac{1}{2} \tan \alpha_2 \frac{EA}{m_{c2}g} - \cot \alpha_2 \right) \right] \quad (5.1.4)$$

Η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του πρώτου βάρου δίνεται από τη σχέση:

$$u_1 = 2R_1\theta_1 \cos \alpha_1 \quad (5.1.5)$$

ενώ του δεύτερου βάρου:

$$u_2 = 2R_2\theta_2 \cos \alpha_2 \quad (5.1.6)$$

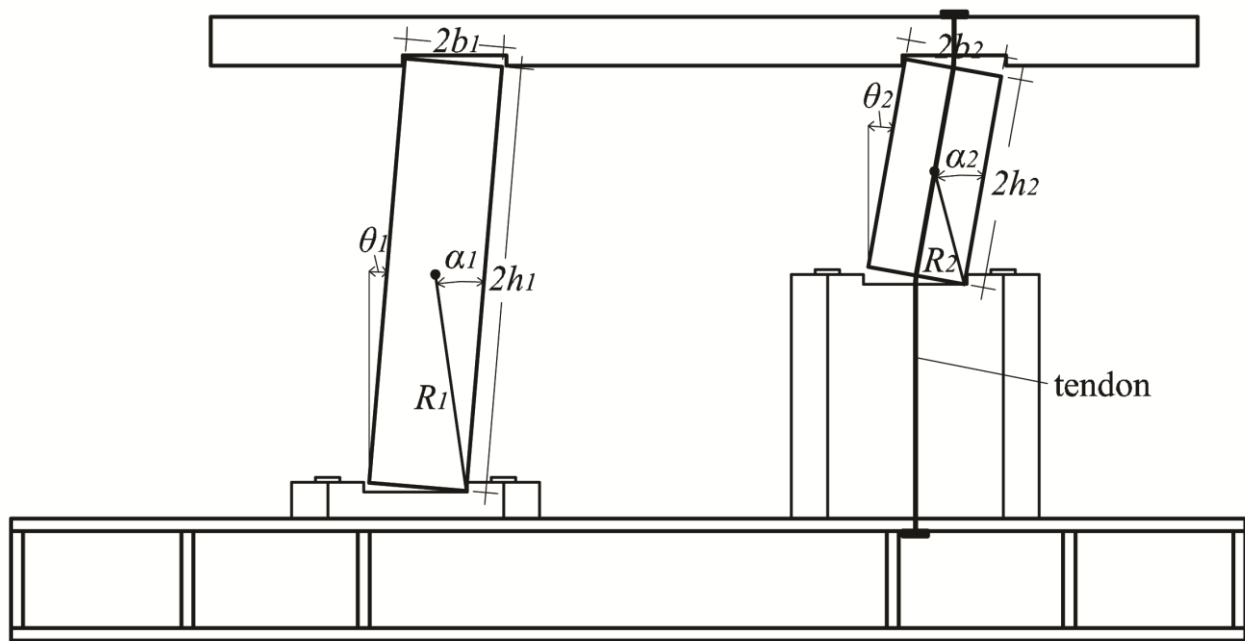
Οι δύο μετακινήσεις όμως συνδέονται με το κατάστρωμα το οποίο πραγματοποιεί οριζόντια μετακίνηση u τέτοια ώστε $u = u_1 = u_2$. Με αντικατάσταση προκύπτει:

$$\theta_1 = \theta_2 \frac{R_2 \cos \alpha_2}{R_1 \cos \alpha_1} \quad (5.1.7)$$

Ο τένοντας θα πρέπει να έχει τέτοια δυσκαμψία έτσι ώστε οι δυνάμεις επαναφοράς και των δύο βάρων να είναι ίσες, δηλαδή $F_1 = F_2$. Αντικαθιστώντας τις Εξισώσεις (5.1.3), (5.1.4) και (5.1.7) προκύπτει

$$\frac{EA}{m_{c2}g} = \frac{2}{\tan(\alpha_2)} \left[\frac{R_2 \cos \alpha_2}{R_1 \cos \alpha_1} \left[\frac{m_{c1}g \sin(\alpha_1)}{m_{c2}g \sin(\alpha_2)} (1 - \theta_1 \cot(\alpha_1)) - 1 \right] \frac{1}{\theta_1} + \cot(\alpha_2) \right] \quad (5.1.8)$$

όπου E και A το μέτρο ελαστικότητας και το εμβαδό της διατομής του καλωδίου.



Σχήμα 5.1.4. Δυναμική απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου με ανισοϋπή βάση και με καλώδιο προέντασης.

Από την παραπάνω σχέση προκύπτει το συμπέρασμα ότι η δυσκαμψία EA του καλωδίου εξαρτάται από τη στροφή θ_1 , ή πιο γενικά, από την οριζόντια μετακίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου. Το γράφημα στο Σχήμα 5.1.5 παρουσιάζει τις τιμές της δυσκαμψίας EA συναρτήσει της στροφής θ_1 , μετά από την αριθμητική αντικατάσταση των διαστάσεων και των μαζών των βάθρων και του καταστρώματος του πλαισίου.

Στο σημείο αυτό πρέπει να γίνει η θεώρηση ως προς ποιό βαθμό μετακίνησης πρέπει να επιτευχθεί η ισότητα των δυνάμεων επαναφοράς των βάθρων. Με βάση τις τιμές της απόκρισης από τα προηγούμενα κεφάλαια, θεωρήθηκε πως η τιμή οριζόντιας μετακίνησης 100mm είναι μία αντιπροσωπευτική τιμή κατά την οποία συμβαίνουν οι μεγάλοι κύκλοι λικνισμού οι οποίοι ενδιαφέρουν περισσότερο στον σχεδιασμό. Για αυτή την τιμή οριζόντιας μετακίνησης προκύπτει $EA=138.5 \text{ kN}$.

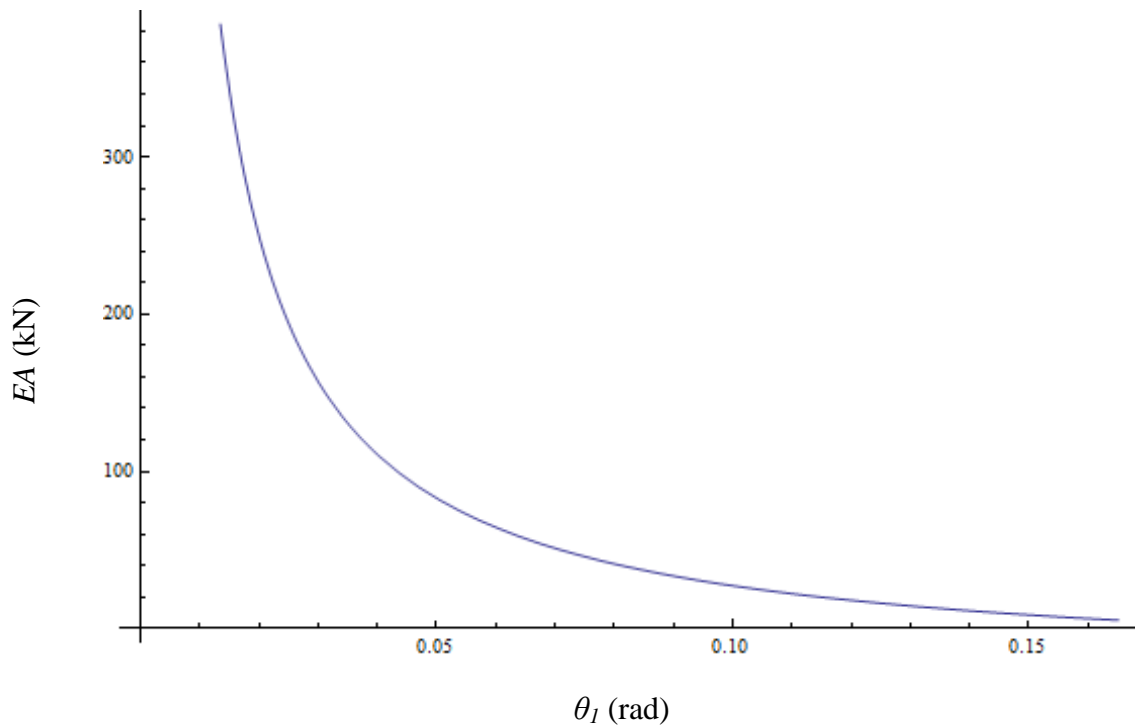
Η δυσκαμψία του τένοντα δίνεται από τη σχέση

$$k_t = \frac{EA}{L} \quad (5.1.9)$$

όπου L το συνολικό μήκος του καλωδίου.

Με την ίδια θεώρηση που έγινε στα προηγούμενα κεφάλαια, για να επιτευχθεί η επιθυμητή δυσκαμψία επιλέγεται σύνδεση του καλωδίου με το βάθρο μέσω δισκοειδών ελατηρίων (τύπου *belleville springs*), δυσκαμψίας k_s . Τα ελατήρια τοποθετούνται σε σειρά και, επομένως, η συνολική δυσκαμψία του συστήματος ελατηρίων-καλωδίου k_{tot} ισούται με την επιθυμητή δυσκαμψία EA/L . Η δυσκαμψία των ελατηρίων θα είναι:

$$k_s = \frac{k_{total}k_t}{k_{total} + k_t} \quad (5.1.10)$$



Σχήμα 5.1.5. Τιμές της δυσκαμψίας EA συναρτήσει της στροφής θ_1 , μετά από την αριθμητική αντικατάσταση των διαστάσεων και των μαζών των βάρων και του καταστρώματος του πλαισίου ώστε τα δύο βάρη να προσφέρουν στο κατάστρωμα την ίδια δύναμη επαναφοράς.

Εφαρμόζοντας τα αριθμητικά δεδομένα $E=68.258$ GPa, $A=61.632$ mm², $L=3.34$ m, υπολογίζεται τελικώς η δυσκαμψία των ελατηρίων, $k_s=42.88$ kN/m, που ισοδυναμούν με 37 δισκοειδή ελατήρια.



Σχήμα 5.1.6. Αγκύρωση καλωδίου προέντασης, διερχόμενο από το κοντό βάρη, στο πάνω μέρος του καταστρώματος, μέσω ελατηρίων τύπου *belleville springs* και δυναμοκυψέλης.

5.2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

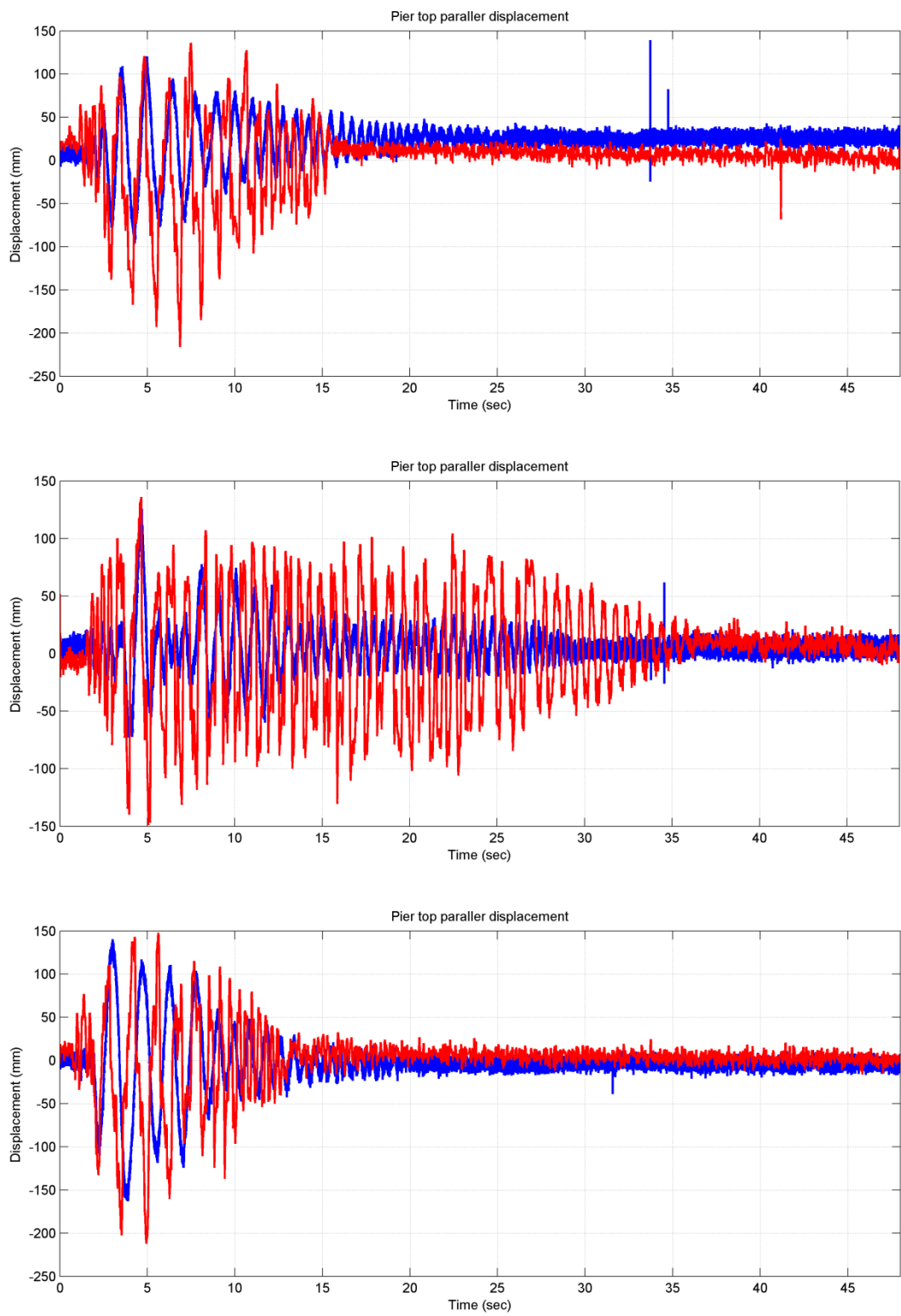
Σύγκριση απόκρισης λικνιζόμενου πλαισίου με ανισοϋψή βάρθρα και λικνιζόμενου πλαισίου με ισοϋψή βάρθρα.

Παρουσιάζονται στη συνέχεια συγκριτικά διαγράμματα της απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου με τα ανισοϋψή βάρθρα από τις δοκιμές που διενεργήθηκαν στο παρόν κεφάλαιο (Κεφ. 5) και του λικνιζόμενου πλαισίου του Κεφαλαίου 2. Επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 5.2.1, δηλαδή οι σεισμοί Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Αίγιο 1995 για στάθμη επιβαλλόμενης έντασης 80% και 100%. Κάθε δοκιμή εκτελέστηκε και δεύτερη φορά.

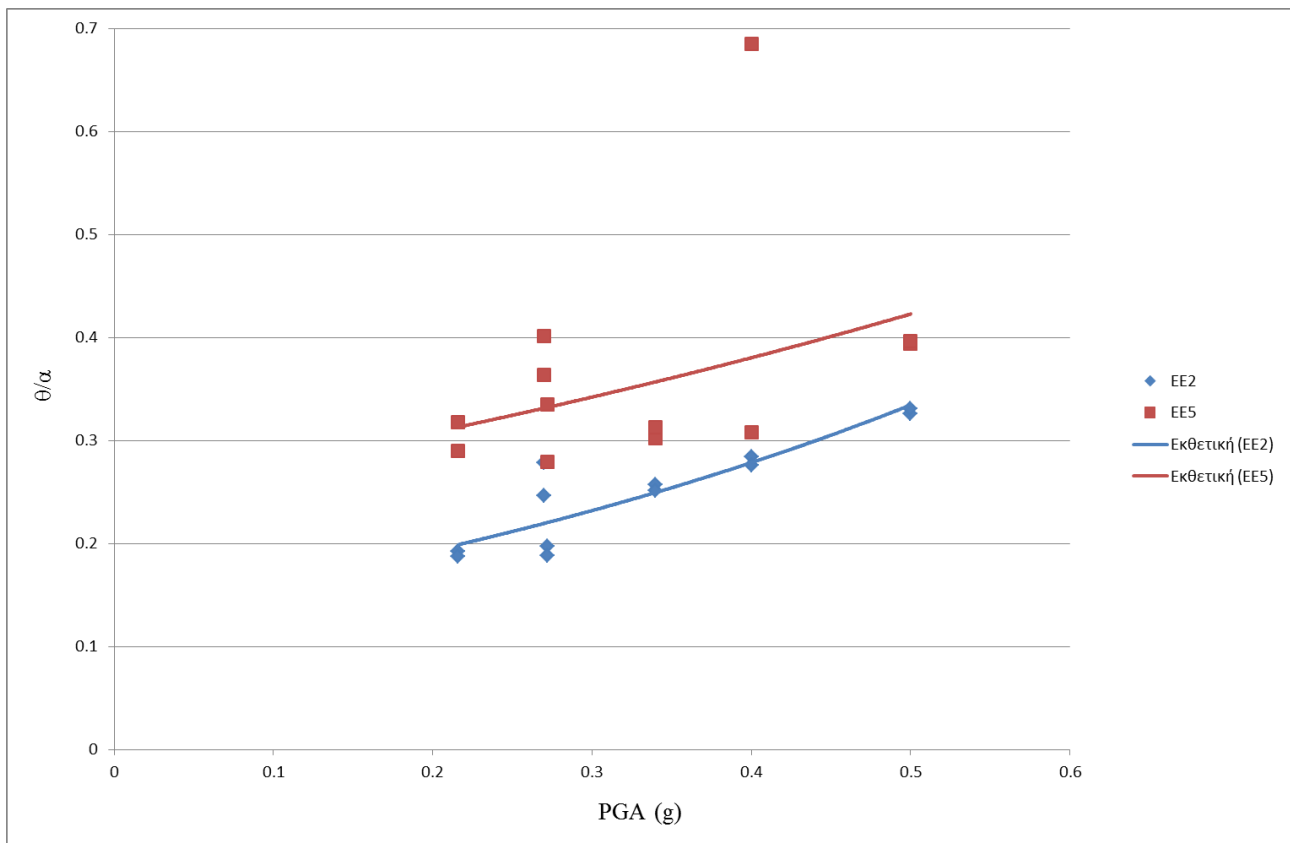
Πίνακας 5.2.1. Σεισμικές καταγραφές που εφαρμόστηκαν στο λικνιζόμενο πλαίσιο.

Σεισμός	Καταγραφή	Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση	Χαρακτηριστικό μήκος πιο ενεργητικού παλμού L_e (ένταση 100%)	Επιβαλλόμενη Ένταση
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	0.27g	0.31m	80%, 100%
2003 Λευκάδα	Σταθμός #1	0.34g	0.92m	80%, 100%
1995 Αίγιο	ΟΤΕ FP	0.5g	1.13m	80%, 100%

Το Σχήμα 5.2.1 παρουσιάζει τις χρονοϊστορίες οριζόντιας μετακίνησης κορυφής βάρθρου στη διαμήκη διεύθυνση κίνησης για τους σεισμούς της Καλαμάτας (Σχήμα 5.2.1-άνω), της Λευκάδας (Σχήμα 5.2.1-κέντρο) και του Αιγίου (Σχήμα 5.2.1-κάτω). Με μπλε γραμμή είναι η εντός επιπέδου απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με τα ισοϋψή βάρθρα (Κεφ. 2), ενώ με κόκκινη γραμμή είναι η εντός επιπέδου απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με τα ανισοϋψή βάρθρα (Κεφ. 5). Το Σχήμα 5.2.2 παρουσιάζει την μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδιότητα) του λικνιζόμενου πλαισίου με τα ισοϋψή βάρθρα (μπλε) και του λικνιζόμενου πλαισίου με τα ανισοϋψή βάρθρα (κόκκινο) κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση). Το Σχήμα 5.2.3 συγκρίνει τις παραμένουσες μετατοπίσεις των βάρθρων μετά το πέρας των δοκιμών για τις δύο παραπάνω περιπτώσεις.



Σχήμα 5.2.1. Οριζόντια μετακίνηση κορυφής του μεγάλου βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για το λικνιζόμενο πλαίσιο με τα ισούψή (μπλε) και τα ανισούψή βάθρα (κόκκινο). Επάνω: Καλαμάτα 1986. Κέντρο: Λευκάδα 2003. Κάτω: Αίγιο 1995.

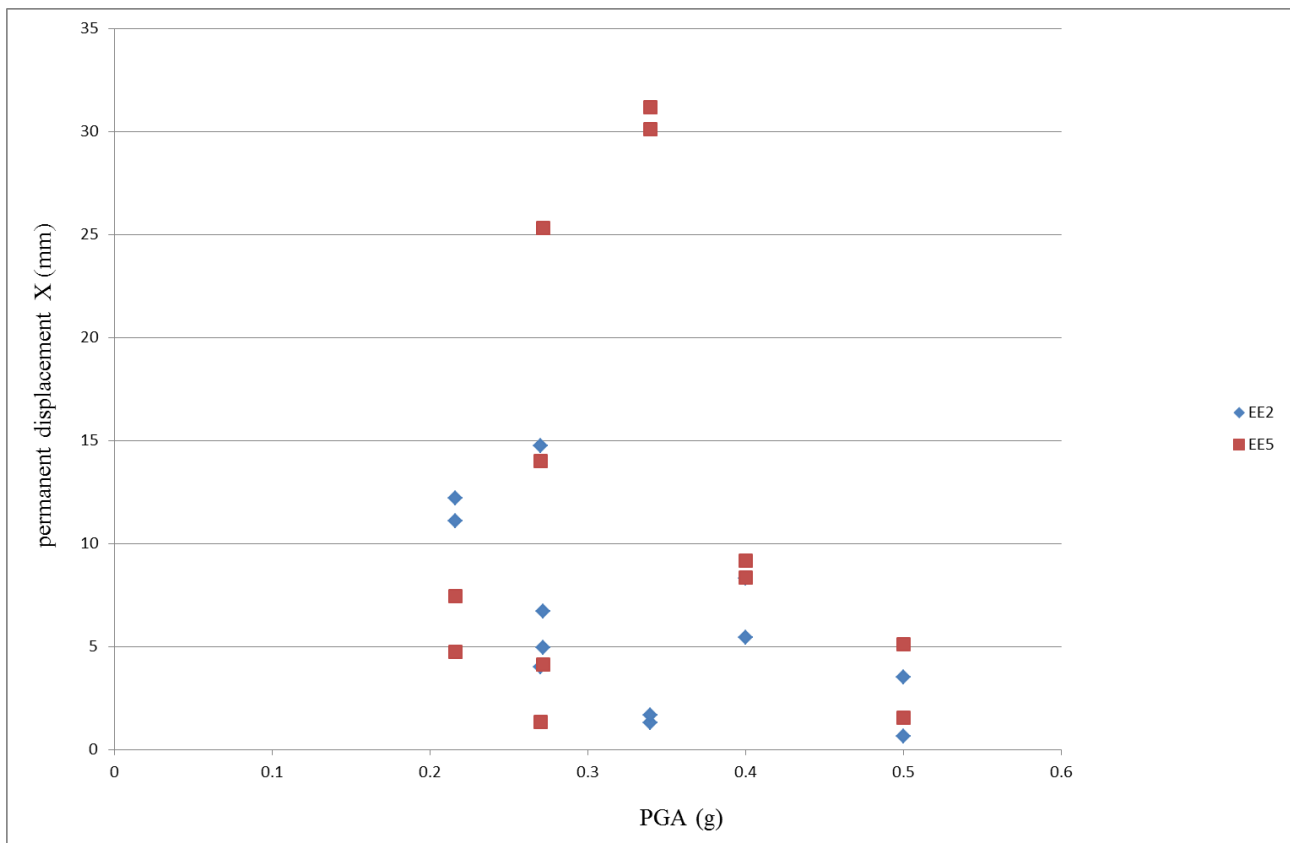


Σχήμα 5.2.2. Μέγιστη στροφή θ (αδιάστατη ως προς τη ραδιότητα) του μεγάλου βάθρου κατά τη διεύθυνση x (παράλληλη στην κίνηση) για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 5.2.1. Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην περίπτωση του πλαισίου με τα ισοϋψή βάθρα και η κόκκινη με τα ανισοϋψή βάθρα.

Όπως φαίνεται από τα Σχήματα 5.2.1 και 5.2.2, η συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου με το κοντύτερο βάθρο παρουσιάζει περιορισμένη ευστάθεια σε σχέση με την περίπτωση των ισοϋψών βάθρων. Παρά την παρουσία του κατακόρυφου τένοντα προέντασης, ο οποίος προσφέρει ασφάλεια στο σύστημα και περιορίζει το λικνισμό του κοντού βάθρου, η μέγιστη τιμή της μετακίνησης του πλαισίου με τα ανισοϋψή βάθρα είναι κατά 35%-45% μεγαλύτερη από εκείνη της περίπτωσης ισοϋψών βάθρων.

Όπως ήταν αναμενόμενο, ο λικνισμός του πλαισίου με τα ανισοϋψή βάθρα ήταν πιο υψίσυχνος με κύκλους ταλάντωσης μικρότερης διάρκειας αλλά μεγαλύτερης μετακίνησης (Σχήμα 5.2.1). Και στις δύο περιπτώσεις η απόσβεση της κίνησης εξελίχθηκε με τον ίδιο ρυθμό, δεδομένης της πλήρους απόσβεσης κίνησης στο ίδιο κάθε φορά χρονικό σημείο.

Όσον αφορά τις παραμένουσες παραμορφώσεις/μετατοπίσεις των μεγάλων βάθρων στη διεύθυνση κίνησης, στην περίπτωση του πλαισίου με τα ανισοϋψή βάθρα σημειώθηκαν έως και διπλάσιου μεγέθους μετατοπίσεις (Σχήμα 5.2.3). Αυτό συνέβη προφανώς λόγω της εντονότερης απόκρισης, αφού οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις της κορυφής του βάθρου ήταν αρκετά μεγαλύτερες στο πλαίσιο με το κοντύτερο βάθρο, σε σχέση με το πλαίσιο με τα ισοϋψή βάθρα.



Σχήμα 5.2.3. Παραμένουσα μετακίνηση του πλαισίου σε διεύθυνση παράλληλη στην κίνηση, για δεδομένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των σεισμών του Πίνακα 5.2.1. Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην περίπτωση του πλαισίου με τα ισοϋψή βάθρα και η κόκκινη με τα ανισοϋψή βάθρα.

5.3 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΝΤΟΣ/ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΟΥ ΣΕ ΑΝΙΣΟΨΗ ΒΑΘΡΑ

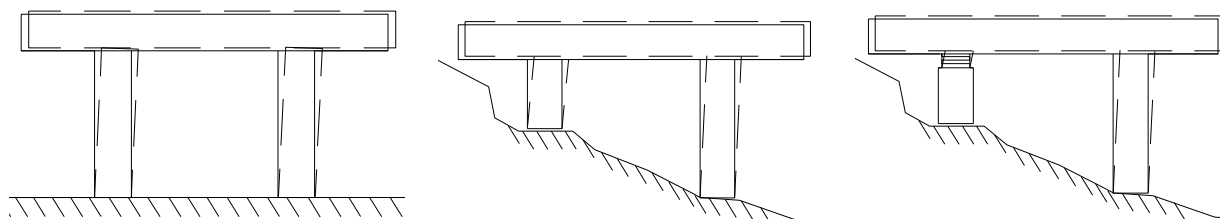
Στα πλαίσια της έρευνας που παρουσιάζεται στο Κεφ. 6 (η οποία εξελίσσονταν για μεγάλο διάστημα παράλληλα με αυτήν του Κεφ. 5) μελετήθηκαν οι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 5.3.1, με στόχο να αναγνωριστούν τα χαρακτηριστικά των κυρίαρχων παλμών (όπως το πλάτος, a_p , η περίοδος, T_p , η φάση, φ και οι κύκλοι, γ) που δεσπόζουν στις σεισμικές καταγραφές. Για την επιτυχή αναγνώριση των κυρίαρχων παλμών, εφαρμόστηκε η ανάλυση κατά χρόνο και συχνότητα με την μέθοδο των αριθμητικών κυματιδίων (Wavelet analysis).

Επόμενο βήμα ήταν η διερεύνηση της εκτός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου βάθρου και λικνιζόμενου πλαισίου. Αναπτύχθηκε κατ' αρχή το τρισδιάστατο προσομοίωμα για το λικνιζόμενο βάθρο και στη συνέχεια προσομοιώθηκε η εκτός επιπέδου απόκριση του πλαισίου με λικνιζόμενα βάθρα, με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών στο Κεφάλαιο 3 και με χρήση δισδιάστατου προσομοιώματος λικνιζόμενου βάθρου με συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή.

Στο επόμενο βήμα έγινε σύγκριση των αποκρίσεων της εντός επιπέδου απόκρισης του λικνιζόμενου πλαισίου, όταν αυτό συντίθεται από ισοϋψή (*Symmetric Rocking Frame*) ή ανισοϋψή βάθρα (*Asymmetric Rocking Frame*). Έγινε επίσης σύγκριση – για τις ελληνικές σεισμικές καταγραφές

του Πίνακα 5.3.1 – με την περίπτωση κατά την οποία το κοντό βάθρο είναι πακτωμένο στη βάση του και φέρει στην κορυφή του σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης, ενώ ταυτόχρονα το ψηλό βάθρο αφήνεται να λικνιστεί ελεύθερα (*Asymmetric Rocking and Isolated Frame*).

Στο τελευταίο σκέλος της ενότητας έγινε η σύγκριση της δυναμικής απόκρισης της γέφυρας της οποίας το κατάστρωμα εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα με γέφυρα της οποίας το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα και την ίδια γέφυρα όταν τα κοντά βάθρα είναι πακτωμένα αλλά φέρουν στην κορυφή σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης ενώ τα ψηλά βάθρα αφήνονται ελεύθερα να λικνιστούν.



Σχήμα 5.3.1. Πλαίσιο με ισοϋψή βάθρα (αριστερά), ασύμμετρο πλαίσιο με ανισοϋψή βάθρα (κέντρο) και ασύμμετρο πλαίσιο με το κοντό βάθρο πακτωμένο με σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης στην κορυφή ενώ το ψηλό αφήνεται να λικνίζεται ελεύθερα (δεξιά).

Πίνακας 5.3.1. Σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν ως διεγέρσεις στο Κεφ. 5.

Σεισμική διεγερση	Σεισμική καταγραφή	Μέγεθος M_w	$PGA(g)$	$a_p(g)$	$T_p(s)$	φ	γ	$L_e(m)$
1940 El Centro	El Centro NS	7.1	0.32	0.3	0.60	3.14	2	1.06
1966 Parkfield	Cholame #2 065	6.0	0.48	0.41	0.60	1.57	3	1.45
1971 San Fernando	Pacoima Dam/164	6.6	1.23	0.3	1.35	0	3	5.36
1973 Λευκάδα	OTE FP NS	6.3	0.53	0.50	0.80	2.36	1	3.14
1979 Imperial Valley	ElCentro Array#5	6.5	0.52	0.45	0.30	0	1	0.4
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	5.9	0.27	0.20	0.40	1.57	3	0.31
1994 Northridge	Rinaldi Station 228	6.7	0.84	0.80	1.35	0.79	1	14.3
1995 Αίγιο	OTE FP	6.5	0.50	0.38	0.55	0	3	1.13

Επιλογή κυρίαρχων παλμών στις σεισμικές καταγραφές με την μέθοδο των αριθμητικών κυματιδίων

Τις τελευταίες δύο δεκαετίες η ανάλυση με το μετασχηματισμό αριθμητικών κυματιδίων πρόβαλε ως ένα νέο εργαλείο ανάλυσης δεδομένων και σημάτων στο χρόνο και τη συχνότητα. Σχετικά με τη μαθηματική θεμελίωση της μεθόδου υπάρχει ευρεία βιβλιογραφία (Mallat 1992, Addison 2002 και αναφορές που υπάρχουν εκεί). Τα κυματίδια είναι απλές μαθηματικές συναρτήσεις μορφής κύματος, συγκεντρωμένες στο πεδίο του χρόνου. Ως παράδειγμα αναφέρεται η δεύτερη παράγωγος της Γκαουσιανής κατανομής, $e^{-t^2/2}$, γνωστή στη βιβλιογραφία της σεισμολογίας ως συμμετρικό κυματίδιο Ricker (Ricker 1943, 1944) και ευρέως αναφερόμενη ως “Mexican Hat Wavelet” (Addison 2002):

$$\psi(t) = (1-t^2)e^{-t^2/2} \quad (5.3.1)$$

Μία κυματομορφή, για να χαρακτηριστεί ως κυματίδιο πρέπει να πληροί δύο προϋποθέσεις. Πρέπει να έχει (α) πεπερασμένη ενέργεια:

$$E = \int_{-\infty}^{\infty} |\psi(t)|^2 dt < \infty \quad (5.3.2)$$

και (β) μηδενικό μέσο όρο. Η λογική της μεθόδου των αριθμητικών κυματιδίων, είναι η επίτευξη της βέλτιστης τοπικής εφαρμογής ενός κυματιδίου πάνω σε ένα δεδομένο επιταχυνσιογράφημα (που μπορεί να αντιστοιχεί είτε σε ισχυρή εδαφική διέγερση είτε στην απόκριση της κατασκευής). Η εφαρμογή αυτή θα δώσει τις καλύτερες εκτιμήσεις για την δεσπόζουσα περίοδο (T_p = κλίμακα χρόνου) του επιταχυνσιογραφήματος και άρα τον κυρίαρχο παλμό στο σήμα της διέγερσης. Για το σκοπό αυτό, υπολογίζεται μία σειρά εσωτερικών γινομένων (συνελίξεων) της καταγραφής της επιτάχυνσης $\ddot{u}(t)$ με το κυματίδιο, $\psi(t)$, το οποίο υφίσταται τόσο μετατοπίσεις (δηλαδή μετακινήσεις κατά τον άξονα του χρόνου) όσο και συστολοδιαστολές (πάλι κατά την έννοια του άξονα του χρόνου).

$$C(s, \xi) = w(s) \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}_g(t) \psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right) dt \quad (5.3.3)$$

Οι τιμές $s = S$ και $\xi = \Xi$ για τις οποίες η συνάρτηση $C(s, \xi) = C(S, \Xi)$ γίνεται μέγιστη δίνουν την κλίμακα και τη χρονική στιγμή του κυματιδίου $w(s) \psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right)$ το οποίο ταιριάζει καλύτερα τοπικά με την καταγραφή επιτάχυνσης, $\ddot{u}(t)$. Η εξ. (5.3.3) είναι ο ορισμός του συνεχούς μετασχηματισμού κυματιδίων. Η ποσότητα $w(s)$ έξω από το ολοκλήρωμα της εξ.ς (5.3.3) είναι μια συνάρτηση βάρους. Συνήθως η $w(s)$ τίθεται ίση με $1/\sqrt{s}$ εξασφαλίζοντας με αυτό τον τρόπο ότι όλα τα κυματίδια $\psi_{s,\xi}(t) = w(s) \psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right)$ σε κάθε κλίμακα s θα έχουν την ίδια ενέργεια. Δηλαδή, σύμφωνα με την εξ. (5.3.4),

$$\int_{-\infty}^{\infty} |\psi_{s,\xi}(t)|^2 dt = \int_{-\infty}^{\infty} \left| \frac{1}{\sqrt{s}} \psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right) \right|^2 dt = \|\psi_{s,\xi}(t)\|_2 = constant, \quad \forall s \quad (5.3.4)$$

Η απαίτηση ίδιας ενέργειας όλων των θυγατρικών κυματιδίων $\psi_{s,\xi}(t)$ είναι η μόνη επιλογή στο MATLAB Wavelet Toolbox (2007) και χρησιμοποιήθηκε από τον Baker (2007). Εντούτοις, πρέπει να σημειωθεί ότι, η απαίτηση ίδιας ενέργειας δεν είναι για κανένα λόγο υποχρεωτική. Υπάρχουν εφαρμογές που άλλες συναρτήσεις βάρους κρίνονται περισσότερο κατάλληλες, όπως, για παράδειγμα, η συνάρτηση βάρους που επιβάλλει σε όλα τα θυγατρικά κυματίδια, $\psi_{s,\xi}(t)$, να ορίζουν, σε κάθε κλίμακα, το ίδιο εμβαδό ($w(s) = 1/s$) ή να έχουν την ίδια μέγιστη τιμή ($w(s) = 1$). Παρά ταύτα, στην συγκεκριμένη διατριβή δεν υπάρχει ιδιαίτερος λόγος για να μην προτιμηθεί η απαίτηση της ίδιας ενέργειας.

Το Σχήμα 5.3.2 απεικονίζει την επιτάχυνση ενός μονοβάθμιου σεισμικά μονωμένου συστήματος με ιδιοπερίοδο $T = 2s$ όταν το σύστημα υπόκειται σε σεισμική διέγερση. Η παχιά διακεκομμένη γραμμή είναι το κυματίδιο $\lambda(S, \Xi)w(S)\psi\left(\frac{t-\Xi}{S}\right)$ όπου Ξ και S είναι οι τιμές των ξ και s που μεγιστοποιούν τη συνάρτηση $C(S, \Xi)$ που δίνεται στην εξ. (5.3.3) όταν $w(s) = 1/\sqrt{s}$. Το κλιμακόγραμμα (scalogram) που παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.3.2 (κάτω) απεικονίζει το $C(s, \xi)$ για όλες τις κλίμακες/περιόδους και σε όλες τις χρονικές στιγμές.

Ο πολλαπλασιαστής

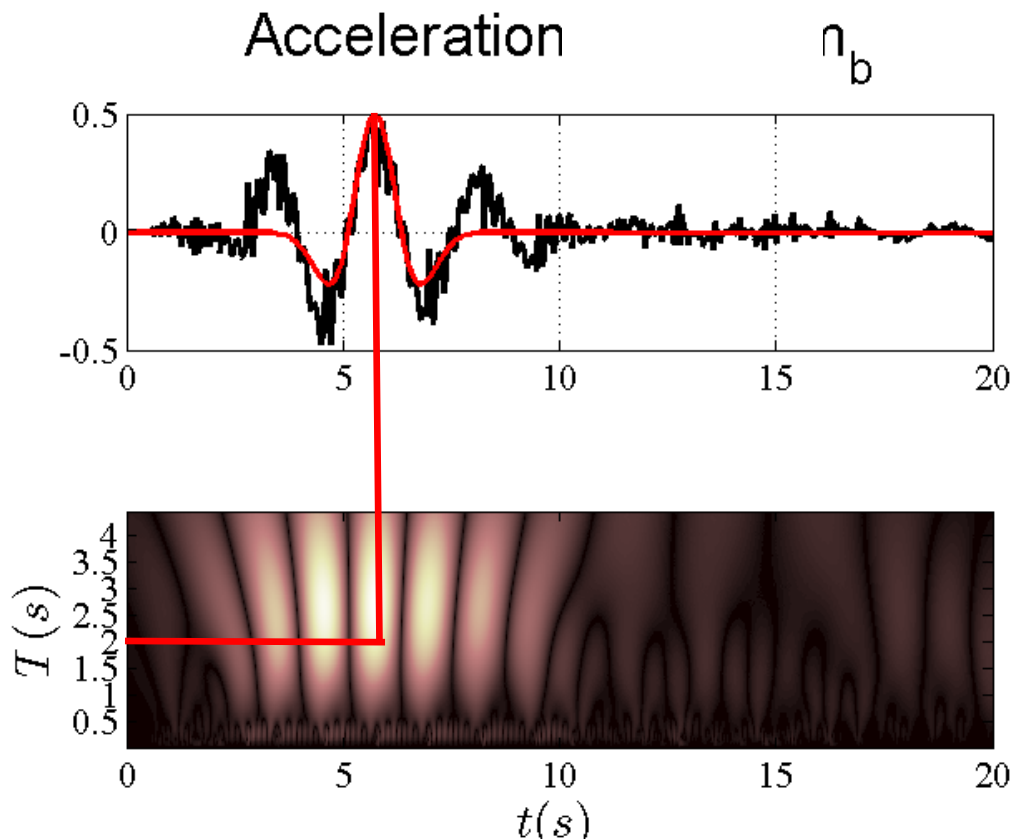
$$\lambda(S, \Xi) = \frac{C(S, \Xi)}{w^2(S) \cdot S \cdot E} \quad (5.3.5)$$

χρησιμοποιείται για να εξασφαλίζει ότι το κυματίδιο που ταιριάζει καλύτερα με την καταγραφή, $\psi_{s,\xi}(t) = w(s)\psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right)$, θα έχει, τοπικά, το ίδιο πλάτος με την καταγραφή της επιτάχυνσης. Τα βασικά αριθμητικά κυματίδια που χρησιμοποιήθηκαν είναι το κυματίδιο Ricker (Ricker 1943, 1944), “Mexican Hat Wavelet”, όπως παρουσιάζεται στην εξ. (5.3.1), και το κυματίδιο του συνημίτονου,

$$\psi(t) = \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right), \quad 0 \leq t \leq T \quad (5.3.6)$$

Παρόλα αυτά, λόγω της συγκεκριμένης αυστηρής μαθηματικής δομής των αριθμητικών κυματιδίων, χρειάστηκε να χρησιμοποιηθεί ο γενικευμένος μετασχηματισμός αριθμητικών κυματιδίων που αναπτύχθηκε από τους Vassiliou and Makris (2010), με στόχο να γίνουν πιο ευέλικτα τα κυματίδια για έχουν την δυνατότητα να ταιριάζουν καλύτερα με επιταχυνσιογραφήματα που προέρχονται από μη-γραμμικά συστήματα. Στον κλασικό μετασχηματισμό κυματιδίων, ο οποίος ορίζεται στην εξ. (5.3.3), το μητρικό κυματίδιο υπόκειται σε μια μετάθεση μαζί με μια συστολοδιαστολή, $\psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right)$. Η συστολοδιαστολή ελέγχεται από μια παράμετρο κλίμακας, s , ενώ η μετάθεση από την χρονική παράμετρο ξ . Για παράδειγμα τα θυγατρικά κυματίδια του συμμετρικού κυματιδίου Ricker έχουν τη μορφή:

$$\psi\left(\frac{t-\xi}{s}\right) = \left[1 - \left(\frac{t-\xi}{s}\right)^2\right] e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\xi}{s}\right)^2} \quad (5.3.7)$$



Σχήμα 5.3.2. Κυρίαρχος παλμός σε χρονοϊστορία επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου σεισμικά μονωμένου συστήματος με ιδιοπερίοδο $T = 2s$ όταν το σύστημα υπόκειται σε σεισμική διέγερση.

Η ανάγκη δημιουργίας προσομοιώματος με τέσσερις παραμέτρους, έτσι ώστε να περιγράφεται καλύτερα το συμφυές μέρος των καταγραφών, επισημάνθηκε από τους Mavroudis and Papageorgiou (2003). Κατέληξαν, ότι ένα ολοκληρωμένο αναλυτικό μοντέλο για τις καταγραφές μορφής παλμού πρέπει να περιλαμβάνει τέσσερις παραμέτρους – την περίοδο (ή τη διάρκεια), το πλάτος, τον αριθμό των κύκλων και τη φάση του παλμού. Θεωρήθηκε ότι το πλέον κατάλληλο προσομοίωμα είναι το στοιχειώδες σήμα του Gabor (1946), το οποίο και τροποποίησαν ελαφρώς για να διευκολύνουν τη δημιουργία κλειστών εκφράσεων για τα φάσματα των παλμών. Το «στοιχειώδες σήμα» του Gabor (1946) ορίζεται ως

$$g(t) = e^{-\left(\frac{2\pi f_p}{\gamma}\right)^2 t^2} \cos[2\pi f_p t + \varphi] \quad (5.3.8)$$

Από την άλλη, το «στοιχειώδες σήμα» που προτάθηκε από τους Mavroudis and Papageorgiou (2003) για να προσεγγίσει παλμούς ταχύτητας είναι μια ελαφρά τροποποίηση του σήματος Gabor που δίνεται στην εξ. (5.3.8) όπου η Γκαουσιανή περιβάλλουσα έχει αντικατασταθεί από ένα υπερυψωμένο συνημίτονο.

$$v(t) = \frac{1}{2} \left(1 + \cos\left(\frac{2\pi f_p}{\gamma} t\right) \right) \cos(2\pi f_p t + \varphi), \quad -\frac{\gamma}{2f_p} \leq t \leq \frac{\gamma}{2f_p} \quad (5.3.9)$$

Είναι σαφές ότι η κυματομορφή της εξ. (5.3.9) δεν έχει πάντα μηδενικό μέσο όρο. Επομένως δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί εντός του πλαισίου του μετασχηματισμού αριθμητικών κυματιδίων. Εντούτοις, η χρονική παράγωγος του στοιχειώδους σήματος ταχύτητας

$$\frac{dv(t)}{dt} = -\frac{\pi f_p}{\gamma} \left(\sin\left(\frac{2\pi f_p}{\gamma} t\right) \cos(2\pi f_p t + \varphi) + \gamma \sin(2\pi f_p t + \varphi) \left(1 + \cos\left(\frac{2\pi f_p}{\gamma} t\right)\right) \right), \quad (5.3.10)$$

$$-\frac{\gamma}{2f_p} \leq t \leq \frac{\gamma}{2f_p}$$

είναι από την κατασκευή του, ένα σήμα μηδενικού μέσου όρου και ορίζεται σε αυτό το κεφάλαιο ως το κυματίδιο Mavroudis and Parageorgiou (M&P). Αφού αντικαταστήσουμε τη συχνότητα, f_p με το αντίστροφο της παραμέτρου κλίμακας, το κυματίδιο M&P ορίζεται ως :

$$\psi\left(\frac{t-\xi}{s}, \gamma, \varphi\right) = \left(\sin\left(\frac{2\pi}{s\gamma}(t-\xi)\right) \cos\left(\frac{2\pi}{s}(t-\xi) + \varphi\right) + \gamma \sin\left(\frac{2\pi}{s}(t-\xi) + \varphi\right) \right) \left(1 + \cos\left(\frac{2\pi}{s\gamma}(t-\xi)\right)\right), \quad (5.3.11)$$

$$\xi - \frac{\gamma}{2f_p} \leq t \leq \xi + \frac{\gamma}{2f_p}$$

Η συστολοδιαστολή ελέγχεται στην παραπάνω συνάρτηση, από την παράμετρο s ενώ η μετάθεση του κυματιδίου στον χρονικό άξονα ελέγχεται από την παράμετρο ξ , κατά τον ίδιο τρόπο όπως με το κυματίδιο Ricker στην εξ. (5.3.7). Το πλεονέκτημα του κυματιδίου (M&P), το οποίο δίνεται στην εξ. (5.3.11) είναι ότι εκτός από τη συστολοδιαστολή και τη μετάθεση $\left(\frac{t-\xi}{s}\right)$, το κυματίδιο μπορεί να ελεγχθεί περαιτέρω ρυθμίζοντας τη φάση, φ , και την παράμετρο γ , η οποία ελέγχει τον ταλαντωτικό χαρακτήρα του αριθμητικού κυματιδίου (αριθμό των κύκλων). Μπορούμε, τώρα, να ορίσουμε τον γενικευμένο μετασχηματισμό κυματιδίων τεσσάρων παραμέτρων ως

$$C(s, \xi, \gamma, \varphi) = w(s, \gamma, \varphi) \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}_g(t) \psi\left(\frac{t-\xi}{s}, \gamma, \varphi\right) dt \quad (5.3.12)$$

Το εσωτερικό γινόμενο στην εξ. (5.3.12) υπολογίζεται σαράνοντας όχι μόνο τις τιμές του s και του ξ αλλά και διάφορες τιμές της γωνίας φάσης (π.χ. $\varphi = \{0, \pi/4, \pi/2, 3\pi/4\}$) και διάφορες τιμές του ταλαντωτικού χαρακτήρα του σήματος (π.χ. $\gamma = \{1, 1.5, 2, 2.5, 3\}$). Αν απαιτείται, μπορούν να σαρωθούν για περισσότερες τιμές του φ και του γ . Η ποσότητα $w(s, \gamma, \varphi)$ έξω από το ολοκλήρωμα είναι μια συνάρτηση βάρους η οποία ρυθμίζεται αναλόγως.

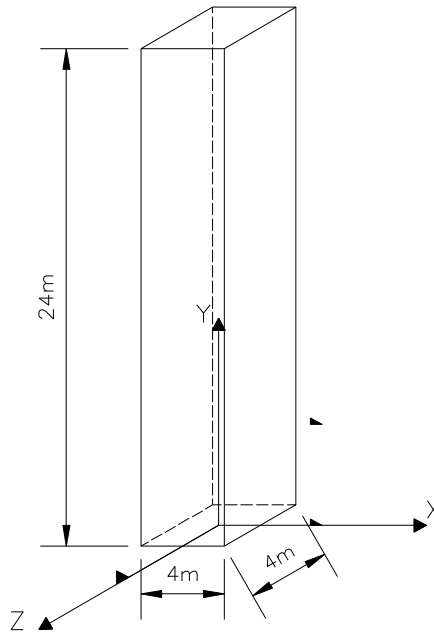
Οι τιμές $s = S$, $\xi = \Xi$, $\gamma = \Gamma$, $\varphi = \Phi$ για τις οποίες η συνάρτηση $C(s, \xi, \gamma, \varphi) = C(S, \Xi, \Gamma, \Phi)$ γίνεται μέγιστη δίνουν την κλίμακα (περίοδο), τη χρονική στιγμή, τη φάση και τον σχετιζόμενο με τον αριθμό των κύκλων αριθμό του κυματιδίου $\psi\left(\frac{t-\xi}{s}, \gamma, \varphi\right)$ που, τοπικά, ταιριάζει καλύτερα με την ιστορία της επιτάχυνσης, $\ddot{u}(t)$.

Ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής $\lambda(S, \Xi, \Gamma, \Phi)$, ο οποίος δείχνει πόσο πρέπει να μεγεθυνθεί το κυματίδιο που ταιριάζει καλύτερα $w(S, \Gamma, \Phi) \cdot \psi_{S, \Xi, \Gamma, \Phi}(t)$ για να προσεγγίσει με τον καλύτερο τρόπο τον παλμό επιτάχυνσης, προκύπτει από ανάλυση παρόμοια με αυτή που παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α του Vassiliou (2010).

$$\lambda(S, \Xi, \Gamma, \Phi) = \frac{C(S, \Xi, \Gamma, \Phi)}{w^2(S, \Gamma, \Phi) \cdot S \cdot E(\Gamma, \Phi)} \quad (5.3.13)$$

Εντός και εκτός επιπέδου απόκριση λικνιζόμενου βάρου

Η διερεύνηση της εντός και εκτός επιπέδου λικνιστικής απόκρισης βάρων μέσω αριθμητικής τους προσομοίωσης στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees αποτελεί δύσκολο εγχείρημα καθότι δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία τα οποία να μπορούν να προσομοιώσουν τη μη-γραμμική κίνηση του λικνισμού.



Σχήμα 5.3.3. Τρισδιάστατο μοντέλο λικνιζόμενου βάρου.

Τα Σχήματα 5.3.4-5.3.7 παρουσιάζουν τις αποκρίσεις του διδιάστατου μοντέλου του διδιάστατου λικνιζόμενου βάρου και της εντός επιπέδου (in-plane, x-direction) και εκτός επιπέδου (out of plane, z-direction) του τρισδιάστατου μοντέλου (3D) του Σχήματος 5.3.3, όταν υπόκεινται σε ημιτονική διέγερση $\ddot{u}_g(t) = 0.2g \sin\left(\frac{2\pi}{T_p} t\right), T_p = 1.0s$ και στους τρεις ελληνικούς σεισμούς του

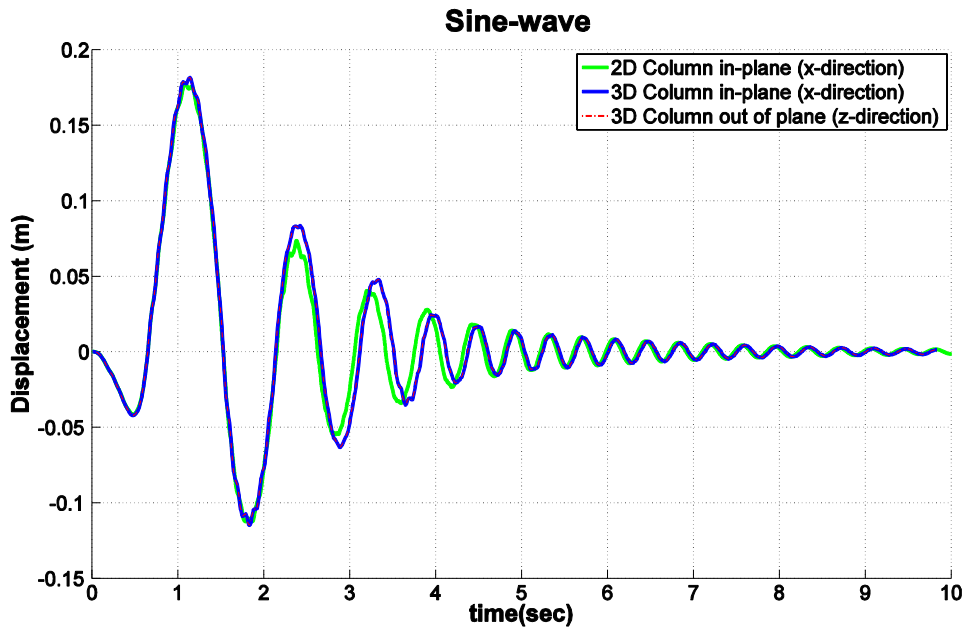
Πίνακα 5.3.1.

Από τα Σχήματα 5.3.4-5.3.7 προκύπτει ότι το τρισδιάστατο μοντέλο είναι πλήρως συμμετρικό στην απόκρισή του ενώ η τελευταία πλησιάζει αρκετά αυτή του διδιάστατου μοντέλου. Επιπλέον, το τρισδιάστατο μοντέλο παρουσιάζει αρκετά αριθμητικά προβλήματα σύγκλισης του αλγορίθμου επίλυσης των εξισώσεων κίνησης.

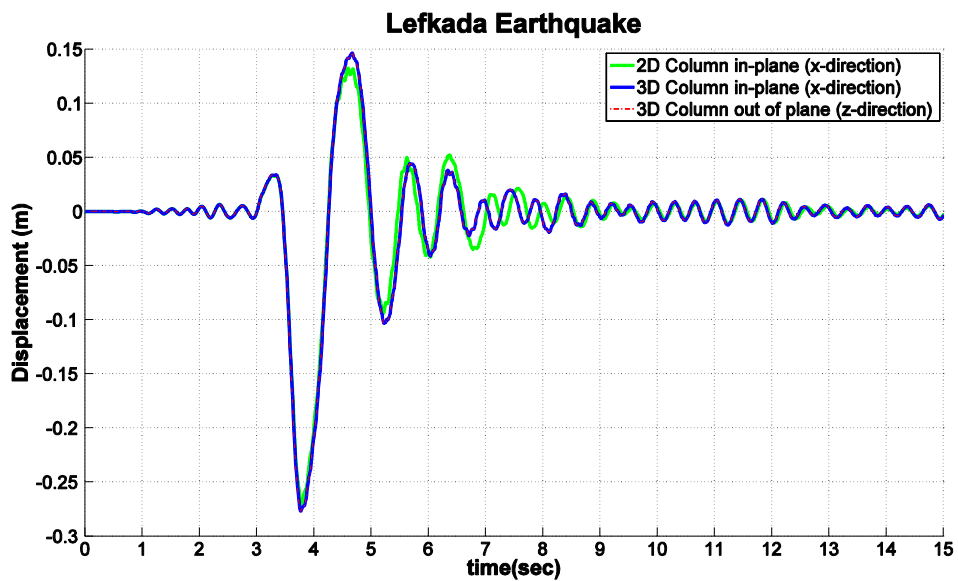
Από τα πειραματικά αποτελέσματα του Κεφ. 3 παρατηρήθηκε ότι η εκτός επιπέδου λικνιστική απόκριση ενός πλαισίου προσεγγίζει τον λικνιστικό τρόπο ταλάντωσης του μεμονωμένου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένο βάρος στην κεφαλή του, καθώς το κατάστρωμα τείνει να κινηθεί σαν στερεό σώμα.

Τα Σχήματα 5.3.8-5.3.15 συγκρίνουν τη στροφή της εντός επιπέδου κίνησης ενός μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου με την εκτός επιπέδου κίνηση του ίδιου βάρου ως μέλους ενός λικνιζόμενου πλαισίου. Είναι φανερό ότι μετά την πρώτη ανασήκωση και την έναρξη του λικνιστικού τρόπου ταλάντωσης, το ίδιο βάρου (ίδιο μέγεθος, ίδια ραδιονότητα) με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην

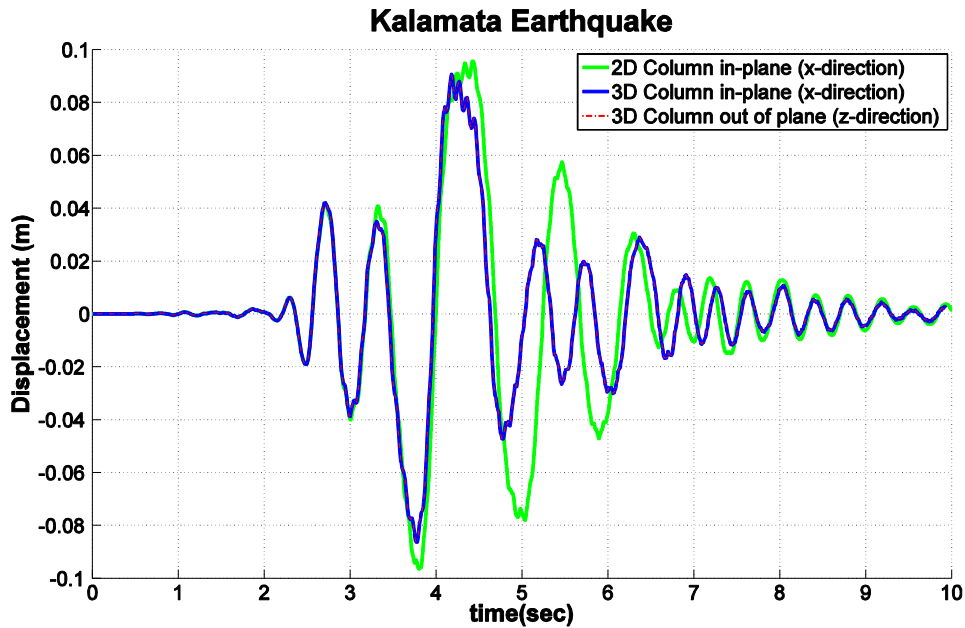
κορυφή για μεγάλες στροφές παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές απόκρισης και άρα είναι περισσότερο πιθανό να ανατραπεί. Το παραπάνω συμπέρασμα είναι αναμενόμενο καθώς το κέντρο βάρους του βάθρου ανεβαίνει και άρα ο μοχλοβραχίονας της ροπής ανατροπής αυξάνεται. Υπάρχουν και ορισμένες εξαιρέσεις όπως για το σεισμό της Καλαμάτας: η διέγερση προκύπτει μικρότερη και η εντός επιπέδου κίνηση δίνει μεγαλύτερες μέγιστες τιμές απόκρισης.



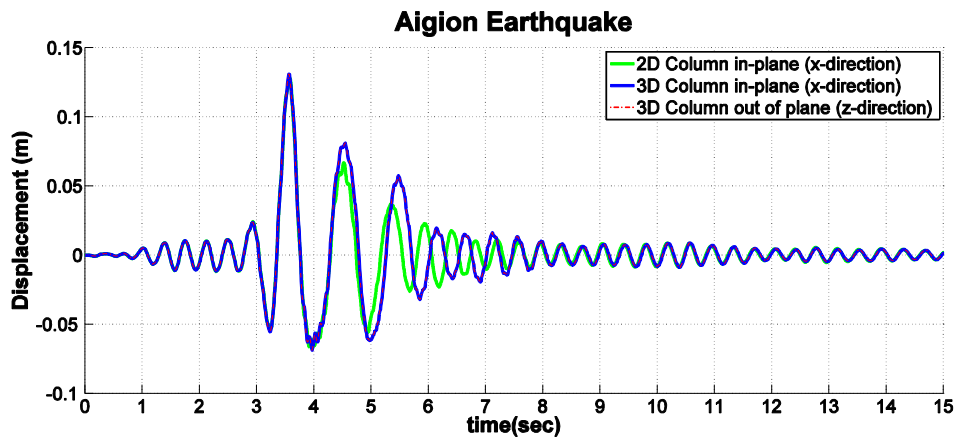
Σχήμα 5.3.4. Απόκριση του δισδιάστατου βάθρου (2D) και εντός επιπέδου κατά τον άξονα x (in-plane, x-direction) και εκτός επιπέδου κατά τον άξονα z (out of plane, z-direction) του τρισδιάστατου μοντέλου (3D) του Σχήματος 5.3.3 όταν υπόκειται στην ημιτονική διέγερση.



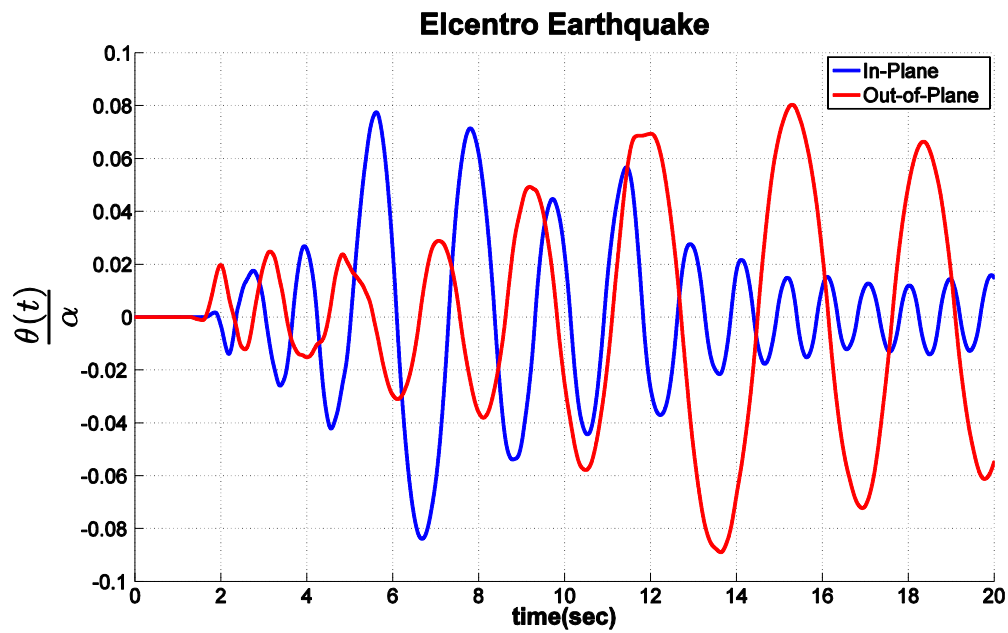
Σχήμα 5.3.5. Απόκριση του δισδιάστατου βάθρου και εντός επιπέδου κατά τον άξονα x (in-plane, x-direction) και εκτός επιπέδου κατά τον άξονα z (out of plane, z-direction) του τρισδιάστατου μοντέλου (3D) του Σχήματος 5.3.3 όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



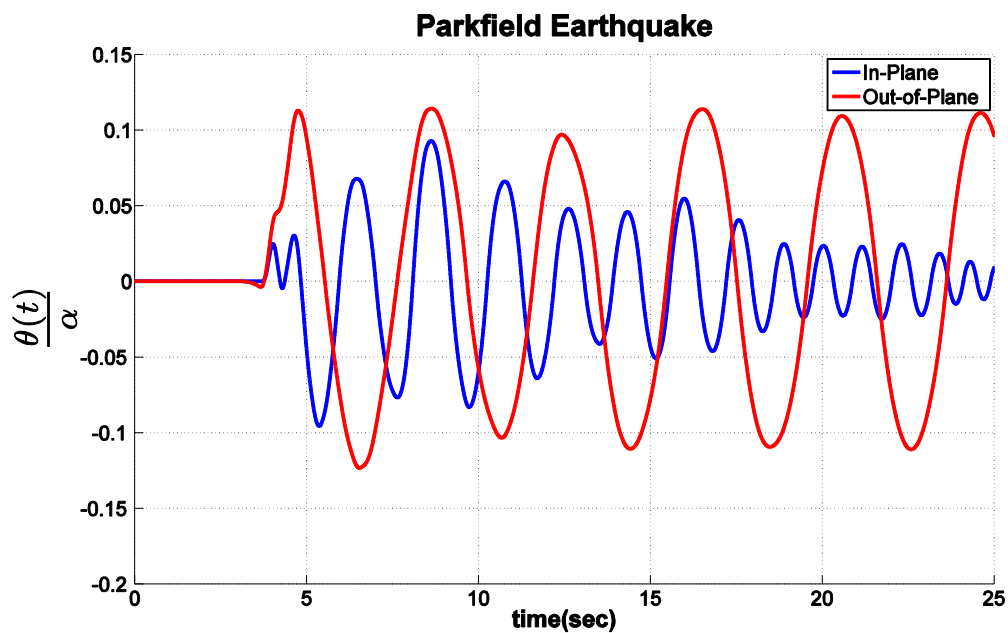
Σχήμα 5.3.6. Απόκριση του διδιάστατου βάρου και εντός επιπέδου κατά τον άξονα x (in-plane, x-direction) και εκτός επιπέδου κατά τον άξονα z (out of plane, z-direction) του τρισδιάστατου μοντέλου (3D) του Σχήματος 5.3.3 όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



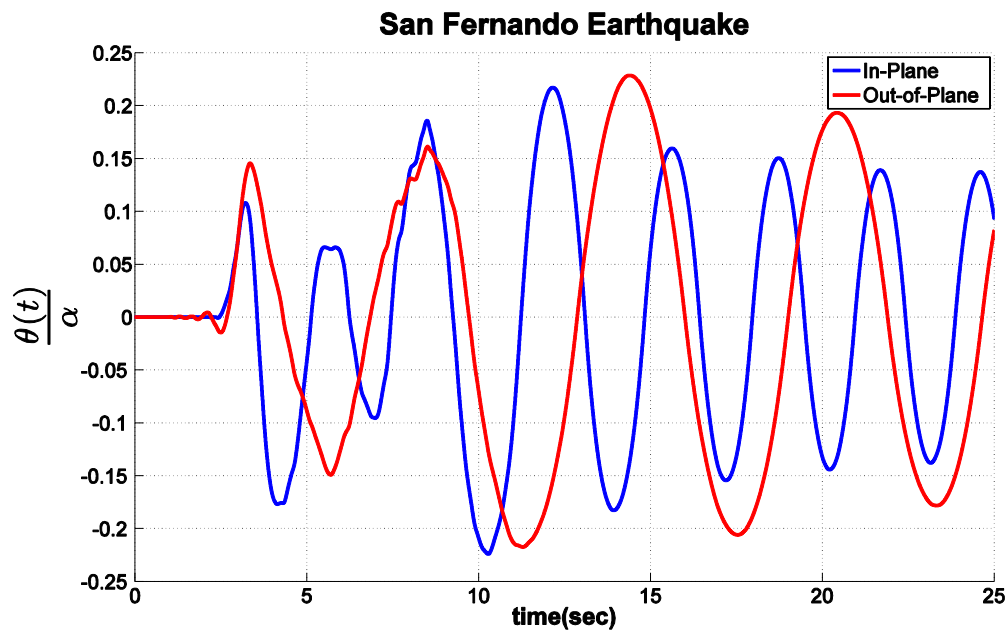
Σχήμα 5.3.7. Απόκριση του διδιάστατου βάρου και εντός επιπέδου κατά τον άξονα x (in-plane, x-direction) και εκτός επιπέδου κατά τον άξονα z (out of plane, z-direction) του τρισδιάστατου μοντέλου (3D) του Σχήματος 5.3.3 όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.



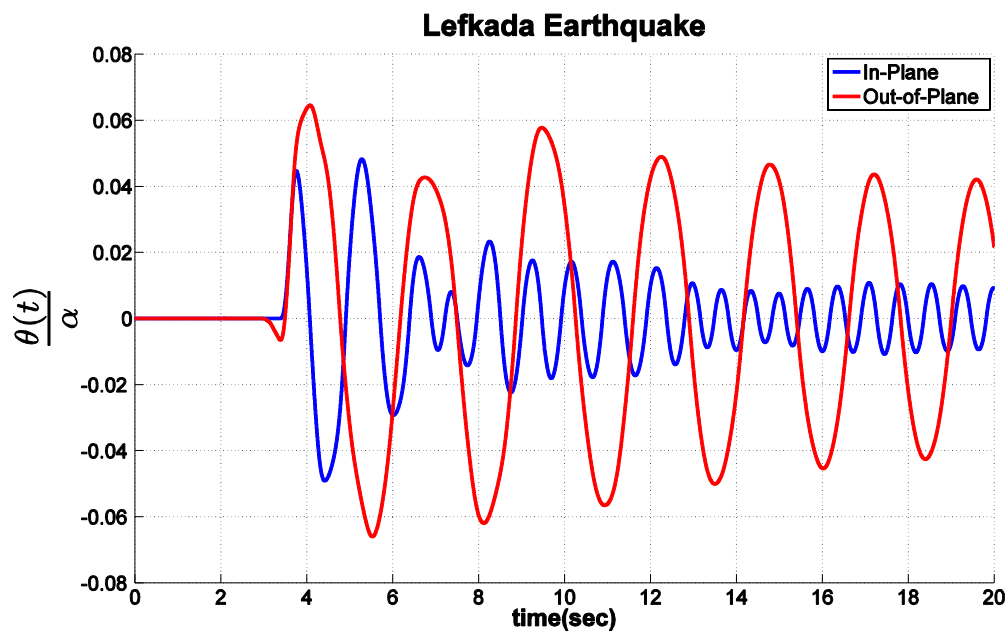
Σχήμα 5.3.8. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



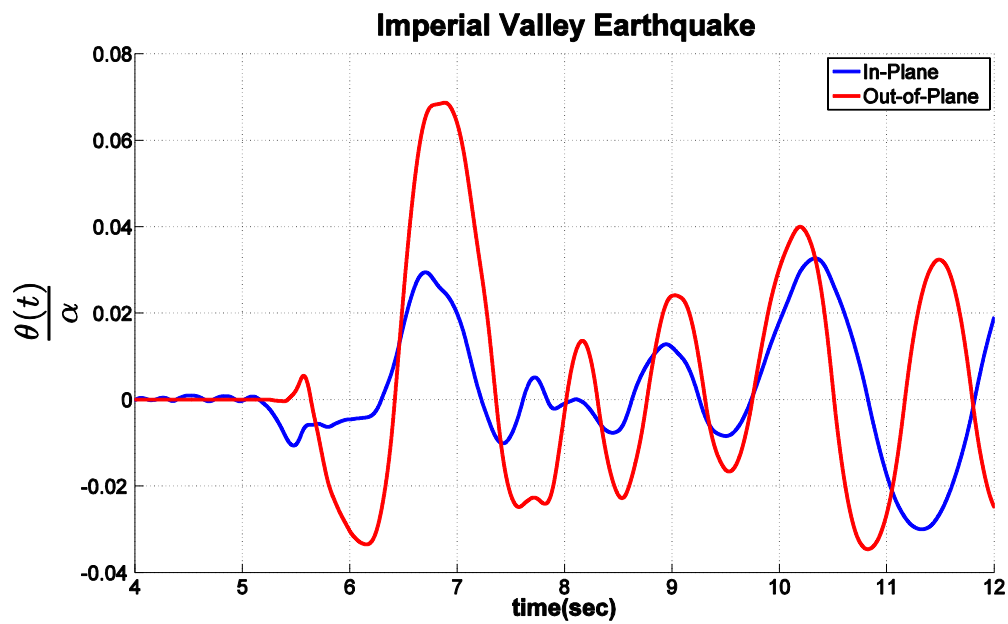
Σχήμα 5.3.9. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή Cholame#2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



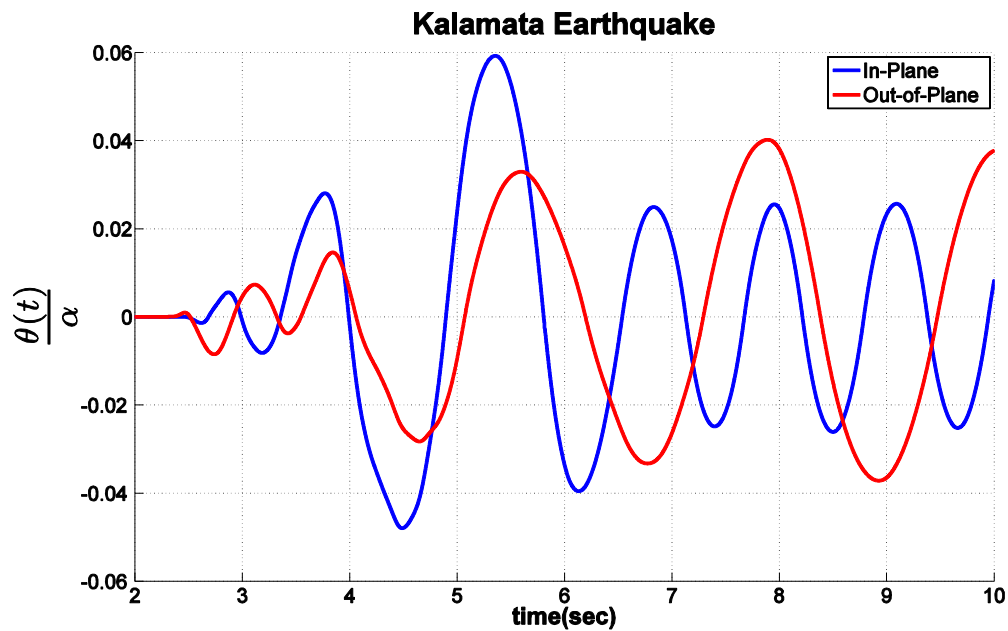
Σχήμα 5.3.10. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



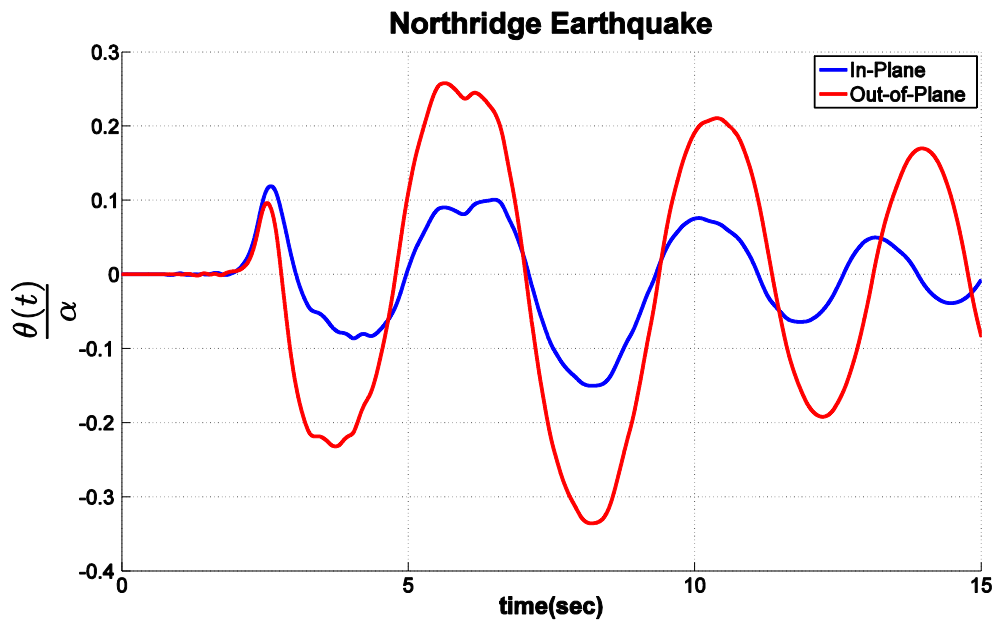
Σχήμα 5.3.11. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου O.T.E. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



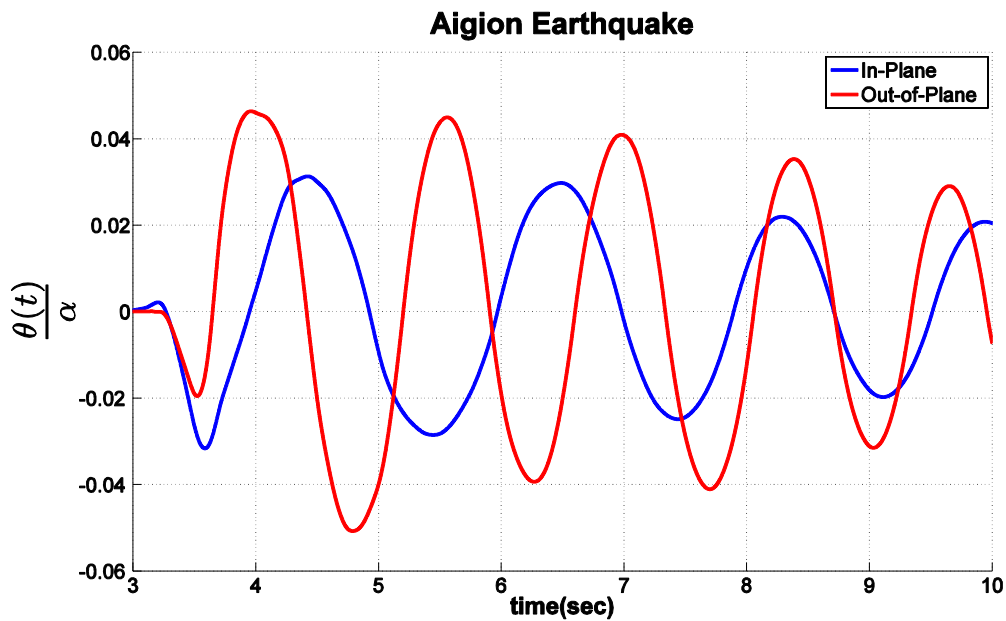
Σχήμα 5.3.12. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



Σχήμα 5.3.13. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 5.3.14. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του Rinaldi Station του σεισμού του Northridge 1994.



Σχήμα 5.3.15. Στροφή του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάρου σε εντός επιπέδου κίνηση (μπλε γραμμή) και του ίδιου βάρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή προσομοιώνοντας την εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου (κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.

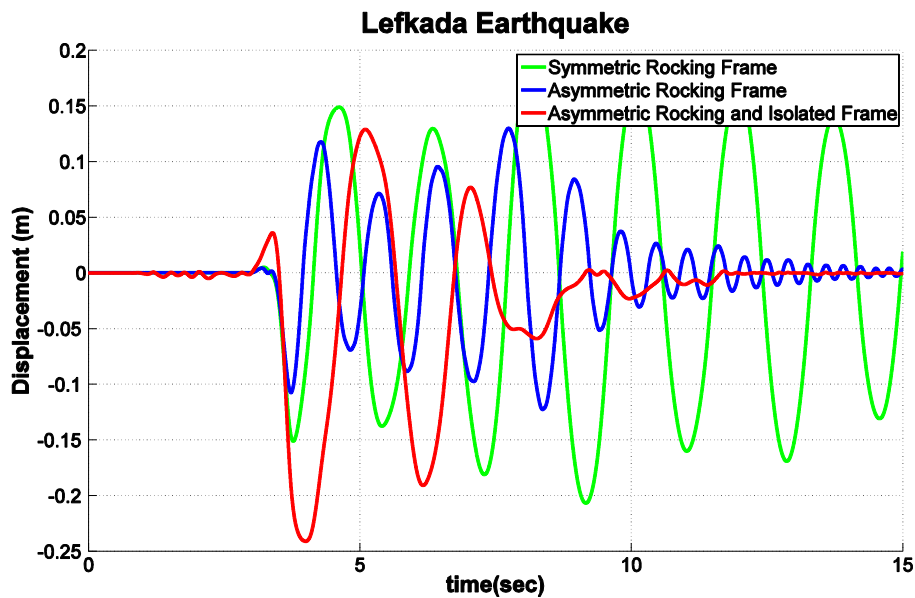
Εντός επιπέδου απόκριση λικνιζόμενου πλαισίου που εδράζεται σε ανισοϋψή βάση

Στη συνέχεια εξετάζονται (με προσομοίωση στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees) τρία διαφορετικά συστήματα πλαισίων, με στόχο να μελετηθεί η εντός επιπέδου δυναμική τους συμπεριφορά έναντι σεισμικών διεγέρσεων. Το πρώτο σύστημα είναι συμμετρικό πλαίσιο το οποίο εδράζεται σε λικνιζόμενα βάρθρα ύψους 24m, ενώ το πλάτος τους είναι 4m (Σχήμα 5.3.1-αριστερά). Το δεύτερο είναι ένα ασύμμετρο πλαίσιο το οποίο προσομοιώνει την περίπτωση έδρασης του καταστρώματος σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Assymmetric Rocking Frame σε 12m και 24m, Σχήμα 5.3.1-κέντρο). Τέλος, το τρίτο είναι το ίδιο ασύμμετρο πλαίσιο που συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό, όταν δηλαδή το κοντό βάρθρο (12m) είναι πακτωμένο και έχει στην κορυφή του ένα σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης (όπως περιγράφονται στο Κεφάλαιο 7 αναλυτικά) ενώ το ψηλό (24m) αφήνεται ελεύθερο να λικνιστεί (Asymmetric Rocking and Isolated Frame) όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3.1 (δεξιά). Τα προαναφερθέντα μοντέλα πλαισίων υπόκεινται στις τρεις ελληνικές σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 5.3.1.

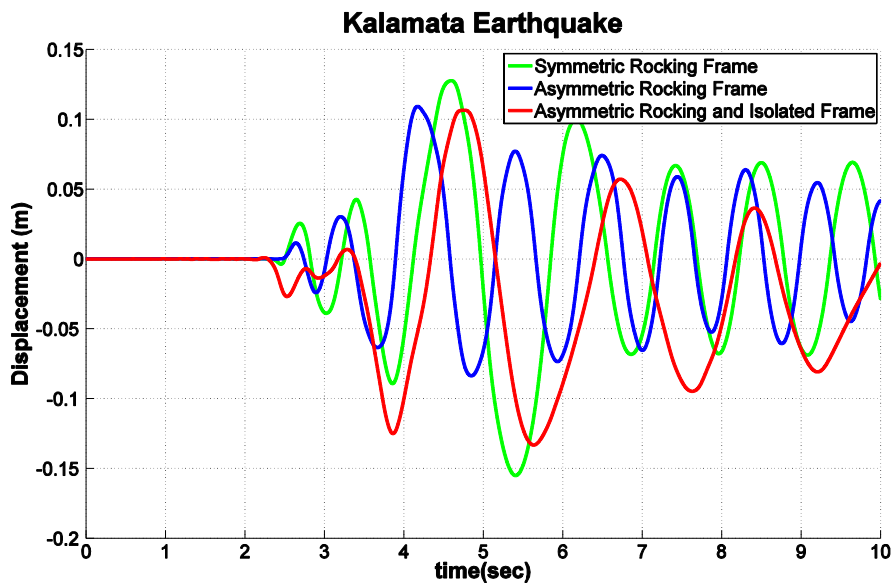
Τα Σχήματα 5.3.16-5.3.18 παρουσιάζουν την οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος και τα Σχήματα 5.3.19-5.3.21 τη στροφή των τριών συστημάτων αντίστοιχα. Και για τους τρεις ελληνικούς σεισμούς παρατηρείται ότι η συνολική οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος του ασύμμετρου λικνιζόμενου πλαισίου είναι μικρότερη από τα άλλα δύο συστήματα, ενώ το ασύμμετρο πλαίσιο που συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό παρουσιάζει ιδιαίτερη απόκριση. Επιπλέον, είναι εμφανές ότι ενώ το κατάστρωμα του συμμετρικού πλαισίου εμφανίζει αμελητέα στροφή, τα καταστρώματα στα ασύμμετρα πλαίσια εμφανίζουν στροφές που είναι μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερες.

Τα Σχήματα 5.3.22-5.3.24 απεικονίζουν τη στροφή του βάρθρου του συμμετρικού πλαισίου (Symmetric Rocking Frame), του κοντού λικνιζόμενου βάρθρου (Short Pier) και του ψηλού λικνιζόμενου βάρθρου (Slender Pier) του ασύμμετρου πλαισίου (Assymmetric Rocking Frame) και τη στροφή του λικνιζόμενου βάρθρου του πλαισίου που συνδυάζει το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame).

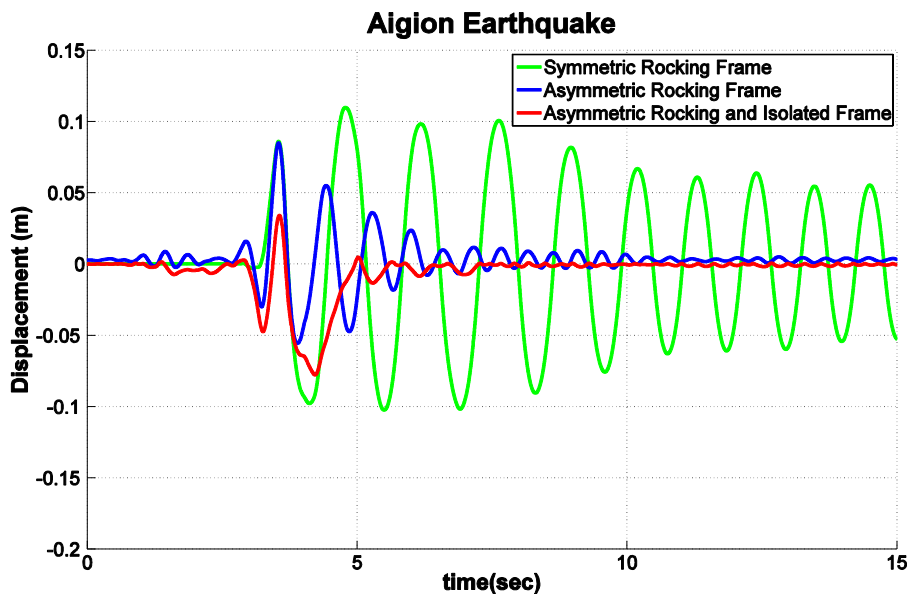
Το κοντό βάρθρο του ασύμμετρου πλαισίου εμφανίζει τις μεγαλύτερες στροφές παρότι η μετακίνηση του καταστρώματος του ασύμμετρου πλαισίου εμφανίζει τις χαμηλότερες τιμές. Το ψηλό βάρθρο του ασύμμετρου πλαισίου που συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό παρουσιάζει μεγαλύτερες αποκρίσεις από τις αντίστοιχες του ψηλού βάρθρου του ασύμμετρου πλαισίου αλλά αποσβένεται γρηγορότερα η λικνιστική του απόκριση. Τα βάρθρα του συμμετρικού πλαισίου εμφανίζουν στροφές ενδιάμεσα από αυτές του κοντού και του ψηλού βάρθρου του ασύμμετρου πλαισίου, παρότι η μετακίνηση του καταστρώματος στην περίπτωση του συμμετρικού πλαισίου είναι μεγαλύτερη.



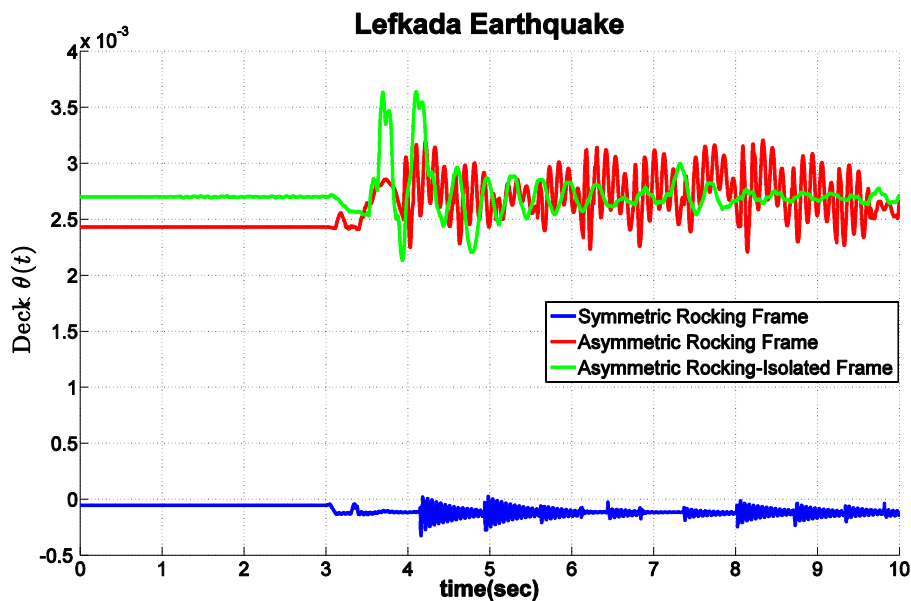
Σχήμα 5.3.16. Οριζόντια μετατόπιση καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Symmetric Rocking Frame-πράσινη γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Assymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



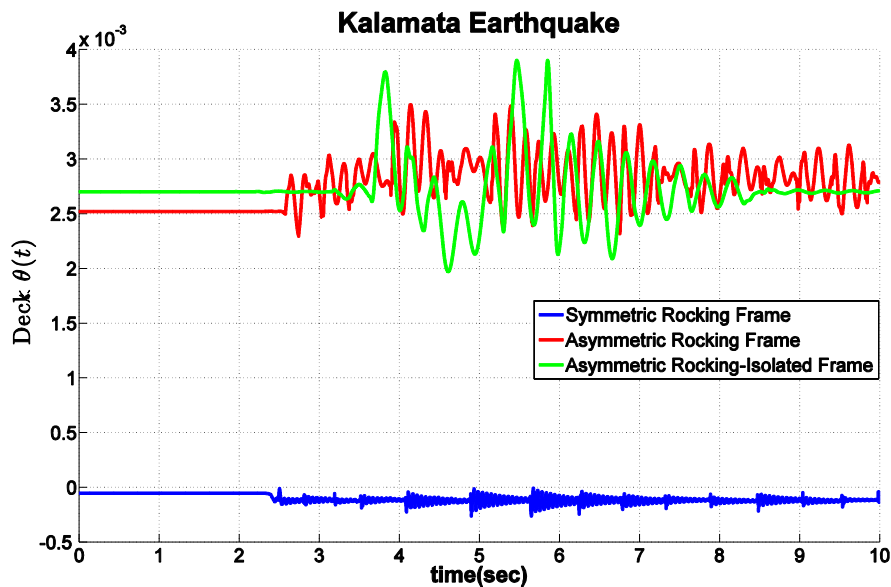
Σχήμα 5.3.17. Οριζόντια μετατόπιση καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Symmetric Rocking Frame-πράσινη γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Assymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



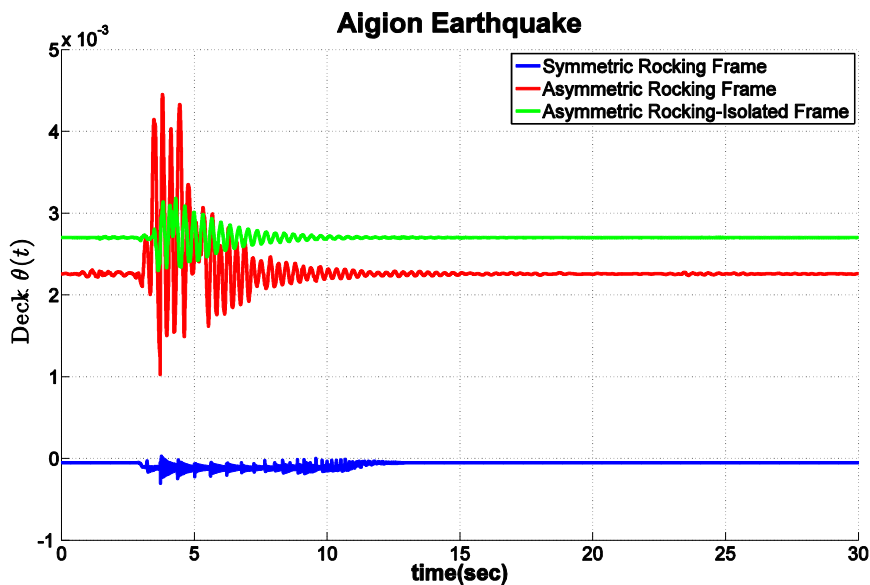
Σχήμα 5.3.18. Οριζόντια μετατόπιση καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Symmetric Rocking Frame-πράσινη γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Assymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995



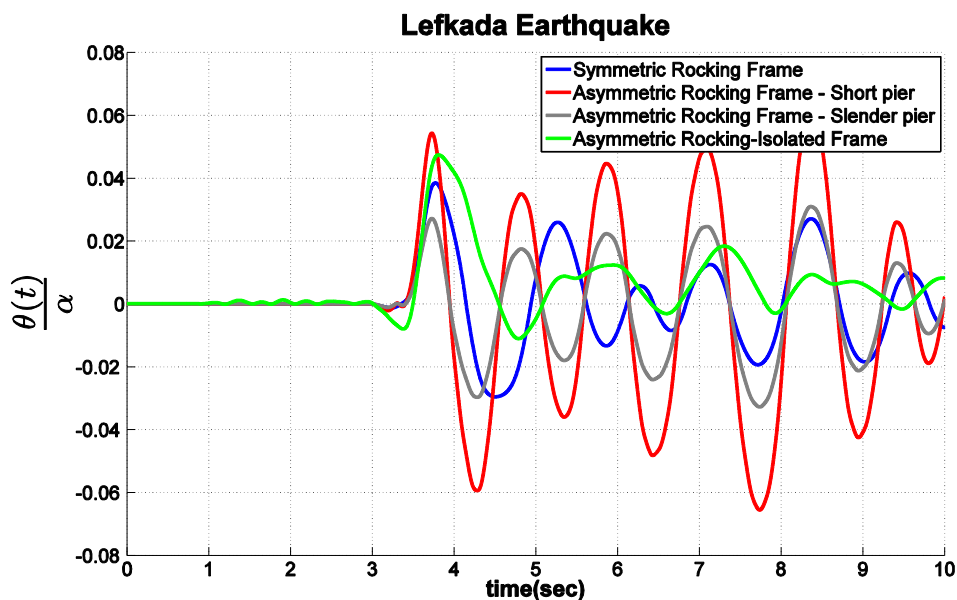
Σχήμα 5.3.19. Στροφή καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Assymmetric Rocking Frame-κόκκινη γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



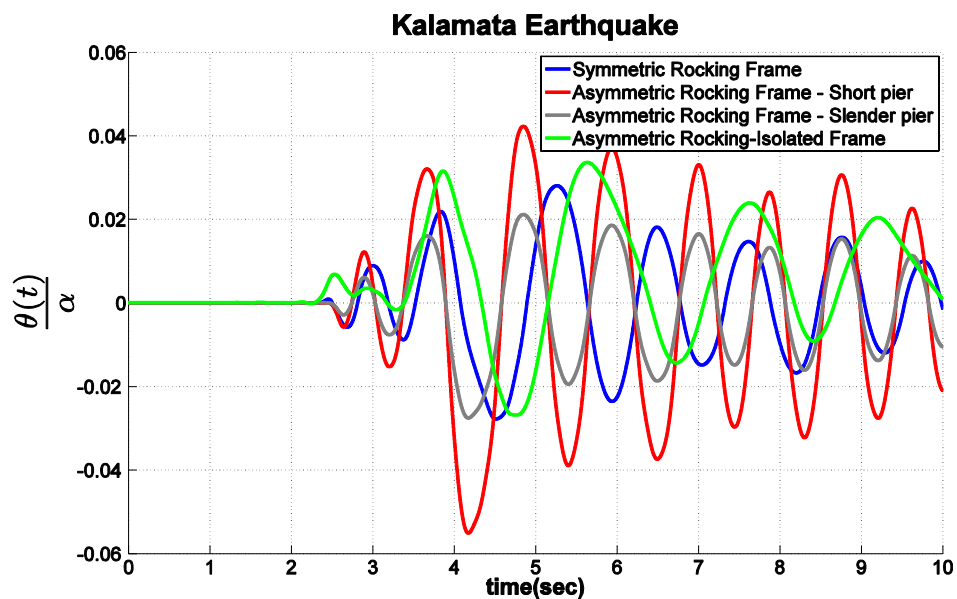
Σχήμα 5.3.20. Στροφή καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Assymmetric Rocking Frame-κόκκινη γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



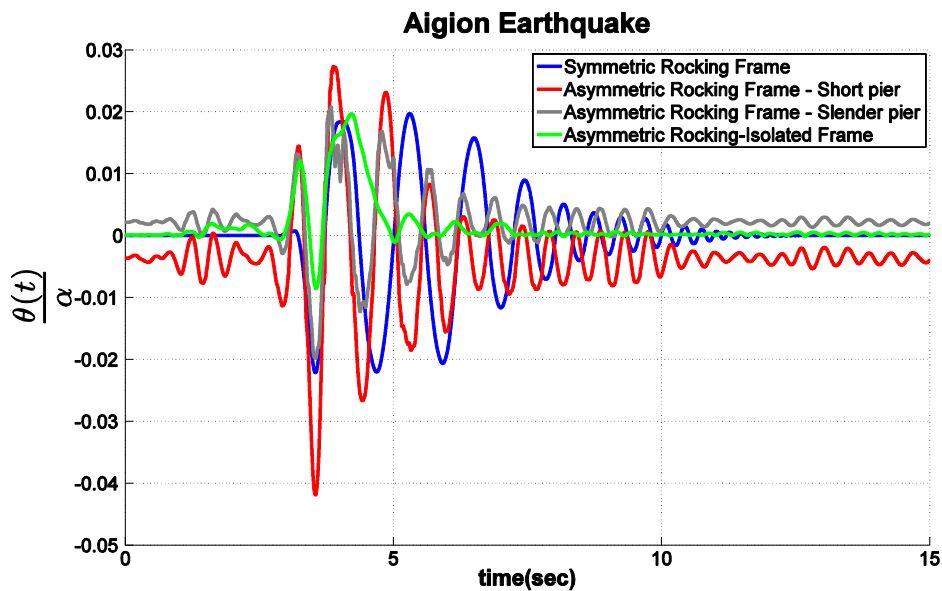
Σχήμα 5.3.21. Στροφή καταστρώματος του πλαισίου που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του ασύμμετρου πλαισίου όταν το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Assymmetric Rocking Frame-κόκκινη γραμμή) και του ασύμμετρου πλαισίου που συνδιάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.



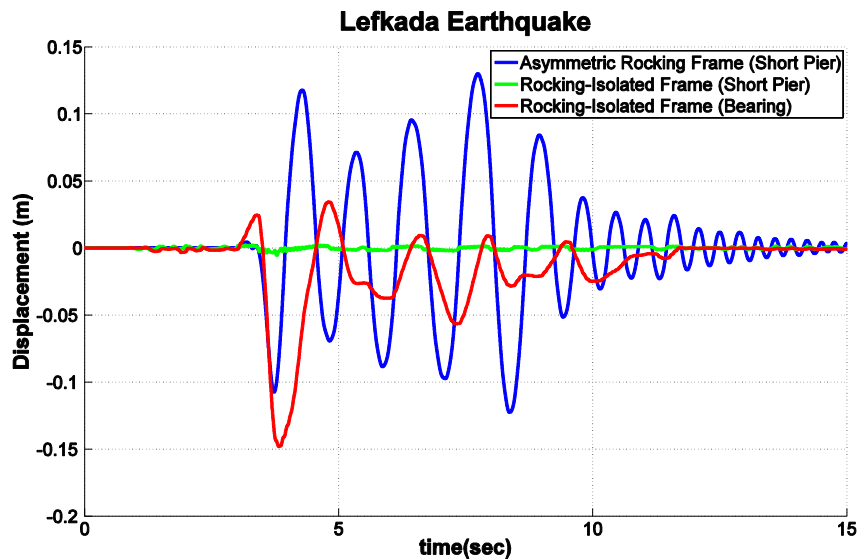
Σχήμα 5.3.22. Στροφή βάρου του συμμετρικού πλαισίου (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάρου (Short pier-κόκκινη καμπύλη) και του ψηλού βάρου (Slender pier-γκρι γραμμή) του ασύμμετρου πλαισίου (Assymmetric Rocking Frame) και του λκνιζόμενου βάρου του πλαισίου που συνδιάζει το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και τον λκνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκεινται στη καταγραφή του κτιρίου O.T.E. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



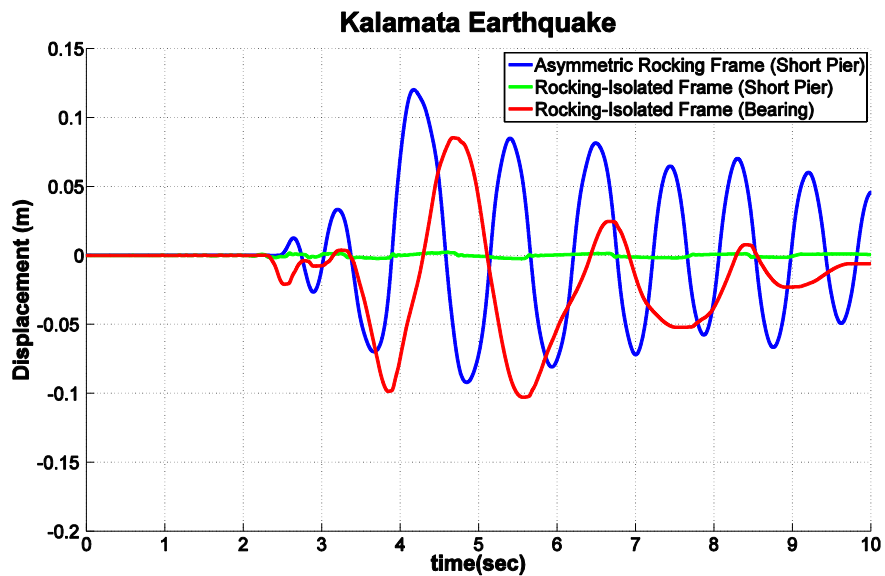
Σχήμα 5.3.23. Στροφή βάρου του συμμετρικού πλαισίου (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάρου (Short pier-κόκκινη καμπύλη) και του ψηλού βάρου (Slender pier-γκρι γραμμή) του ασύμμετρου πλαισίου (Assymmetric Rocking Frame) και του λκνιζόμενου βάρου του πλαισίου που συνδιάζει το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και τον λκνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκεινται στη καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



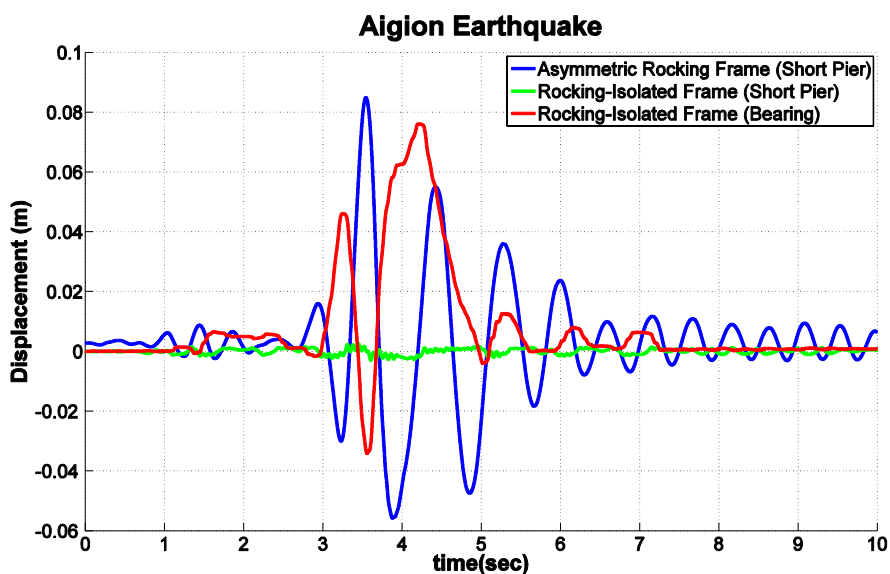
Σχήμα 5.3.24. Στροφή βάθρου του συμμετρικού πλαισίου (Symmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάθρου (Short pier-κόκκινη καμπύλη) και του ψηλού βάθρου (Slender pier-γκρι γραμμή) του ασύμμετρου πλαισίου (Assymmetric Rocking Frame) και του λικνιζόμενου βάθρου του πλαισίου που συνδιάζει το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και τον λικνισμό (Asymmetric Rocking and Isolated Frame-πράσινη γραμμή) όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.



Σχήμα 5.3.25. Οριζόντια μετατόπιση του κοντού λικνιζόμενου βάθρου του ασύμμετρου πλαισίου (Asymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάθρου (Short Pier-πράσινη γραμμή) πάνω στο οποίο εδράζεται το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης (Bearing-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



Σχήμα 5.3.26. Οριζόντια μετατόπιση του κοντού λικνιζόμενου βάθρου του ασύμμετρου πλαισίου (Asymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάθρου (Short Pier-πράσινη γραμμή) πάνω στο οποίο εδράζεται το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης (Bearing-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 5.3.27. Οριζόντια μετατόπιση του κοντού λικνιζόμενου βάθρου του ασύμμετρου πλαισίου (Asymmetric Rocking Frame-μπλε γραμμή), του κοντού βάθρου (Short Pier-πράσινη γραμμή) πάνω στο οποίο εδράζεται το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης (Bearing-κόκκινη γραμμή) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.

Επιπλέον, τα Σχήματα 5.3.25-5.3.27 παρουσιάζουν την οριζόντια μετατόπιση του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης (Rocking Isolated Frame-Bearing), του κοντού βάθρου πάνω στο οποίο εδράζεται το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης (Rocking Isolated Frame-Short Pier) και του κοντού λικνιζόμενου βάθρου του ασύμμετρου πλαισίου (Asymmetric Rocking Frame). Είναι σαφές ότι το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης αναλαμβάνει όλη την οριζόντια μετατόπιση για να μπορέσει το κοντό βάθρο να ακολουθήσει την οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος.

Δυναμική απόκριση γέφυρας που εδράζεται σε λικνιζόμενα ανισοϋψή βάθρα

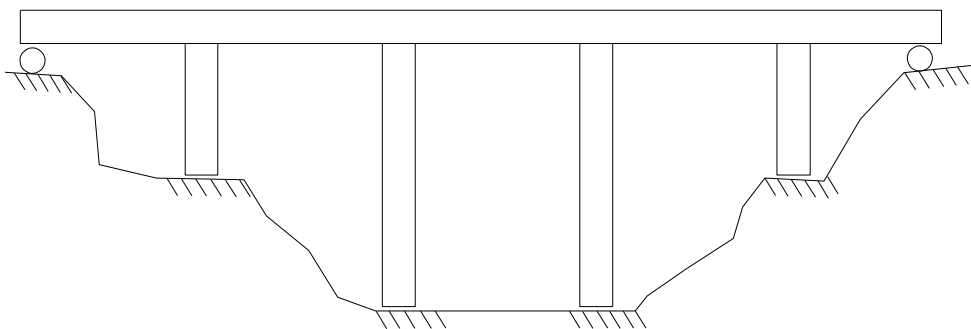
Στα πλαίσια του Κεφαλαίου 5 αναπτύχθηκε αριθμητικό προσομοίωμα στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees προκειμένου να μελετηθεί η συμπεριφορά της γέφυρας της οποίας το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισοϋψή βάθρα (12m και 24m) κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα γέφυρας του Σχήματος 5.3.28 με την διατομή καταστρώματος και μεσοβάθρων του Σχήματος 5.3.29. Το κατάστρωμα και τα βάθρα της γέφυρας είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα βάθρα της γέφυρας έχουν μονοκυβελική ορθογωνική διατομή και οι διαστάσεις των πλευρών είναι 6.0m κατά την εγκάρσια διεύθυνση και 4.0m κατά την διαμήκη διεύθυνση. Η αντίσταση του φορέα της ανωδομής εξαρτάται, εκτός από την γεωμετρία των λικνιζόμενων βάθρων, από τα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας τους. Το διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας έγινε με το λογισμικό OpenSees και παρουσιάζεται στο Σχ. 5.3.30. Παρόλα αυτά, στις αναλύσεις θεωρήθηκε ότι τα μεσόβαθρα παραμένουν γραμμικά, χωρίς να ρηγματωθούν σημαντικά, ούτε να διαρρεύσει ο οπλισμός καθ' όλη την διάρκεια της απόκρισής τους.

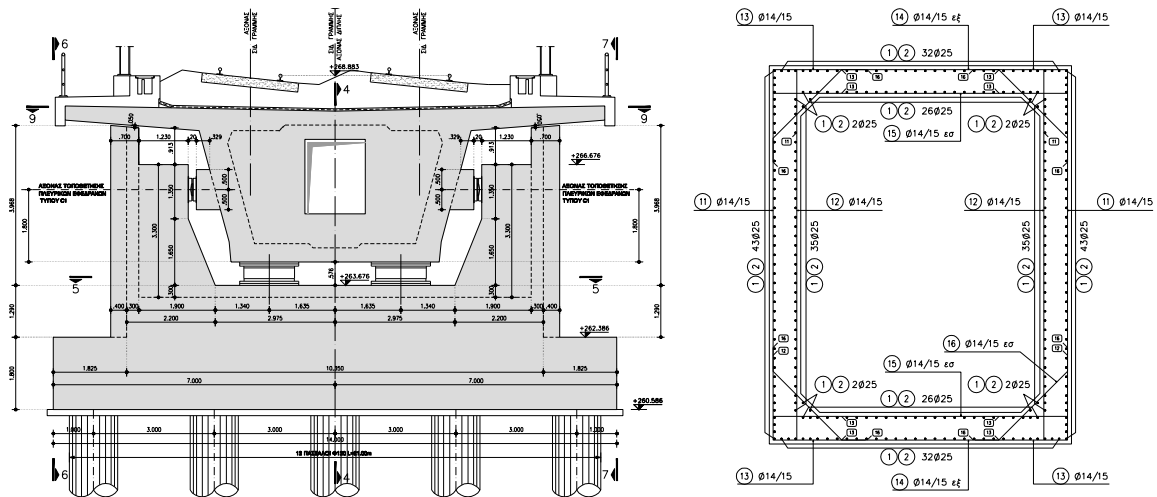
Η γέφυρα του Σχήματος 5.3.28 (*Uneven Rocking Bridge*) και η ίδια γέφυρα όταν τα κοντά βάθρα είναι πακτωμένα και έχουν στην κορυφή τους σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης ενώ τα ψηλά βάθρα επιτρέπεται να λικνίζονται ελεύθερα (*Uneven Rocking-Isolation Bridge*), υποβλήθηκαν στις οκτώ σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 5.3.1. Η οριζόντια μετακίνηση των καταστρωμάτων τους παρουσιάζεται και συγκρίνεται με την αντίστοιχη του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισοϋψή βάθρα (*Rocking Bridge*) στα Σχήματα 5.3.31-5.3.38.

Επίσης, στα Σχήματα 5.3.39-5.3.46 απεικονίζονται οι στροφές των κοντών και ψηλών βάθρων (ραδινών) σε σύγκριση με τη στροφή των βάθρων της γέφυρας με τα ισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα.

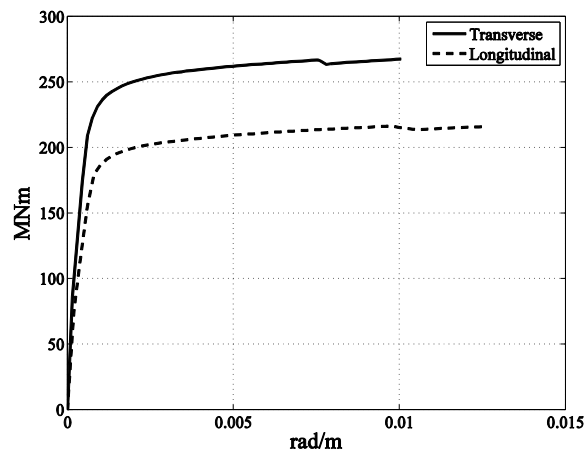
Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι στην περίπτωση της γέφυρας με τα ανισοϋψή βάθρα το κοντό βάθρο, όπως αναμενόταν, παρουσιάζει μεγαλύτερες στροφές από το πιο ραδινό βάθρο. Επίσης, η στροφή του κοντού βάθρου στις περισσότερες περιπτώσεις παρουσιάζει μεγαλύτερη μέγιστη τιμή από τη στροφή του βάθρου της γέφυρας με τα ισοϋψή βάθρα αλλά αποσβένεται πολύ γρηγορότερα.



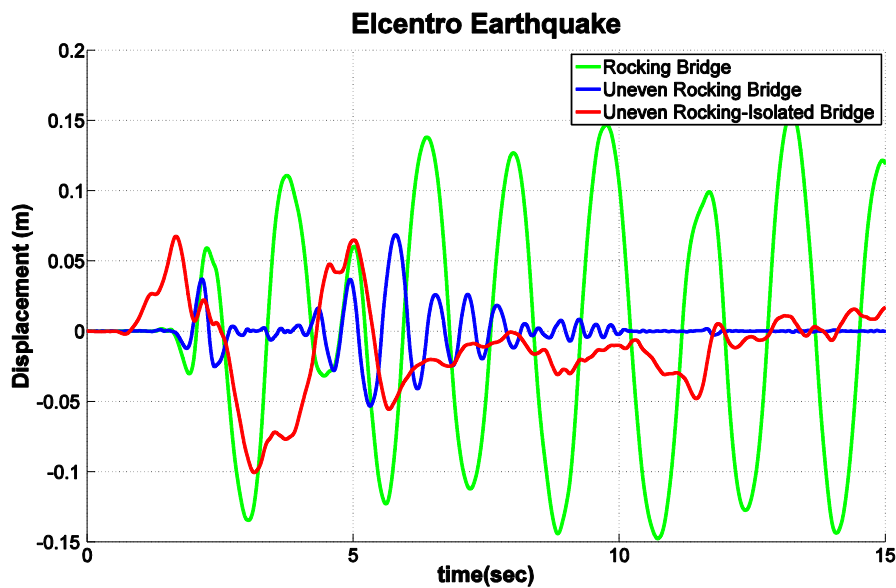
Σχήμα 5.3.28. Γέφυρα της οποίας το κατάστρωμα εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα λόγω της τοπογραφίας της κοιλάδας.



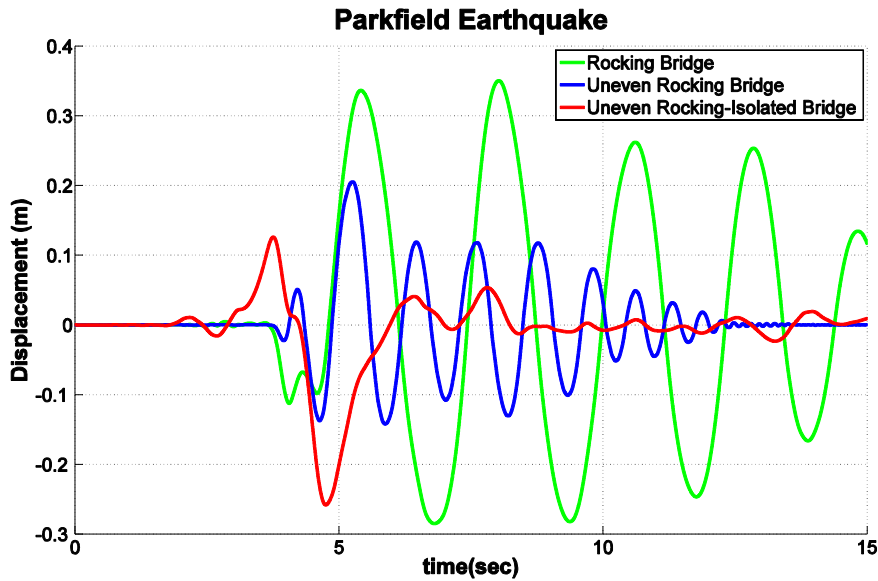
Σχήμα 5.3.29. Διατομή καταστώματος (αριστερά) και μεσοβάθρων (δεξιά) της γέφυρας που εξετάστηκε στο Κεφ. 5.



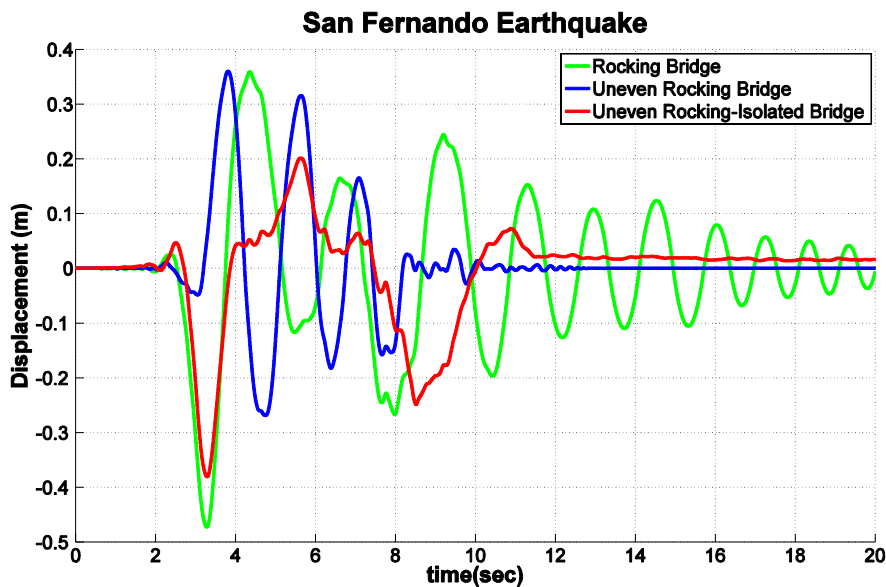
Σχήμα 5.3.30. Διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας των μεσοβάθρων της γέφυρας.



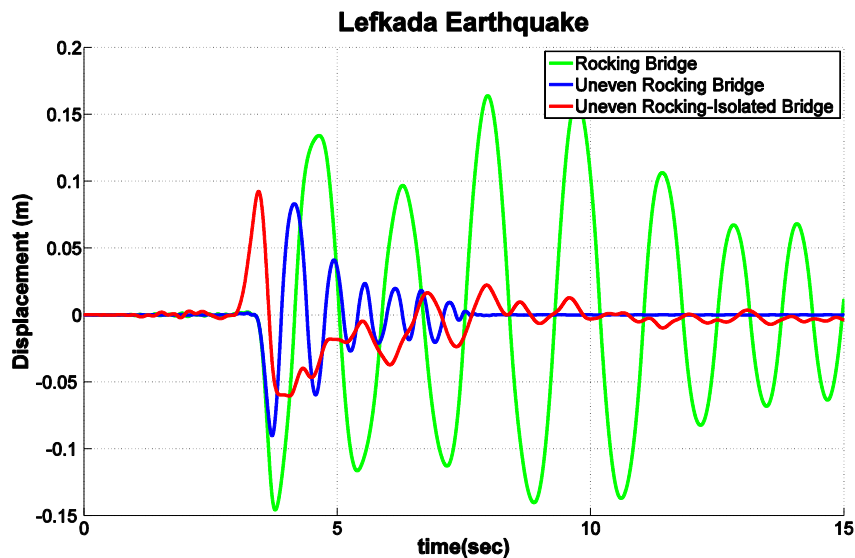
Σχήμα 5.3.31. Οριζόντια μετατόπιση του καταστώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



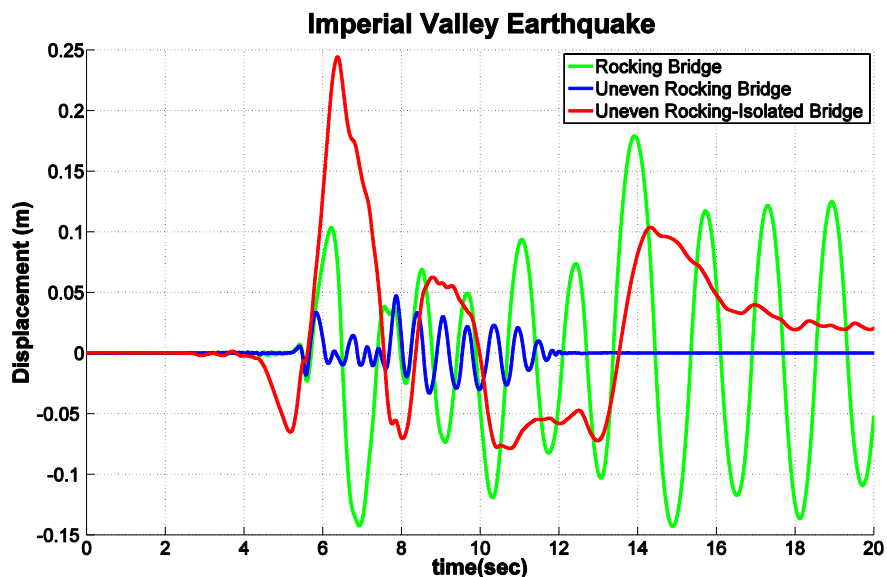
Σχήμα 5.3.32. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή Cholame#2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



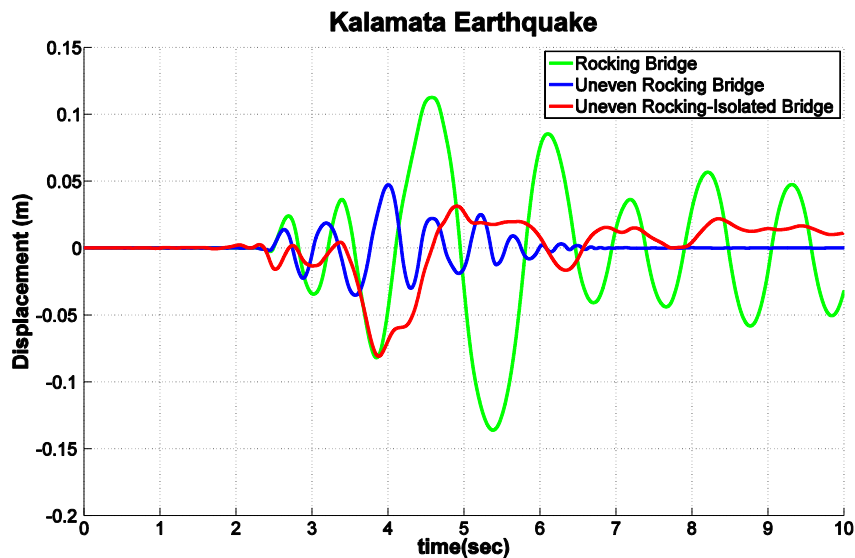
Σχήμα 5.3.33. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισοϋψή λικνιζόμενα βάρθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



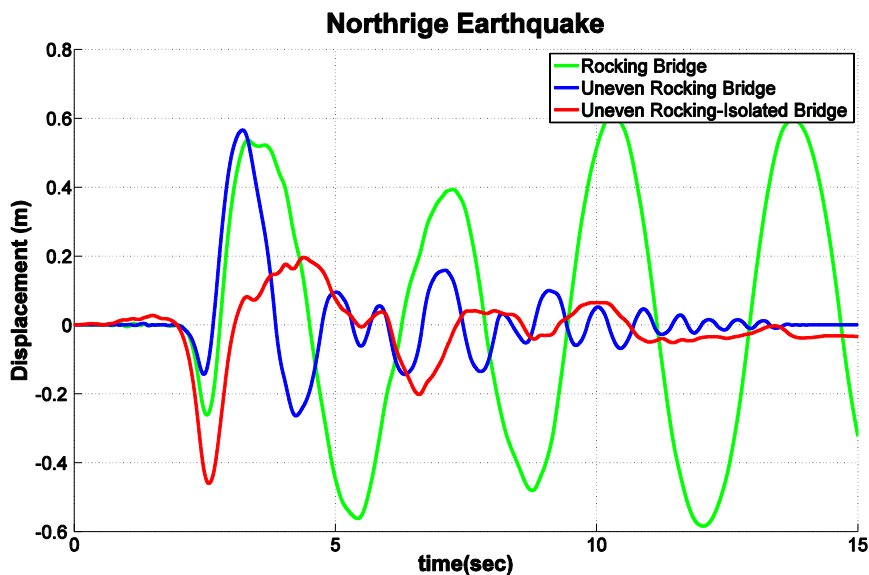
Σχήμα 5.3.34. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ NS του σεισμού της Λευκάδας 1973.



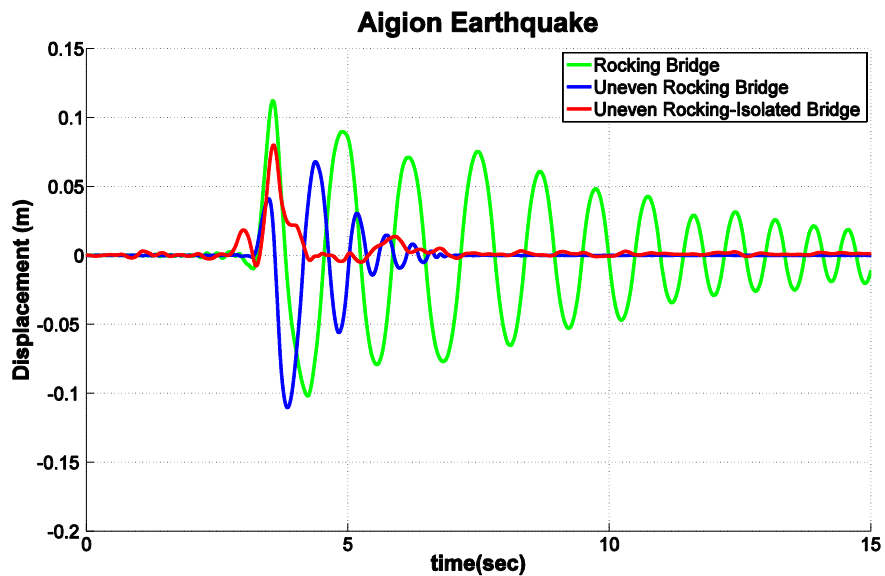
Σχήμα 5.3.35. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



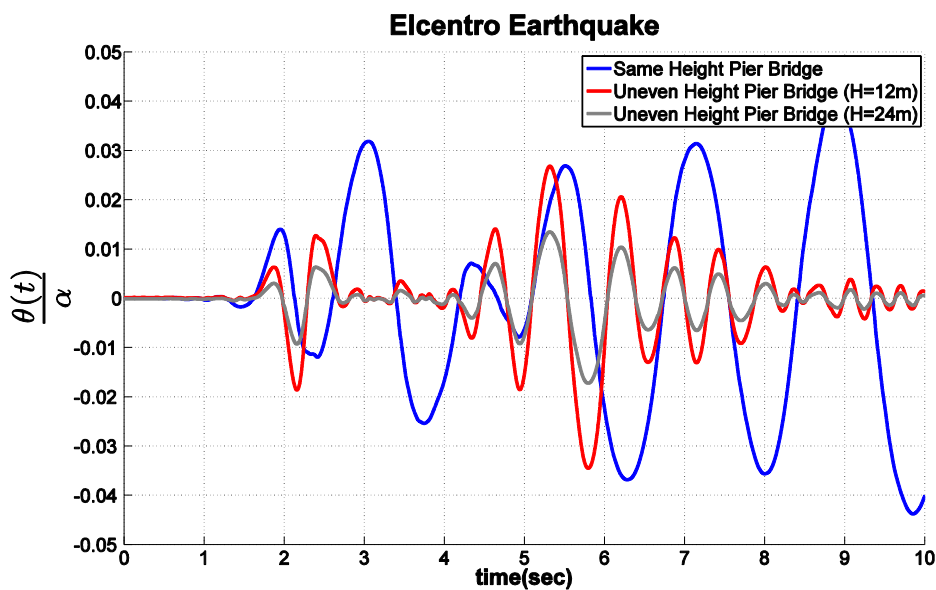
Σχήμα 5.3.36. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



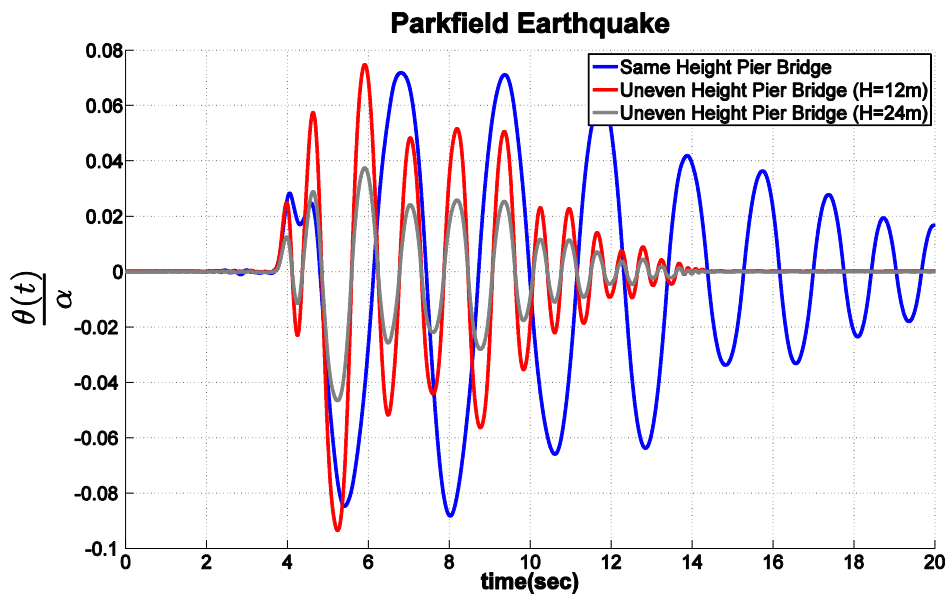
Σχήμα 5.3.37. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή του Rinaldi Station του σεισμού του Northridge 1994.



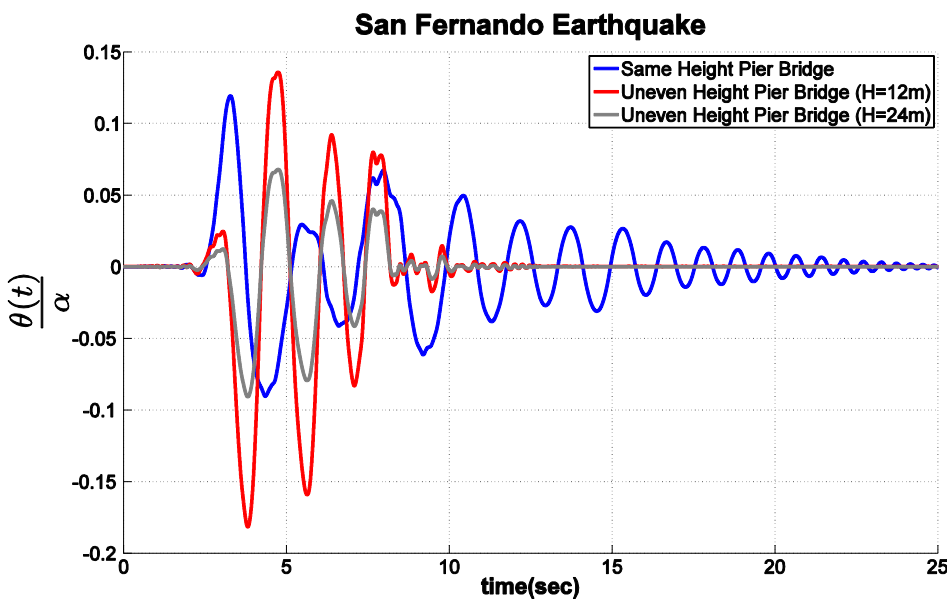
Σχήμα 5.3.38. Οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking bridge-πράσινη γραμμή), της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη λικνιζόμενα βάρθρα (Uneven Rocking Bridge-μπλε γραμμή) και της ίδιας γέφυρας όταν συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με το λικνισμό (Uneven Rocking-Isolated Bridge) όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου του ΟΤΕ/FP του σεισμού του Αιγίου 1995.



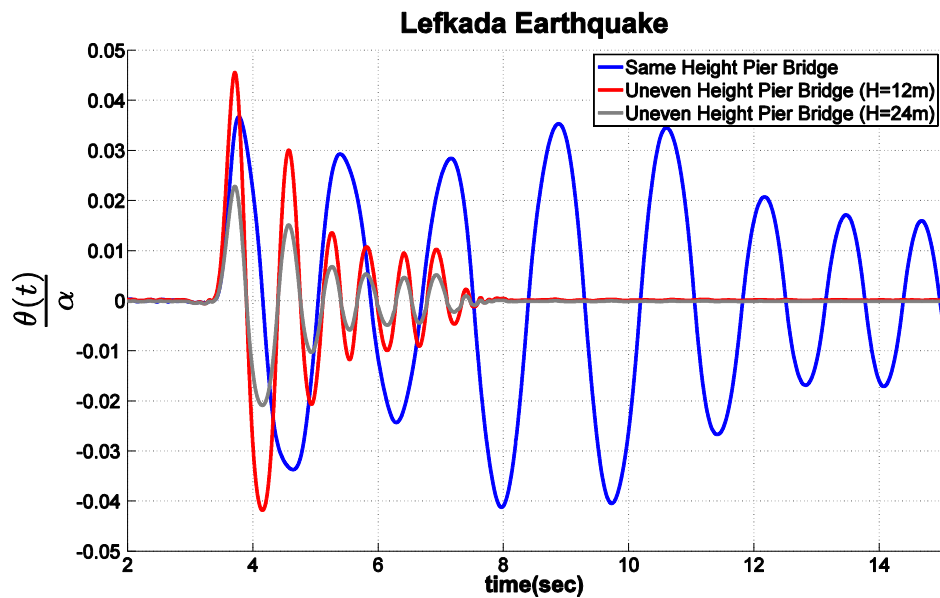
Σχήμα 5.3.39. Στροφή βάρθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάρθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάρθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάρθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάρθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



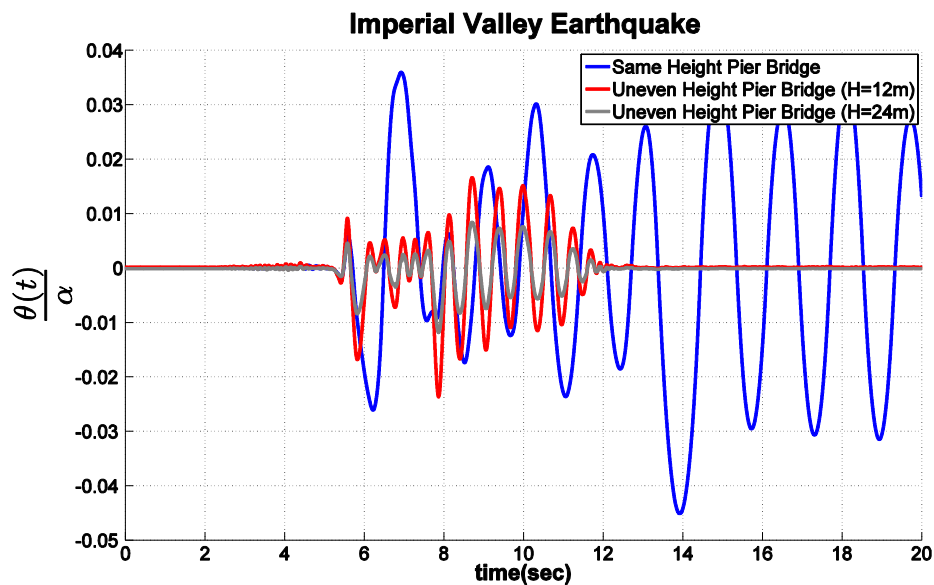
Σχήμα 5.3.40. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή Cholame#2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



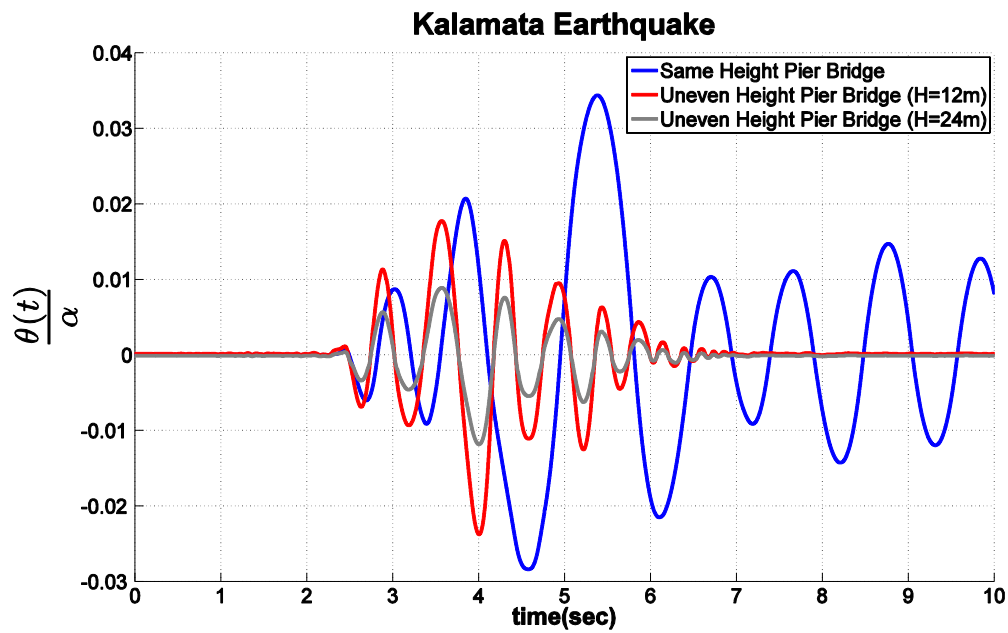
Σχήμα 5.3.41. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



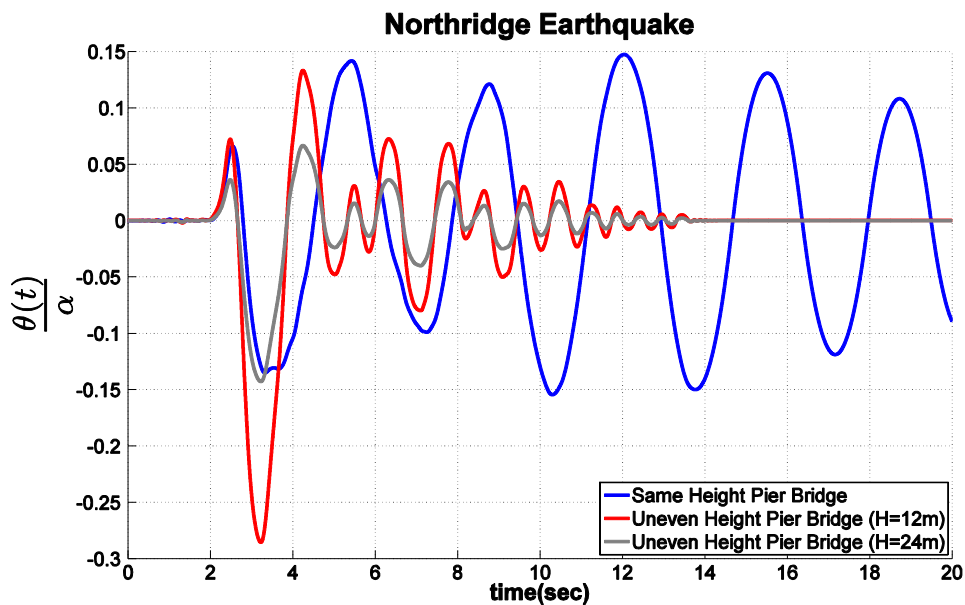
Σχήμα 5.3.42. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



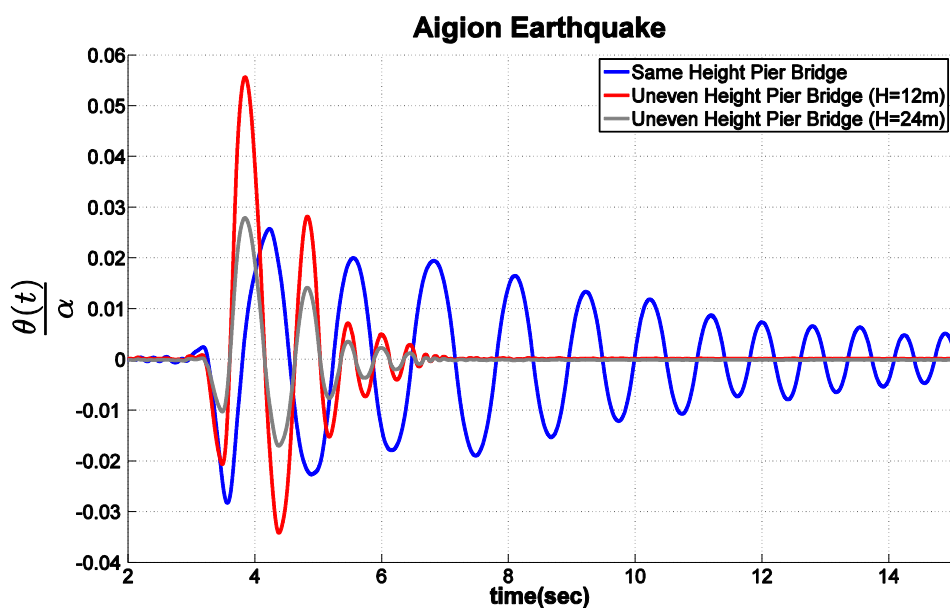
Σχήμα 5.3.43. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



Σχήμα 5.3.44. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 5.3.45. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκεινται στην καταγραφή του Rinaldi Station του σεισμού του Northridge 1994.



Σχήμα 5.3.46. Στροφή βάθρου της γέφυρας που εδράζεται σε ισούψη βάθρα (Same Height Pier Bridge-μπλε γραμμή), και στροφή του κοντού βάθρου (H=12m-κόκκινη γραμμή) και του ψηλού βάθρου (H=24m-γκρι καμπύλη) της γέφυρας που εδράζεται σε ανισούψη βάθρα όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου του ΟΤΕ/FP του σεισμού του Αιγίου 1995.

Από τα Σχήματα 5.3.31-5.3.38 συμπεραίνεται ότι η γέφυρα με τα ισούψη βάθρα παρουσιάζει μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με τα άλλα δύο δυναμικά συστήματα. Η γέφυρα που συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό παρουσιάζει ιδιαίτερη δυναμική συμπεριφορά, μεταξύ σεισμικά μονωμένης κατασκευής και λικνιζόμενου πλαισίου. Παρόλα αυτά, στην περίπτωση της καταγραφής του El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979 φαίνεται ότι συντονίζεται από έναν δευτερεύοντα παλμό που αναγνωρίστηκε με αριθμητικά κυματίδια με $T_p = 2.9s$ στο σήμα της καταγραφής και παρουσιάζει την μέγιστη απόκριση από τα υπόλοιπα δύο συστήματα.

Από τα Σχήματα 5.3.39-5.3.46 παρατηρείται το αναμενόμενο, δηλαδή ότι το κοντό βάθρο της γέφυρας του Σχήματος 5.3.28 παρουσιάζει τη μεγαλύτερη στροφή σε σχέση με τα ψηλά βάθρα. Επίσης, οι τιμές της στροφής των ισούψων βάθρων είναι ενδιάμεσα των στροφών των κοντών και ψηλών βάθρων.

5.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια του Κεφαλαίου 5 αναπτύχθηκαν αριθμητικά προσομοιώματα για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης γέφυρας της οποίας το κατάστρωμα - λόγω της τομογραφίας της κοιλάδας που διατρέχει (Σχήμα 5.3.28) - εδράζεται σε ανισούψη βάθρα, και της ίδιας γέφυρας όταν τα κοντά βάθρα είναι πακτωμένα και έχουν στην κορυφή τους ένα σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης, ενώ τα ψηλά και πιο ραδινά βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα.

Αρχικά, εφαρμόστηκε η μέθοδος των αριθμητικών κυματιδίων για να αναγνωριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά (όπως το πλάτος, a_p , η περίοδος, T_p , η φάση, φ και οι κύκλοι, γ) των κυρίαρχων παλμών μέσα στα σήματα των σεισμικών διεγέρσεων του Πίνακα 5.3.1. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.3.1.

Στη συνέχεια, διερευνήθηκε αριθμητικά η εκτός επιπέδου λικνιστική απόκριση μεμονωμένου βάθρου αλλά και πλαισίου. Αναπτύχθηκε τρισδιάστατο αριθμητικό μοντέλο στο OpenSees και παρόλη την δυσκολία σύγκλισης στην επίλυση των εξισώσεων κίνησης, οι αποκρίσεις του τρισδιάστατου και του δισδιάστατου μοντέλου είναι αρκετά κοντά.

Από την άλλη, οι δοκιμές στο Κεφ. 3 ανέδειξαν ότι η εκτός επιπέδου κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου είναι παρεμφερής με την δισδιάστατη κίνηση ενός μεμονωμένου βάθρου αλλά με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή. Η αριθμητική σύγκριση του μεμονωμένου λικνιζόμενου βάθρου με επιπλέον συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή με το ίδιο βάθρο χωρίς την συμπληρωματική μάζα αναδεικνύει ότι μετά την πρώτη ανασήκωση και την έναρξη του λικνιστικού τρόπου ταλάντωσης, το βάθρο (ίδιο μέγεθος, ίδια ραδινότητα) με την επιπλέον μάζα στην κορυφή για μεγάλες στροφές παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές απόκρισης και άρα είναι περισσότερο πιθανό να ανατραπεί. Το παραπάνω συμπέρασμα είναι αναμενόμενο καθώς το κέντρο βάρους του βάθρου ανεβαίνει και αυξάνει ο μοχλοβραχίονας της ροπής ανατροπής.

Στη συνέχεια, πριν τη διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης των γεφυρών, αναπτύχθηκαν στο OpenSees τα αντίστοιχα προσομοιώματα πλαισίων με ισοϋψή βάθρα και με ανισοϋψή βάθρα που είτε επιτρέπονται να λικνίζονται είτε το κοντό βάθρο είναι πακτωμένο και έχει στην κεφαλή του ένα σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης και το ψηλό βάθρο λικνίζεται. Τα αποτελέσματα αναδεικνύουν ότι το πλαίσιο με τα ισοϋψή βάθρα παρουσιάζει μεγαλύτερες μετακινήσεις ενώ το ασύμμετρο πλαίσιο με τα λικνιζόμενα βάθρα εμφανίζει τις μικρότερες μετακινήσεις. Επιπλέον, το κοντό βάθρο φαίνεται να έχει –όπως αναμενόταν– την μεγαλύτερη στροφή σε σχέση με το ψηλό βάθρο και σε σχέση με τα ισοϋψή βάθρα.

Όσον αφορά την απόκριση των γεφυρών διαπιστώθηκε ότι η γέφυρα με τα ισοϋψή βάθρα παρουσιάζει τη μεγαλύτερη οριζόντια μετακίνηση, ενώ η γέφυρα η οποία συνδυάζει τη σεισμική μόνωση με τον λικνισμό εμφανίζει ιδιαίτερη δυναμική συμπεριφορά μεταξύ σεισμικά μονωμένης κατασκευής που μπορεί να συντονιστεί με την διέγερση και κατασκευής που λικνίζεται.

Παρόλα αυτά, μεγαλύτερες μέγιστες τιμές στροφής τις παρουσιάζει το κοντό βάθρο της γέφυρας το οποίο εδράζεται σε ανισοϋψή βάθρα, αλλά η απόκρισή του αποσβένεται αρκετά γρηγορότερα από την αντίστοιχη του βάθρου της γέφυρας με τα ισοϋψή βάθρα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Διερεύνηση της επιρροής των καμπτικών ιδιομορφών του καταστρώματος και των βάθρων στον θεμελιώδη λικνιστικό τρόπο ταλάντωσης

ΣΥΝΟΨΗ

Τα προηγούμενα κεφάλαια συνδυάζουν πειραματικές, θεωρητικές και αριθμητικές διερευνήσεις ώστε να αναδείξουν και να βελτιώσουν τα προτερήματα της προτεινόμενης σεισμικής προστασίας απλών δομικών συστημάτων μέσω λικνισμού. Η διαστατική ανάλυση που θα χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό των πειραματικών ομοιομάτων θα ακολουθήσει τις κλίμακες μήκους και χρόνου των λικνιζόμενων βάθρων, καθώς και όλης της δυναμικής του λικνισμού. Κατά την διάρκεια αυτής της άσκησης κλίμακας θα προκύψει η ανάγκη να μελετηθεί εάν η δυναμική του συστήματος που σχετίζεται με την κάμψη του καταστρώματος και των βάθρων οι συνήθεις οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες έχουν βάθρα με ύψος από 10m έως 30m ενώ το κατάστρωμα γεφυρώνει ανοίγματα της τάξεως των 40m, οπότε ενώ η γέφυρα είναι σχεδιασμένη στο να λικνίζεται σύμφωνα με το προτεινόμενο έργο, οι υποφορείς της (κατάστρωμα και υψηλά βάθρα) θα εκτελούνε ταυτόχρονα ταλαντώσεις λόγω της συμμετοχής ανωτέρω ιδιομορφών που θα αναπτύσσονται στην κατασκευή. Το παρόν κεφάλαιο θα εστιάσει στη κατανόηση της σημασίας των ανωτέρω ιδιομορφών μίας τυπικής γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα.

6.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια του Κεφαλαίου 6 αναπτύχθηκαν αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα τα οποία συμπεριλαμβάνουν την επίδραση των καμπτικών ιδιομορφών στην συνολική απόκριση ελαστικού βάθρου το οποίο λικνίζεται υπό την επίδραση εδαφικής διέγερσης.

Αρχικά, δημιουργήθηκαν αναλυτικά προσομοιώματα του ανεστραμμένου άκαμπτου και ελαστικού εκρεμμούς ως η πλησιέστερη γραμμική προσέγγιση του φαινομένου του λικνισμού. Στη συνέχεια, αναπτύχθηκε προσομοίωμα ελαστικό λικνιζόμενο άκαμπτο βάθρο. Στόχος της διερεύνησης ήταν ο υπολογισμός των ιδιοπεριόδων κατασκευών και κατά πόσο αυτές μεταβάλλονται από το λικνιστικό τρόπο ταλάντωσης.

Για να διερευνηθεί εν τούτοις σε μεγαλύτερη έκταση η επίδραση της κάμψης στην λικνιστική απόκριση αναπτύχθηκαν αριθμητικά προσομοιώματα λικνιστικών πλαισίων στο λογισμικό OpenSees. Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν πέντε τύποι πλαισίων: (α) με άκαμπτα βάθρα και άκαμπτη δοκό (Rigid), (β) με ελαστικά βάθρα και άκαμπτο κατάστρωμα (Elastic Piers), (γ) με άκαμπτα βάθρα και ελαστική δοκό (Elastic Deck), (δ) με ελαστικά βάθρα και ελαστική δοκό (Elastic $\xi = 0$), και (ε) με ελαστικά βάθρα και ελαστική δοκό με ιζώδη απόσβεση (Elastic $\xi = 3\%$). Οι πέντε τύποι λικνιζόμενων πλαισίων υποβλήθηκαν σε ποικιλία διεγέρσεων (παλμικές, τυχαίες και σεισμικές) σε συνέχεια των προηγούμενων κεφαλαίων με στόχο την αναζήτηση της επιρροής της ελαστικότητας μελών στη λικνιστική τους απόκριση.

Το Κεφ. 6 καταλήγει στη δημιουργία αριθμητικού προσομοιώματος πραγματικής γέφυρας, το κατάστρωμα της οποίας εδράζεται υποθετικά σε λικνιζόμενα ισοϋψή βάθρα. Εξετάστηκε η ρεαλιστική περίπτωση των ελαστικών βάθρων και ελαστικού καταστρώματος με ιζώδη απόσβεση ως απόσβεση υλικού. Το προσομοίωμα υποβλήθηκε στις προαναφερθείσες διεγέρσεις και οδήγησε σε συμπεράσματα συμβατά με το υπόλοιπο κεφάλαιο.

6.2. ΕΠΙΡΡΟΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΑΝΕΣΤΡΑΜΜΕΝΟΥ ΕΚΡΕΜΜΟΥΣ

Αρχικά, αναπτύχθηκε αναλυτικά το προσομοίωμα ελαστικού ανεστραμμένου εκρεμμούς όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.1. Το σύστημα του ανεστραμμένου εκρεμμούς αποτελεί μία αρχική προσέγγιση για τη διερεύνηση της επιρροής της κάμψης στον λικνισμό, ως ένα ελαστικό σύστημα με γραμμικά χαρακτηριστικά.

Το ελαστικό ανεστραμμένο εκρεμμές εξετάστηκε για τρεις περιπτώσεις: (α) ως ένα διακριτό, διβάθμιο δυναμικό σύστημα με συγκεντρωμένη τη μάζα της ανωδομής-δοκού στην κεφαλή του συστήματος, (β) ως ένα συνεχές δυναμικό σύστημα το οποίο κάμπτεται, ενώ η στροφή στη βάση της κατασκευής λαμβάνεται ως συνοριακή συνθήκη, και, (γ) ως ένα διακριτό δυναμικό σύστημα με πολλά πεπερασμένα στοιχεία, αλλά με τη στροφή στην βάση του προσομοιώματος να θεωρείται ανεξάρτητος βαθμός ελευθερίας.

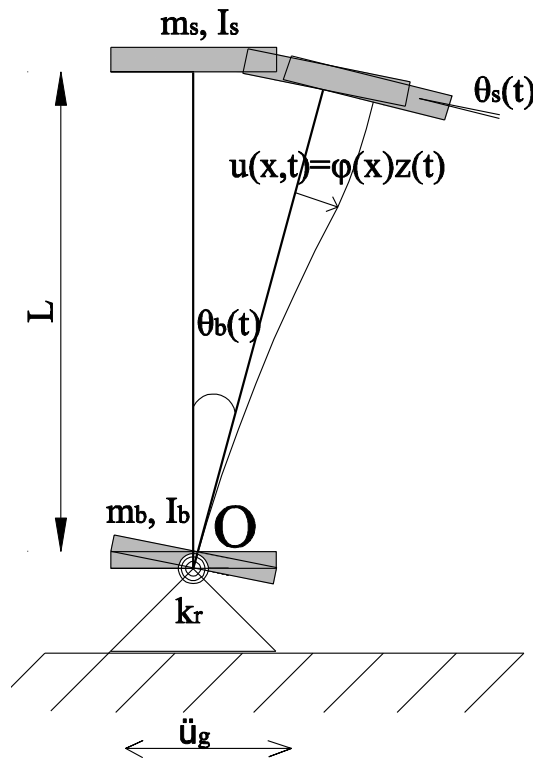
Η περίπτωση (α), Σχήμα 6.1, αφορά ένα διακριτό, διβάθμιο σύστημα στο οποίο η μάζα και η στροφική ροπή αδράνειας της ανωδομής-βάθρου, m_s, I_s , θεωρούνται συγκεντρωμένες στην κεφαλή του ανεστραμμένου εκρεμμούς και η μάζα, στροφική ροπή αδράνειας και δυσκαμψία στροφικού ελατηρίου, m_b, I_b, k_r , στη βάση της κατασκευής, αντίστοιχα. Οι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος είναι η στροφή στην βάση του, θ_b , η στροφή της συγκεντρωμένης μάζας στην κεφαλή

του, θ_s , και η μετατόπιση της κεφαλής λόγω της κάμψης της δοκού, u_s . Επίσης, η κατασκευή υποβάλλεται σε ισχυρή εδαφική διέγερση, $\ddot{u}_g(t)$.

Η ισοροπία του συστήματος κατά τον οριζόντιο άξονα x , καταλήγει στην

$$m_s(\ddot{u}_s + L\ddot{\theta}_b + \ddot{u}_g) = -\frac{12EI}{L^3}u_s + \frac{6EI}{L^2}\theta_s \quad (6.1)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας, I η ροπή αδράνειας και L το μήκος του βάρου αντίστοιχα. Τα $\frac{12EI}{L^3}$ και $\frac{6EI}{L^2}$ είναι κατάλληλα επιλεγμένα στοιχεία από το μητρώο δυσκαμψίας της δοκού.



Σχήμα 6.1. Διβάθμιο, ελαστικό ανεστραμμένο εκρεμμές με διακριτούς βαθμούς ελευθερίας.

Η εξίσωση 6.1 μπορεί να ξαναγραφεί ως:

$$m_s\ddot{u}_s + m_sL\ddot{\theta}_b + \frac{12EI}{L^3}u_s - \frac{6EI}{L^3}L\theta_s = -m_s\ddot{u}_g \quad (6.2)$$

Από την ισοροπία ροπών της δοκού προκύπτει:

$$\frac{I_s}{L}L\ddot{\theta}_s + \frac{I_s}{L}L\ddot{\theta}_b - \frac{6EI}{L^2}u_s + \frac{4EI}{L^2}L\theta_s = 0 \quad (6.3)$$

και από την ισοροπία ροπών ολόκληρης της κατασκευής γύρω από την βάση:

$$\frac{I_s}{m_s L^2} L \ddot{\theta}_s + \left(\frac{I_b}{m_s L^2} + \frac{I_s}{m_s L^2} + 1 \right) L \ddot{\theta}_b + \dot{u}_s - \frac{g}{L} u_s + \left(\frac{k_r}{m_s L^2} - \frac{g}{L} \right) L \theta_b = -\ddot{u}_g \quad (6.4)$$

Χρησιμοποιώντας μητρωϊκή μορφή για τις εξισώσεις (6.2), (6.3) και (6.4) προκύπτει,

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{I_s}{m_s L^2} & \frac{I_s}{m_s L^2} \\ 1 & \frac{I_s}{m_s L^2} & \frac{I_b}{m_s L^2} + \frac{I_s}{m_s L^2} + 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ L \ddot{\theta}_s \\ L \ddot{\theta}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_{sx}^2 & -\frac{1}{2} \omega_{sx}^2 & 0 \\ -\frac{1}{2} \omega_{sx}^2 & \frac{1}{3} \omega_{sx}^2 & 0 \\ -\frac{g}{L} & 0 & \frac{k_r}{m_s L^2} - \frac{g}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ L \theta_s \\ L \theta_b \end{Bmatrix} = -\ddot{u}_g \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.5)$$

όπου $\omega_{sx}^2 = \frac{12EI}{m_s L^3}$. Υποθέτοντας ότι η στροφή στην κεφαλή της δοκού δεν αποτελεί δυναμικό βαθμό ελευθερίας καθώς, $I_s = 0$ και άρα $\theta_s = 0$, μετά από στατική συμπίκνωση η εξίσωση (6.5) καταλήγει στην :

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & \frac{I_b}{m_s L^2} + 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ L \ddot{\theta}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{4} \omega_{sx}^2 & 0 \\ -\frac{g}{L} & \frac{k_r}{m_s L^2} - \frac{g}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ L \theta_b \end{Bmatrix} = -\ddot{u}_g \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.6)$$

Αντικαθιστώντας τα $\omega_{\pi\alpha\beta}^2 = \frac{1}{4} \omega_{sx}^2 = \frac{3EI}{L^3}$, $\omega_r^2 = \frac{k_r}{m_s L^2}$, $r = \frac{I_b}{m_s L^2}$ και αγνοώντας την επίδραση του βάρους για την εύρεση των ιδιοτιμών:

$$\begin{vmatrix} \omega_{\pi\alpha\beta}^2 - \omega^2 & -\omega^2 \\ -\omega^2 & \omega_r^2 - (r+1)\omega^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (6.7)$$

Θεωρώντας ότι η ροπή αδράνειας της βάσης της κατασκευής είναι αμελητέα, $r \rightarrow 0$, οι ιδιοπερίοδοι του συστήματος αποκτούν την παρακάτω μορφή:

$$\omega_1^2 = \omega_r^2 \frac{1}{1 + \frac{\omega_r^2}{\omega_{\pi\alpha\beta}^2}} \quad (6.8)$$

$$\omega_2^2 = \omega_{\pi\alpha\beta}^2 - \omega_1^2$$

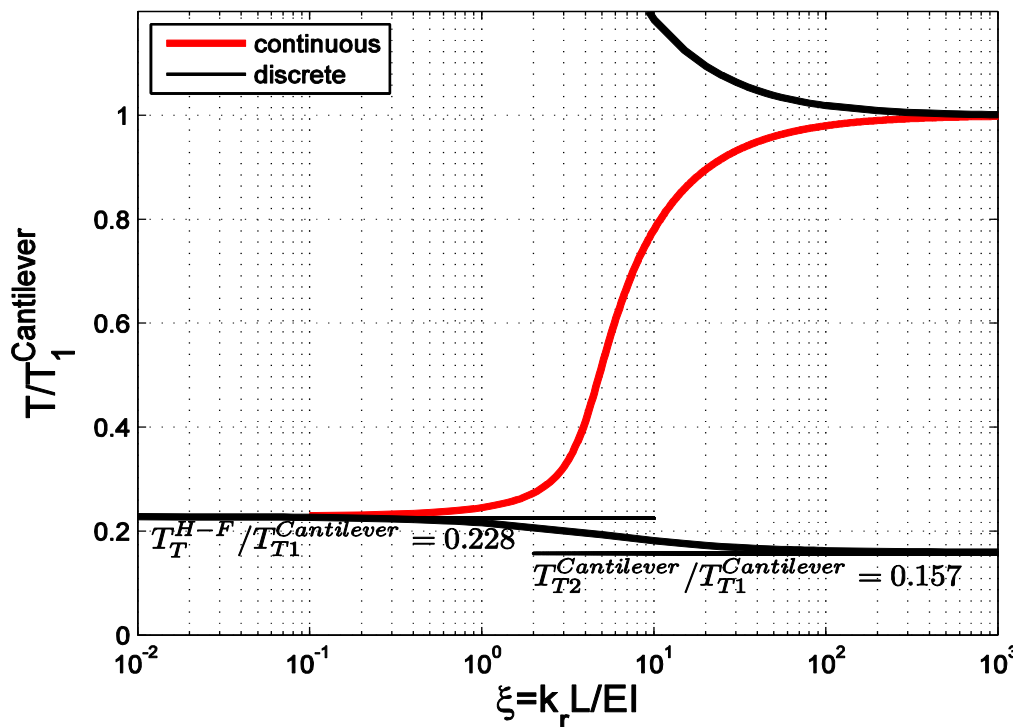
Οι τρεις οριακές καταστάσεις για τις ιδιοτιμές της εξ. 6.8, είναι:

- Για «άκαμπτη» δοκό, $\lim_{EI \rightarrow \infty} \omega_1^2 = \omega_r^2$ και $\lim_{EI \rightarrow \infty} \omega_2^2 = \infty$, η πρώτη ιδιοτιμή τείνει στην ιδιοτιμή του ανεστραμμένου άκαμπτου εκρεμμούς.
- Για «άκαμπτο» στροφικό ελατήριο στην βάση του συστήματος, $\lim_{k_r \rightarrow \infty} \omega_1^2 = \omega_n^2$ και $\lim_{k_r \rightarrow \infty} \omega_2^2 = 0$, η πρώτη ιδιοτιμή τείνει στην ιδιοτιμή του προβόλου, $\omega_{\pi\alpha\beta}^2$.

- Για «ανύπαρκτο» στροφικό ελατήριο στη βάση του συστήματος, $\lim_{k_r \rightarrow 0} \omega_1^2 = 0$ και $\lim_{k_r \rightarrow 0} \omega_2^2 = \omega_{\text{προβ}}^2$, η πρώτη ιδιοτιμή παραπέμπει σε κίνηση στερεού σώματος (λικνισμός) και η δεύτερη στην ιδιοτιμή του προβόλου.

Στη συνέχεια, το μοντέλο που μελετήθηκε αναλυτικά είναι μία δοκός με συνεχείς δυναμικές ιδιότητες (*continuous beam*) κατά το μήκος της. Οι ιδιοτιμές υπολογίστηκαν ως λύσεις της υπερβατικής εξίσωσης που προέκυψε από την εφαρμογή των συνοριακών συνθηκών στην λύση της διαφορικής εξίσωσης (6.9) που διέπει την δοκό:

$$EI \frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} - m\omega^2 \phi(x) = 0 \quad (6.9)$$



Σχήμα 6.2. Η πρώτη ιδιοπερίοδος του συνεχούς συστήματος (κόκκινη καμπύλη) και οι δύο πρώτες ιδιοπερίοδοι του διακριτού συστήματος με πολλούς βαθμούς ελευθερίας (μαύρη καμπύλη).

Η πρώτη και η δεύτερη ιδιοπερίοδος του συστήματος απεικονίζονται στο Σχήμα 6.2 (μαύρη καμπύλη). Όταν το $k_r \rightarrow \infty$ και άρα $\xi \rightarrow \infty$, η πρώτη ιδιοπερίοδος τείνει στην πρώτη ιδιοπερίοδο του προβόλου, $T_{T1}^{Cantilever}$, ενώ η δεύτερη τείνει στην δεύτερη ιδιοπερίοδο του προβόλου, $T_{T2}^{Cantilever}$. Εντούτοις, όταν το $\xi \rightarrow 0$ η πρώτη ιδιοπερίοδος τείνει στο άπειρο (κίνηση στερεού σώματος/λικνισμός) ενώ η δεύτερη τείνει στην πρώτη ιδιοπερίοδο της μονοαρθρωτής δοκού, T_1^{H-F} , αντίστοιχα.

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα για το ανεστραμμένο ελαστικό εκρεμμές (Πίνακας 6.1) είναι φανερό ότι η δυναμική συμπεριφορά του συστήματος αλλάζει, εξαρτώμενη από το προσομοίωμα που επιλέγεται. Παρόλα αυτά, η βέλτιστη γραμμική προσέγγιση για το φαινόμενο του λικνισμού είναι το τελευταίο δυναμικό προσομοίωμα, καθώς όταν το $\xi \rightarrow 0$ (ανύπαρκτο στροφικό ελατήριο στην βάση) η πρώτη ιδιοπερίοδος του συστήματος παραπέμπει σε κίνηση στερεού σώματος

(λικνισμός), ενώ η δεύτερη στην ιδιοπερίοδο της μονοαρθρωτής δοκού, αποτέλεσμα που δεν είναι δυνατό να αποτυπωθεί με δύο βαθμούς ελευθερίας.

όπου $\phi(x)$ είναι το βέλος κάμψης κατά μήκος του βάθρου. Ο βαθμός ελευθερίας της στροφής στη βάση της κατασκευής, $\theta(t)$, υπακούει στη συνοριακή συνθήκη $d\phi(0,t)/dx = \theta(t)$. Η πρώτη ιδιοτιμή του βάθρου απεικονίζεται ως η κόκκινη καμπύλη στο Σχήμα 6.2, συναρτήσει της αδιάστατης δυσκαμψίας, $\xi = \frac{k_r L}{EI}$. Καθώς το $k_r \rightarrow \infty$ (και άρα $\xi \rightarrow \infty$) η πρώτη ιδιοπερίοδος του συστήματος τείνει στην ιδιοπερίοδο του προβόλου, $T_{T1}^{Cantilever}$, όπως αναμενόταν, ενώ όταν το $k_r \rightarrow 0$ (και άρα το $\xi \rightarrow 0$) η πρώτη ιδιοπερίοδος τείνει αντίστοιχα στην πρώτη ιδιοπερίοδο της μονοαρθρωτής δοκού (ένα άκρο αρθρωτό και το άλλο ελεύθερο), T_{T1}^{H-F} .

Το τελευταίο προσομοίωμα που μελετήθηκε είναι επέκταση του αρχικού (με διακριτούς βαθμούς ελευθερίας θεωρώντας ότι η στροφή στην βάση της κατασκευής είναι ανεξάρτητος βαθμός ελευθερίας από την κάμψη του βάθρου) αλλά με πεπερασμένα στοιχεία κατά μήκος του βάθρου, προσεγγίζοντας το συνεχές σύστημα για το βάθρο. Οι ιδιομορφικές αναλύσεις έγιναν αριθμητικά με την βοήθεια του προγράμματος OpenSees (McKenna et al. 2000).

Πίνακας 6.1. Οριακές τιμές των ιδιοπεριόδων των τριών δυναμικών συστημάτων που αντιπροσωπεύουν το ανεστραμμένο ελαστικό εκρεμμές.

Σύστημα	$\xi \rightarrow 0$: συμπεριφορά που τείνει στον λικνισμό	$\xi \rightarrow \infty$: άκαμπτο στροφικό ελατήριο
Διακριτό (2 βαθμοί ελευθερίας)	$T_1 \rightarrow \infty, T_2 \rightarrow T_1^{προβ}$ ή $T_1 \rightarrow T_r, T_2 \rightarrow 0$	$T_1 \rightarrow T_1^{προβ}, T_2 \rightarrow \infty$
Συνεχές	$T_1 \rightarrow T_1^{H-F}$	$T_1 \rightarrow T_1^{προβ}$
Διακριτό (πολλοί βαθμοί ελευθερίας)	$T_1 \rightarrow \infty, T_2 \rightarrow T_1^{H-F}$	$T_1 \rightarrow T_1^{προβ}, T_2 \rightarrow T_2^{προβ}$

6.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΟΥ ΒΑΘΡΟΥ

Επόμενο βήμα μετά το γραμμικό ανεστραμμένο ελαστικό εκρεμμές είναι η μελέτη της επιρροής της κάμψης στο μη-γραμμικό φαινόμενο του λικνισμού. Ουσιαστικά, η διαφορά με τα δυναμικά μοντέλα που αναπτύχθηκαν στην προηγούμενη ενότητα είναι η προσθήκη της γεωμετρίας του λικνιζόμενου βάθρου, θεωρώντας ότι το σημείο περιστροφής εναλλάσσεται και βρίσκεται στις άκρες της βάσης του βάθρου όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.3. Η μετατόπιση σε κάθε σημείο κατά το μήκος του βάθρου, x , λαμβάνεται ως:

$$u(x,t) = \phi(x)z(t) \tag{6.10}$$

ενώ ως συνάρτηση σχήματος θεωρείται η πολυωνυμική:

$$\phi(x) = \frac{3x^2}{2h^2} - \frac{x^3}{2h^3} \quad (6.11)$$

Οι εξισώσεις κίνησης σχηματίστηκαν θεωρώντας σαν σημείο αναφοράς το σημείο περιστροφής κάθε φορά. Σύμφωνα με το Σχήμα 6.3, το διάνυσμα θέσης για κάθε σημείο, x , πάνω στο λικνιζόμενο βάρη είναι:

$$r = \begin{bmatrix} -\text{sign}(\theta)b \cos \theta + x \sin \theta + z\phi \cos \theta \\ \text{sign}(\theta)b \sin \theta + x \cos \theta - z\phi \sin \theta \end{bmatrix} \quad (6.12)$$

και η ταχύτητα

$$\dot{r} = \begin{bmatrix} \text{sign}(\theta)b \sin \theta \dot{\theta} + x \cos \theta \dot{\theta} + \dot{z}\phi \cos \theta - z\phi \sin \theta \dot{\theta} \\ \text{sign}(\theta)b \cos \theta \dot{\theta} - x \sin \theta \dot{\theta} - \dot{z}\phi \sin \theta - z\phi \cos \theta \dot{\theta} \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

$$\dot{r}^2 = (b^2 + x^2 + z^2\phi^2 - 2\text{sign}(\theta)bz\phi)\dot{\theta}^2 + \phi^2\dot{z}^2 + 2x\phi\dot{z}\dot{\theta} \quad (6.14)$$

Η συνολική κινητική ενέργεια του συστήματος δίνεται από:

$$T = \frac{1}{2} I_{bc} \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} \int_0^h m \dot{r}^2(x,t) dx + \frac{1}{2} m_h \dot{r}^2(h,t) \quad (6.15)$$

$$\text{όπου: } \frac{1}{2} \int_0^h m \dot{r}^2(x,t) dx = \frac{1}{2} m \left[(b^2 + \frac{h^2}{3} + \frac{33}{140} z^2 - \frac{3}{4} \text{sign}(\theta)bz)h\dot{\theta}^2 + \frac{33}{140} h\dot{z}^2 - \frac{11}{20} h^2\dot{z}\dot{\theta} \right]$$

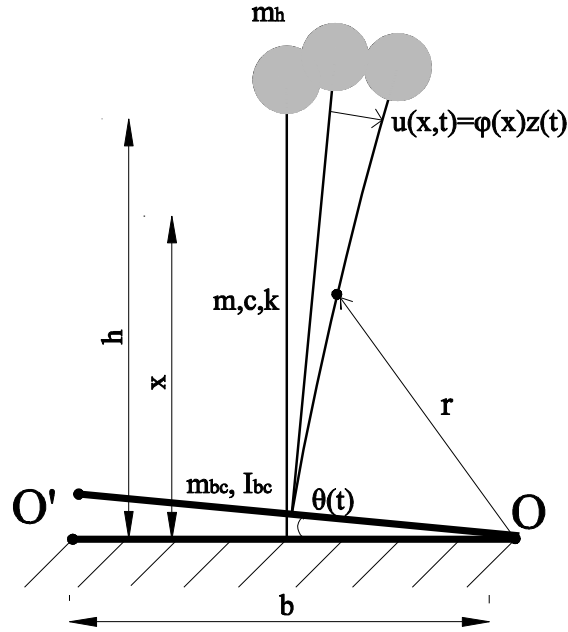
και,

$$\frac{1}{2} m_h \dot{r}^2(h,t) = \frac{1}{2} m_h [(b^2 + h^2 + z^2 - \text{sign}(\theta)2bz)\dot{\theta}^2 + \dot{z}^2 + 2h\dot{z}\dot{\theta}]$$

όπου I_{bc} είναι η στρωφική ροπή αδράνειας της βάσης έναντι του σημείου περιστροφής.

Επιπροσθέτως, η συνολική δυναμική ενέργεια του συστήματος δίνεται από:

$$\begin{aligned} V = & (\text{sign}(\theta)m_b b \sin \theta + m(\text{sign}(\theta)b \sin \theta + \frac{h}{2} \cos \theta - \frac{3}{8} z \sin \theta) + \\ & m_h (\text{sign}(\theta)b \sin \theta + h \cos \theta - z \sin \theta))g + \\ & (-\text{sign}(\theta)m_b b \cos \theta + m(-\text{sign}(\theta)b \cos \theta + \frac{h}{2} \sin \theta + \frac{3}{8} z \cos \theta) + \\ & m_h (-\text{sign}(\theta)b \cos \theta + h \sin \theta + z \cos \theta))\ddot{u}_g + \frac{1}{2} \frac{3EI}{h^3} z^2 \end{aligned} \quad (6.16)$$



Σχήμα 6.3. Ελαστικό βάρη που λικνίζεται γύρω από τα σημεία περιστροφής O και O' με συγκεντρωμένες μάζες στην κορυφή και στην βάση και κατανεμημένη μάζα κατά το μήκος της.

Χρησιμοποιώντας τον φορμαλισμό κατά Lagrange:

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \theta} - \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{\theta}} \right) = 0 \quad (6.17)$$

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial z} - \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{z}} \right) = 0 \quad (6.18)$$

όπου $\mathcal{L} = T - V$, καταλήγουμε στις δύο εξισώσεις κίνησης του συστήματος:

$$\begin{aligned} & \left(I_{bc} + m \left(b^2 + \frac{h^2}{3} \right) + \frac{33}{140} m z^2 - \text{sign}(\theta) \frac{3}{4} b m z + m_h (b^2 + h^2) - \text{sign}(\theta) 2 b z m_h + m_h z^2 \right) \ddot{\theta} = \\ & = - \left(\frac{33}{70} m + 2 m_h \right) z \dot{z} \dot{\theta} - \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h \ddot{z} + \text{sign}(\theta) \left(\frac{3}{4} m + 2 m_h \right) b \dot{z} \dot{\theta} + \\ & + \ddot{u}_g \left(-\text{sign}(\theta) (m_h + m_b + m) b \sin \theta - \left(\frac{m}{2} + m_h \right) h \cos \theta + \left(\frac{3}{8} m + m_h \right) z \sin \theta \right) \\ & + g \left(-\text{sign}(\theta) (m_h + m_b + m) b \cos \theta + \left(\frac{m}{2} + m_h \right) h \sin \theta + \left(\frac{3}{8} m + m_h \right) z \cos \theta \right) \end{aligned} \quad (6.19)$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{33}{140} m + m_h \right) \ddot{z} + \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h \ddot{\theta} = - \frac{3EI}{h^3} z - cz + \left(\frac{3}{8} m + m_h \right) g \sin \theta + \\ & + \left(\left(\frac{33}{140} m + m_h \right) z - \text{sign}(\theta) \left(\frac{3}{8} m + m_h \right) b \right) \dot{\theta}^2 - \left(\frac{3}{8} m + m_h \right) \ddot{u}_g \cos \theta \end{aligned} \quad (6.20)$$

Το πρόβλημα του λικνισμού των κατασκευών είναι μη γραμμικό λόγω της στιγμιαίας, ισχυρής κρούσης του βάρου με το έδαφος ή με άλλο στοιχείο, καταλήγοντας κάθε φορά στην αλλαγή του σημείου περιστροφής του βάρου. Παρόλα αυτά, μετά από κάθε ανασήκωση, το βάρο ταλαντώνεται γραμμικά και άρα μπορούν να υπολογιστούν κατάλληλα οι ιδιοτιμές του συστήματος.

Για την εύρεση των ιδιοτιμών του συστήματος οι εξισώσεις κίνησης (6.19) και (6.20) γραμμικοποιούνται και απαλοΐφονται οι όροι που αφορούν την επίδραση της βαρύτητας και της διέγερση καταλήγοντας στις:

$$\left(I_{bc} + m \left(b^2 + \frac{h^2}{3} \right) + m_h (b^2 + h^2) \right) \ddot{\theta} + \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h \ddot{z} = 0 \quad (6.21)$$

$$\left(\frac{33}{140} m + m_h \right) \ddot{z} + \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h \ddot{\theta} + c \dot{z} + \frac{3EI}{h^3} z = 0 \quad (6.22)$$

Οι εξισώσεις (6.21) και (6.22) ξαναγράφονται σε μητρική μορφή ως:

$$\mathbf{M}\mathbf{U} + \mathbf{C}\mathbf{U} + \mathbf{K}\mathbf{U} = 0 \quad (6.23)$$

όπου:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \left(\frac{33}{140} m + m_h \right) & \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h \\ \left(\frac{11}{40} m + m_h \right) h & I_{bc} + m \left(b^2 + \frac{h^2}{3} \right) + m_h (b^2 + h^2) \end{bmatrix} \quad (6.24)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.25)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{h^3} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

και λύνοντας την ορίζουσα του συστήματος:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (6.27)$$

λαμβάνουμε τις ιδιοτιμές και στη συνέχεια τις ιδιοσυχνότητες και ιδιοαποσβέσεις του συστήματος:

$$\omega_1 = 0$$

και,

$$\omega_2 = \omega_{\pi\sigma\beta} \sqrt{\frac{I_{bc} + m\left(\frac{h^2}{3} + b^2\right) + m_h(h^2 + b^2)}{I_{bc} + m\left(\frac{h^2}{3} + b^2\right) + m_h(h^2 + b^2) - \frac{\left(m_h + \frac{11}{40}m\right)^2 h^2}{m_h + \frac{33}{140}m}}} \quad (6.28)$$

$$\xi_2 = \xi \sqrt{\frac{I_{bc} + m\left(\frac{h^2}{3} + b^2\right) + m_h(h^2 + b^2)}{I_{bc} + m\left(\frac{h^2}{3} + b^2\right) + m_h(h^2 + b^2) - \frac{\left(m_h + \frac{11}{40}m\right)^2 h^2}{m_h + \frac{33}{140}m}}} \quad (6.29)$$

Παρόλα αυτά, όταν το βάθρο έχει αμελητέα συνεχή μάζα κατά το μήκος του με αμελητέα στροφική ροπή αδράνειας στη βάση, οι εξισώσεις (6.28), (6.29) καταλήγουν στην ιδιοσυχνότητα και ιδιοαπόσβεση του συστήματος:

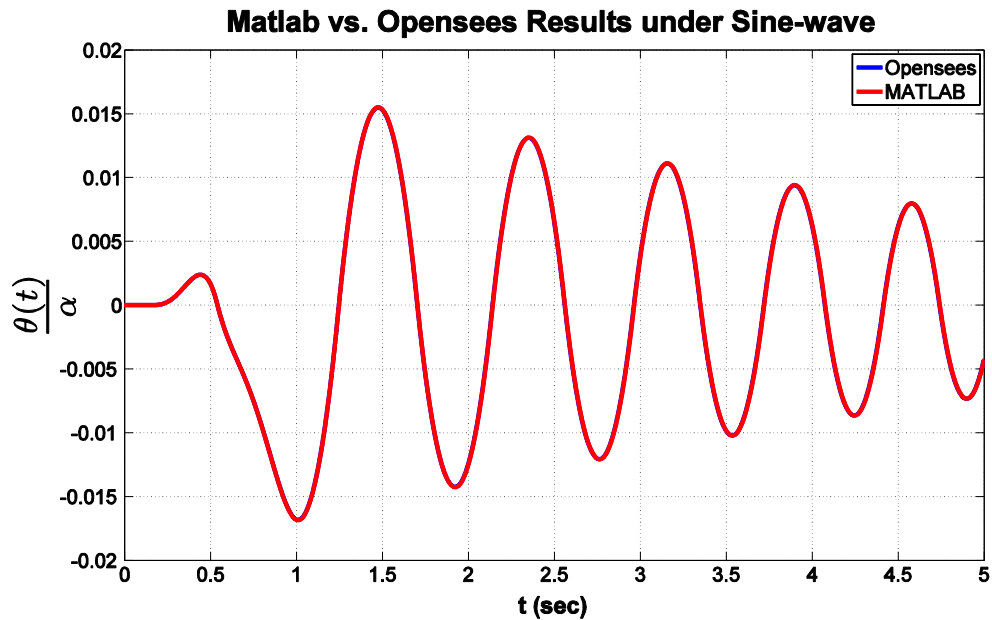
$$\omega_2 = \omega_{\pi\sigma\beta} \frac{R}{b} \quad \text{και} \quad \xi_2 = \xi \frac{R}{b} \quad (6.30)$$

Παρατηρείται ότι η πρώτη ιδιοσυχνότητα είναι μηδενική και παραπέμπει σε κίνηση στερεού σώματος (λικνισμός), ενώ η δεύτερη παραπέμπει στην ιδιοσυχνότητα του προβόλου, $\omega_{\pi\sigma\beta}$, με συντελεστή ενίσχυσης που οφείλεται στη γεωμετρία του συστήματος, $\frac{R}{b}$, όπως και η ιδιοαπόσβεση. Άρα το σύστημα ταλαντώνεται πιο υψίσυχνα από τον πρόβολο μετά από κάθε ανασήκωση, αλλά με μεγαλύτερη απόσβεση.

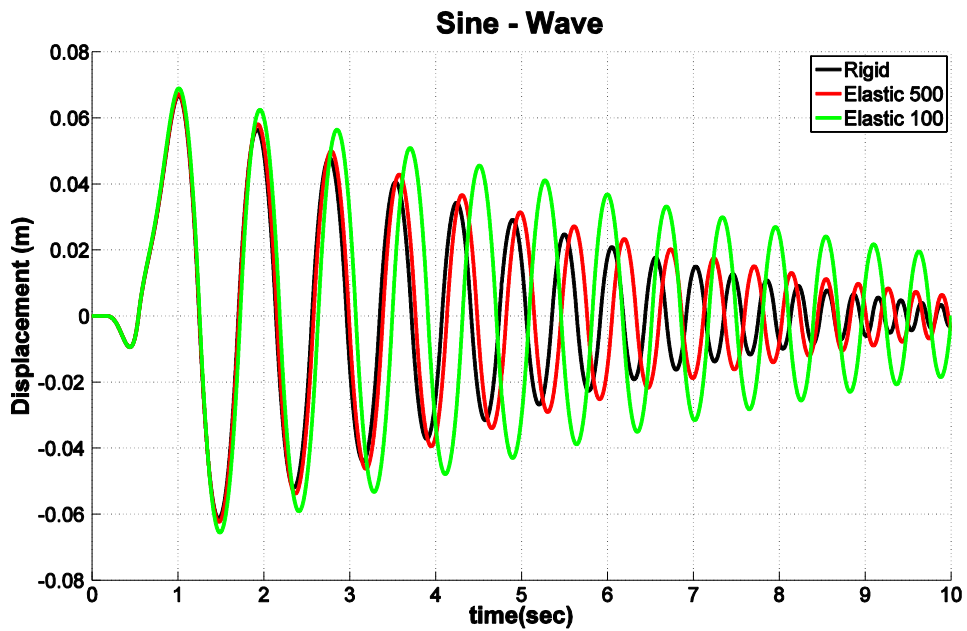
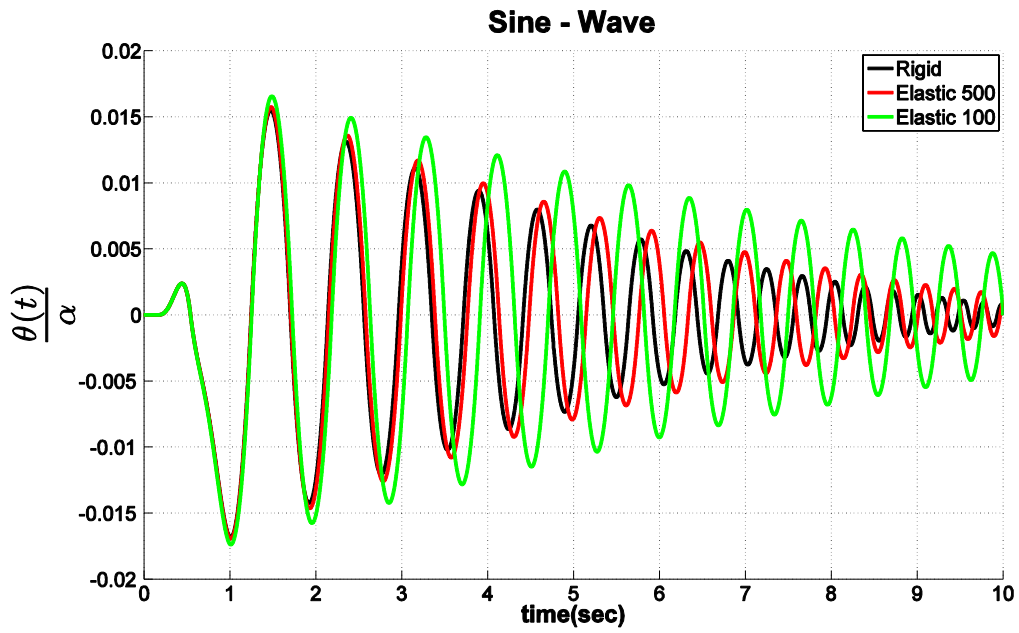
Κατόπιν, κατασκευάστηκε το θεωρητικό μοντέλο του άκαμπτου-μονολιθικού βάρου (στη γλώσσα προγραμματισμού Matlab) και το αριθμητικό ανάλογό του στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees. Και τα δύο προσομοιώματα υποβλήθηκαν στη διέγερση $\ddot{u}_g(t) = 0.2g \sin\left(\frac{2\pi}{T_p}t\right)$, $T_p = 1.0s$. Οι δύο αποκρίσεις (στροφές στη βάση) ταυτίζονται, όπως αναμένονταν (Σχ. 6.4).

Η αριθμητική διερεύνηση της επιρροής της κάμψης στη λικνιστική απόκριση του ελαστικού βάρου του Σχήματος 6.3 λαμβάνει υπόψη βάρη με διαφορετικό βαθμό αδιάστατης δυσκαμψίας, $\frac{EI}{\rho g R^3} = 100, 500$, όπου EI η δυσκαμψία, ρ , η πυκνότητα της μάζας και R το μέγεθος του βάρου. Όταν το ελαστικό λικνιζόμενο βάθρο υποβλήθηκε στην ημιτονική διέγερση, $\ddot{u}_g(t) = 0.2g \sin\left(\frac{2\pi}{T_p}t\right)$, $T_p = 1.0s$, παρατηρήθηκε ότι η κάμψη επηρεάζει τη συνολική απόκριση του φορέα, όπως φαίνεται στο Σχ. 6.5. Πιο συγκεκριμένα, αυξάνει το πλάτος των κύκλων λικνισμού όπως και το μέσο πλάτος της απόκρισης, είτε πρόκειται για τη στροφή (Σχ. 6.5, άνω) είτε για την οριζόντια μετατόπιση (Σχ. 6.5, κάτω) του βάρου. Εντούτοις, η μέγιστη απόκριση δεν

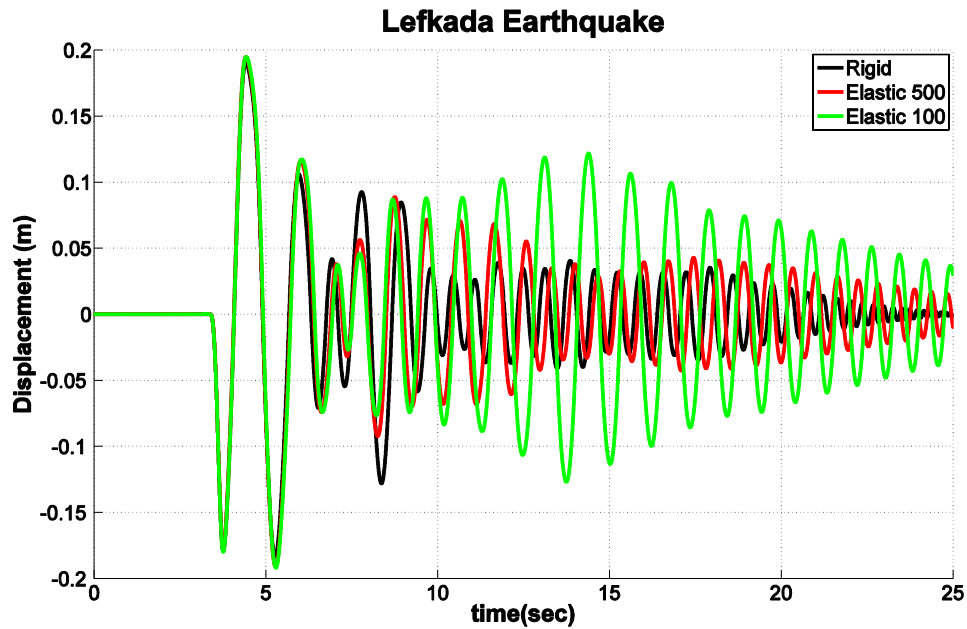
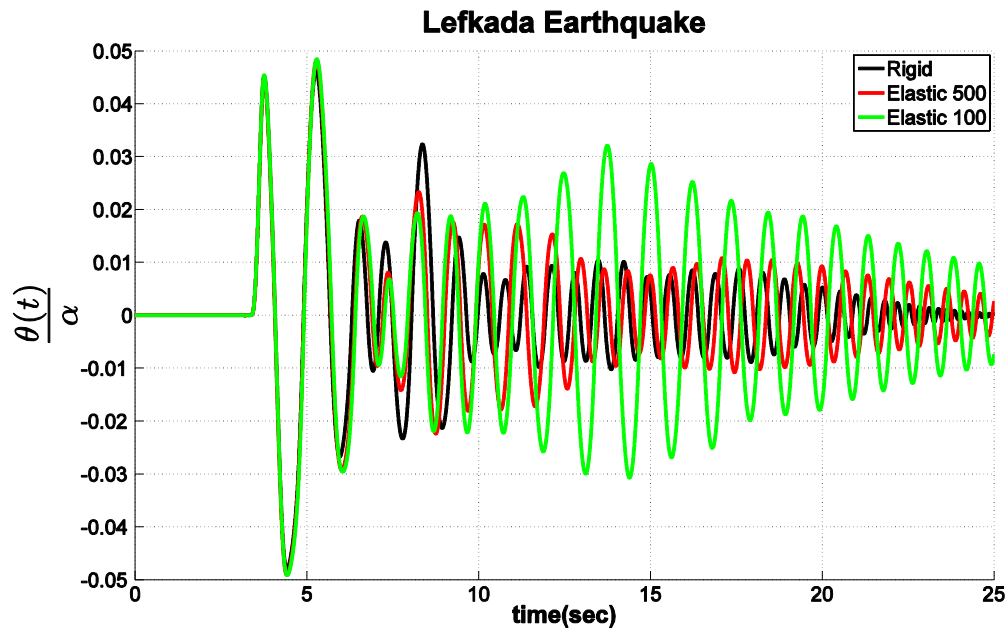
επηρεάζεται σημαντικά. Όπως αναμένονταν, τα παραπάνω συμπεράσματα είναι περισσότερο εμφανή στην περίπτωση του περισσότερο εύκαμπτου βάρου $\frac{EI}{\rho g R^3} = 100$.



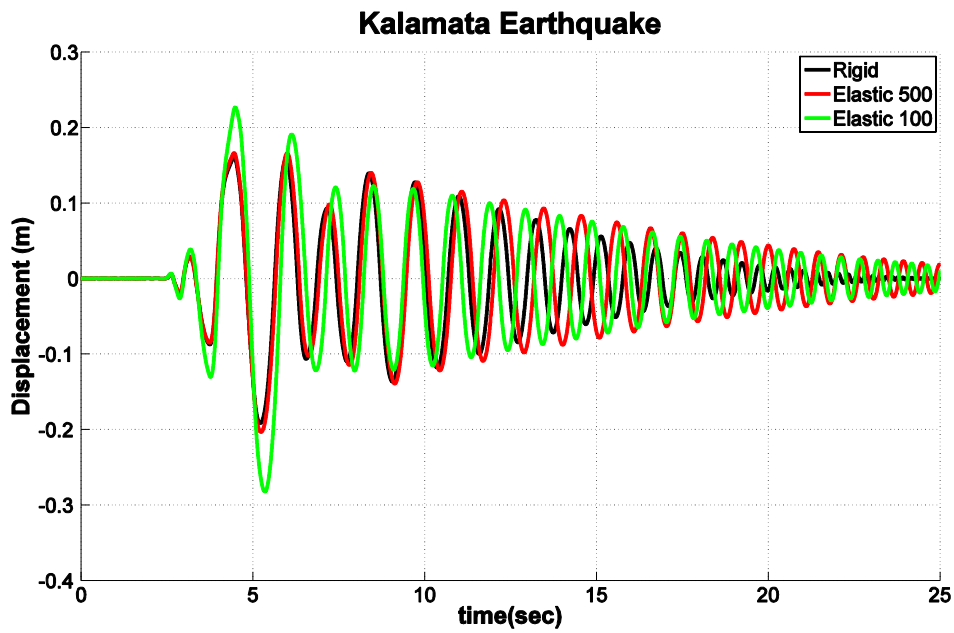
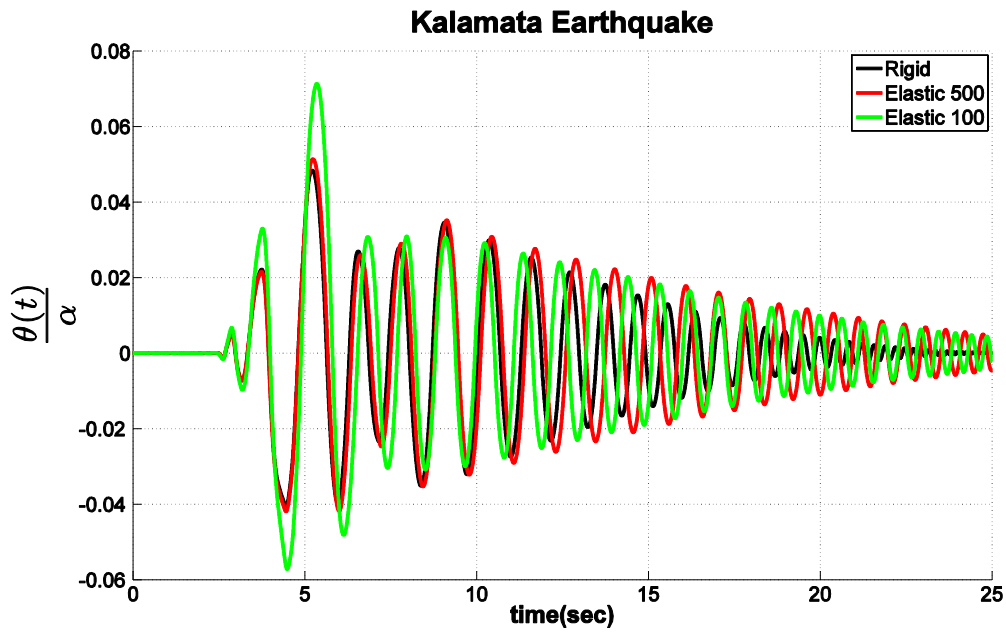
Σχήμα 6.4. Σύγκριση αποκρίσεων-στροφών λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάρου με OpenSees (μπλε καμπύλη) και Matlab (κόκκινη καμπύλη) καθώς υπόκειται σε ημιτοενική διέγερση



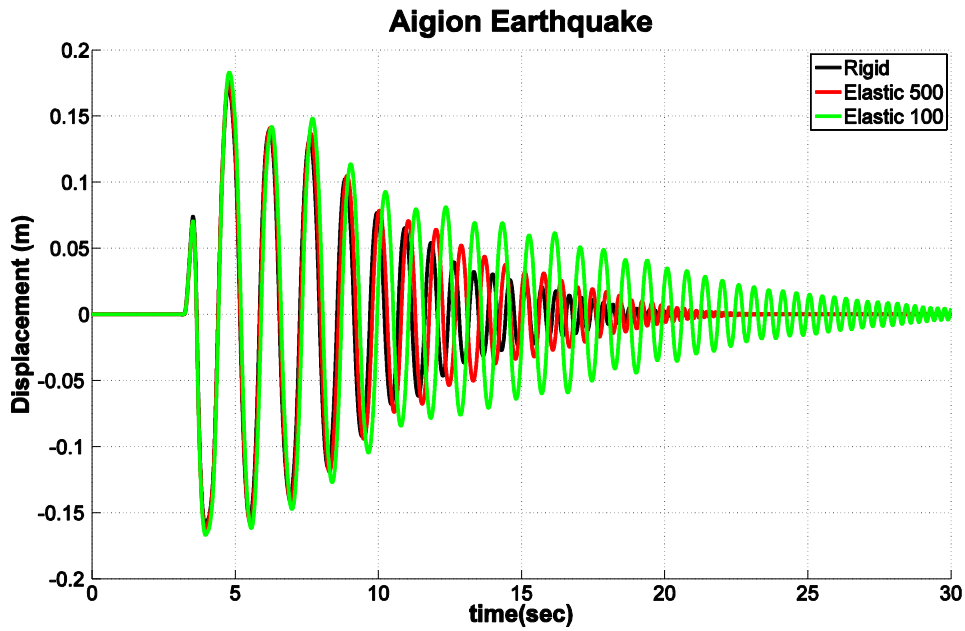
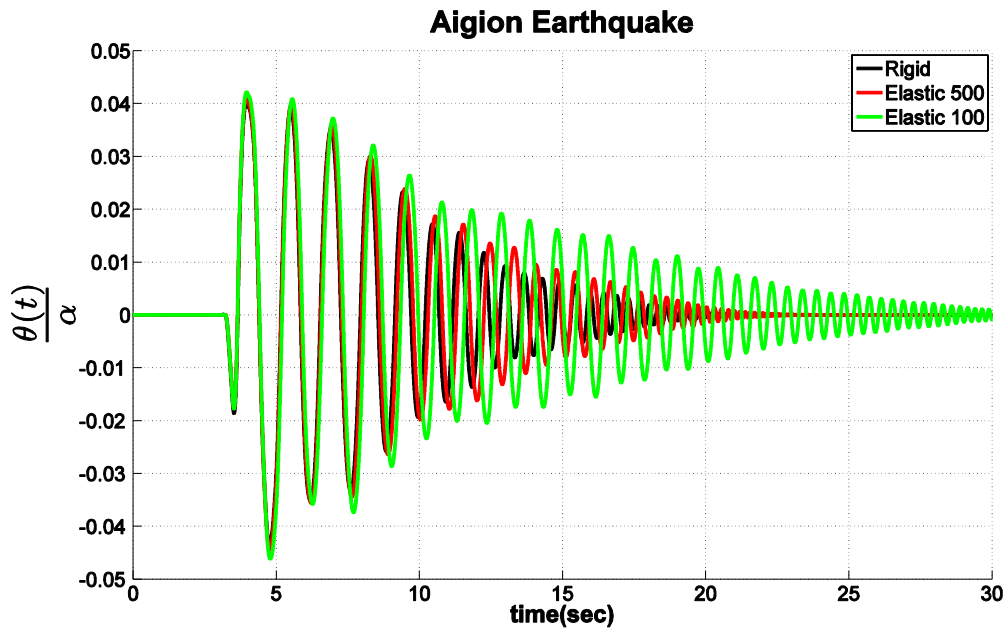
Σχήμα 6.5. Σύγκριση στροφών (άνω) και οριζοντίων μετατοπίσεων (κάτω) λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάρου (Rigid), λικνιζομένου ελαστικού βάρου με $EI / (\rho g R^3) = 500$ και $EI / (\rho g R^3) = 100$ όταν υπόκεινται σε ημιτονική διέγερση.



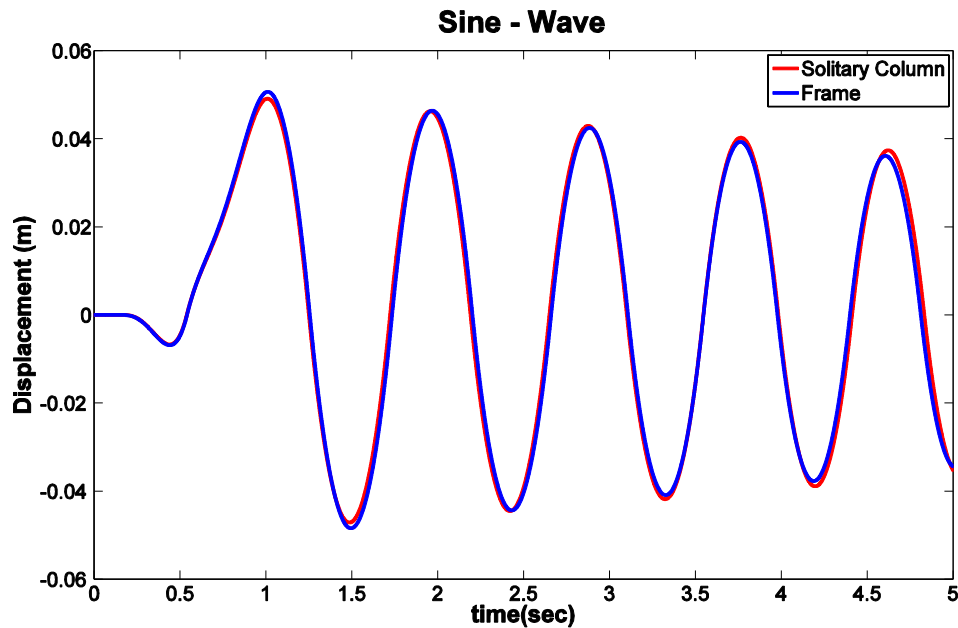
Σχήμα 6.6. Σύγκριση στροφών (άνω) και οριζοντίων μετατοπίσεων (κάτω) λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάρου (Rigid), λικνιζόμενου ελαστικού βάρου με $EI / (\rho g R^3) = 500$ και $EI / (\rho g R^3) = 100$ όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. NS από το σεισμό του Λευκάδας 1973.



Σχήμα 6.7. Σύγκριση στροφών (άνω) και οριζοντίων μετατοπίσεων (κάτω) λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάθρου (Rigid), λικνιζόμενου ελαστικού βάθρου με $EI / (\rho g R^3) = 500$ και $EI / (\rho g R^3) = 100$ όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας από το σεισμό της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 6.8. Σύγκριση στροφών (άνω) και οριζοντίων μετατοπίσεων (κάτω) λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάρου (Rigid), λικνιζόμενου ελαστικού βάρου με $EI / (\rho g R^3) = 500$ και $EI / (\rho g R^3) = 100$ όταν υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου Ο.Τ.Ε. από το σεισμό του Αιγίου 1995.



Σχήμα 6.9. Σύγκριση μετατοπίσεων λικνιζόμενου άκαμπτου-μονολιθικού βάρου (κόκκινη καμπύλη) και άκαμπτου-λικνιζόμενου πλαισίου (μπλε καμπύλη) καθώς υπόκειται σε ημιτονική διέγερση.

Στη συνέχεια το ελαστικό λικνιζόμενο βάρo υποβλήθηκε στις τρεις ελληνικές σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 6.2 και οι αποκρίσεις παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.6-6.8. Η απόκριση για τις διεγέρσεις του σεισμού του Αιγίου 1995 και της Λευκάδας 1973, είναι συνεπής με τα προαναφερθέντα συμπεράσματα. Εντούτοις, στην περίπτωση του σεισμού της Καλαμάτας φαίνεται ότι το πιο εύκαμπτο ελαστικό βάρo έχει σημαντικά μεγαλύτερη μέγιστη στροφή και μετατόπιση.

6.4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΗΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Στη συνέχεια αναπτύχθηκε στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees αριθμητικό προσομοίωμα δοκού/καταστρώματος το οποίο εδράζεται σε ζεύγος βάρων, δηλαδή το αμέσως πιο πολύπλοκο προσομοίωμα από εκείνο του λικνιζόμενου βάρo. Για επιβεβαίωση του ευρήματος του Κεφαλαίου 2, δηλαδή της ισοδυναμίας των δυναμικών συστημάτων του άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου με το ισοδύναμο άκαμπτο λικνιζόμενο βάρo (μετά τη χρήση κατάλληλου συντελεστή μαζών γ =μάζα δοκού/άθροισμα μαζών βάρων), το Σχήμα 6.7 παρουσιάζει τις αποκρίσεις των δύο συστημάτων όταν υποβλήθηκαν στην προαναφερθείσα ημιτονοειδή διέγερση. Οι δύο αποκρίσεις σχεδόν ταυτίζονται όπως αναμενόταν, επιβεβαιώνοντας τη δυναμική ισοδυναμία των δύο συστημάτων.

Πίνακας 6.2. Σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν ως διεγέρσεις στο Κεφ. 6.

Earthquake	Record	M_w	Epicentral Distance km	$PGA(g)$	$a_p(g)$	$T_p(s)$	φ	γ	$L_e(m)$
1940 El Centro	El Centro NS				0.3	0.60	3.14	2	1.06
1966 Parkfield	Cholame #2 065			0.48	0.41	0.60	1.57	3	1.45
1971 San Fernando	Pacoima Dam/164	6.6	11.9	1.23	0.3	1.35	0	3	5.36
1973 Λευκάδα	OTE FP NS			0.53	0.50	0.80	2.36	1	3.14
1979 Imperial Valley	ElCentro Array#5				0.45	0.30	0	1	0.4
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS			0.27	0.20	0.40	1.57	3	0.31
1994 Northridge	Rinaldi Station 228			0.84	0.80	1.35	0.79	1	14.3
1995 Αίγιο	OTE FP			0.50	0.38	0.55	0	3	1.13

Πίνακας 6.3. Πρώτη ιδιοπερίοδος των διαφορετικών λικνιζόμενων πλαισίων.

Άκαμπτο (Rigid)	Ελαστικά βάρθρα (Elastic Piers)	Ελαστικό κατάστρωμα (Elastic Deck)	Ελαστικό πλαίσιο (Elastic)
∞	0.43s	0.17s	0.845s

Προκειμένου να μελετηθεί η επιρροή της κάμψης στη συνολική απόκριση του ελαστικού λικνιζόμενου πλαισίου, διερευνήθηκαν τέσσερις περιπτώσεις πλαισίων.

- i. άκαμπτο λικνιζόμενο πλαίσιο (Rigid),
- ii. άκαμπτο κατάστρωμα να εδράζεται σε ελαστικά βάρθρα (Elastic Piers),
- iii. ελαστικό κατάστρωμα να εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάρθρα (Elastic Deck),
- iv. ελαστικό κατάστρωμα να εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάρθρα χωρίς ιξώδη απόσβεση (Elastic, $\xi = 0\%$) και,
- v. ελαστικό κατάστρωμα να εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάρθρα με ιξώδη απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) στην πρώτη ιδιομορφή του συστήματος.

Τα πέντε παραπάνω συστήματα υποβλήθηκαν αρχικά σε ημιτονοειδή διέγερση,

$$\ddot{u}_g(t) = 0.2g \sin\left(\frac{2\pi}{T_p}t\right), \quad T_p = 1.0s, \text{ και σε τέσσερις τυχαίες διεγέρσεις (stochastic realizations) οι οποίες}$$

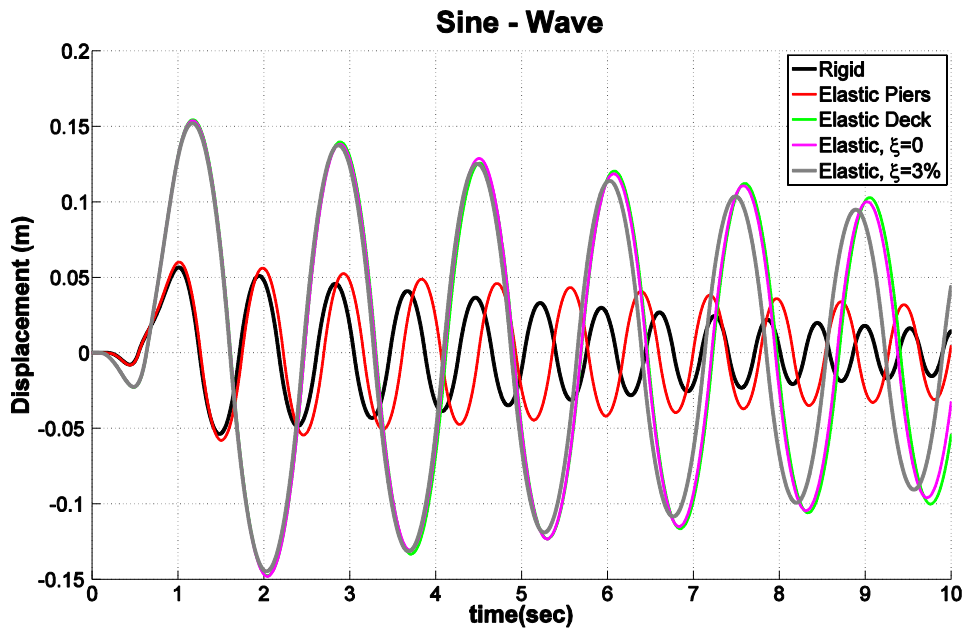
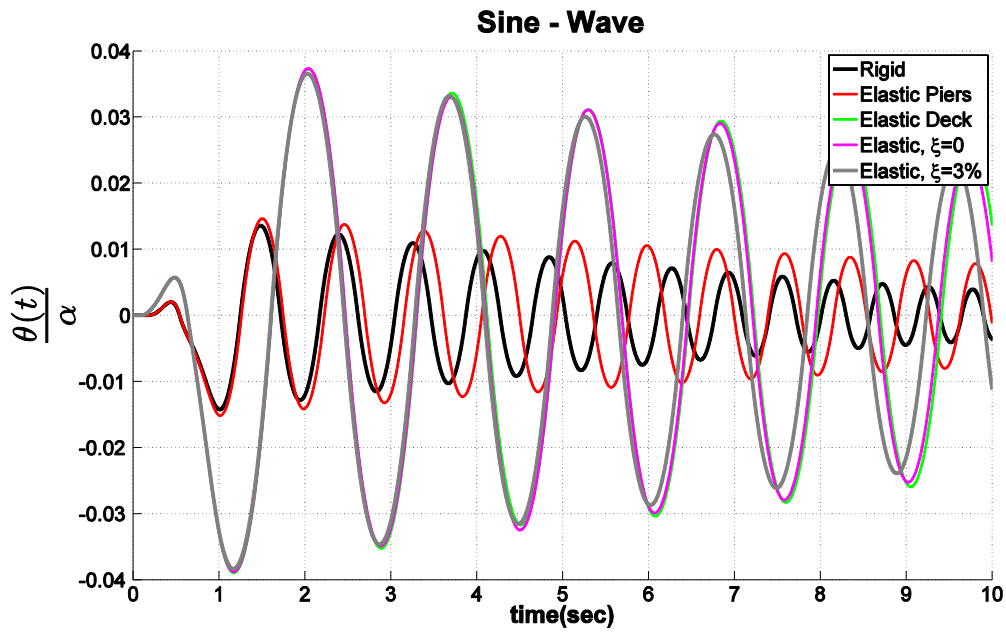
κατασκευάστηκαν με την βοήθεια του λογισμικού Matlab και ακολουθούν κανονική κατανομή (normal distribution), με στόχο τη μελέτη της επιρροής των διαφορετικών τύπων κάμψης στη συνολική λικνιστική απόκριση του πλαισίου και την εξάρτηση της επιδρασης της κάμψης από τη μορφή της

διέγερσης. Ως εκ τούτου, τα πέντε συστήματα υποβλήθηκαν εκτός από τις μαθηματικές διεγέρσεις και στις ιστορικές σεισμικές καταγραφές που αναφέρονται στον Πίνακα 6.1 - τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.12-6.19.

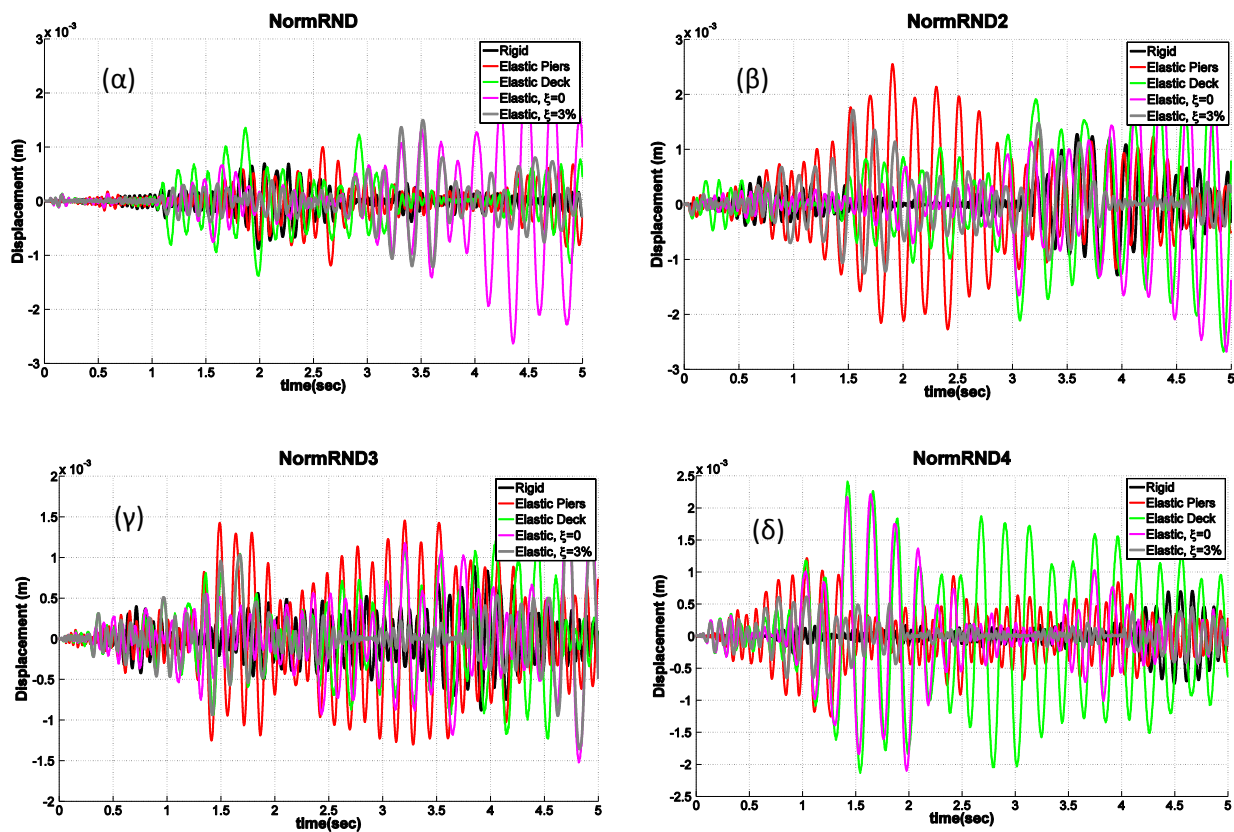
Από το Σχήμα 6.10 είναι σαφές ότι στην περίπτωση της παλμικής ημιτονοειδούς διέγερσης τα προσμοιώματα που συμπεριλαμβάνουν ελαστικότητα στο κατάστρωμα (Elastic Deck, Elastic) έχουν σημαντική ενίσχυση στην λικνιστική τους απόκριση και η απόκρισή τους κυριαρχεί έναντι των υπολοίπων. Από την άλλη πλευρά, στην περίπτωση των τυχαίων διεγέρσεων που ακολουθούν κανονική κατανομή, διαπιστώνεται από το Σχήμα 6.11 ότι αναλόγως του συχνοτικού περιεχομένου κάθε απεικόνισης (realization) σε κάθε χρονικό διάστημα ενισχύονται διαφορετικά προσμοιώματα, γεγονός που αναμενόταν.

Λαμβάνοντας υπόψη τα Σχήματα 6.10-6.19, προκύπτουν για τα εξετασθέντα δυναμικά προσμοιώματα τα παρακάτω συμπεράσματα:

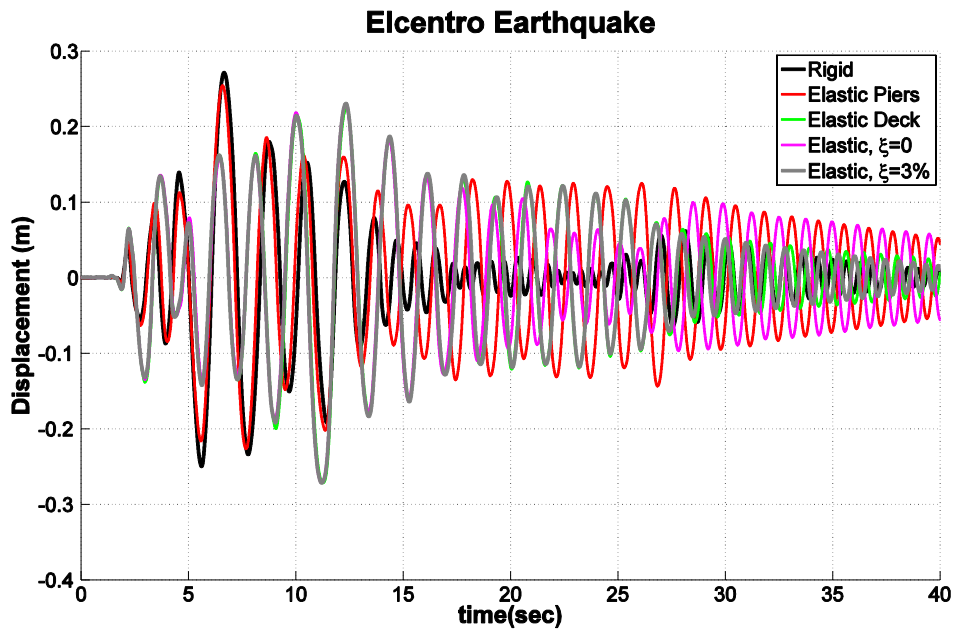
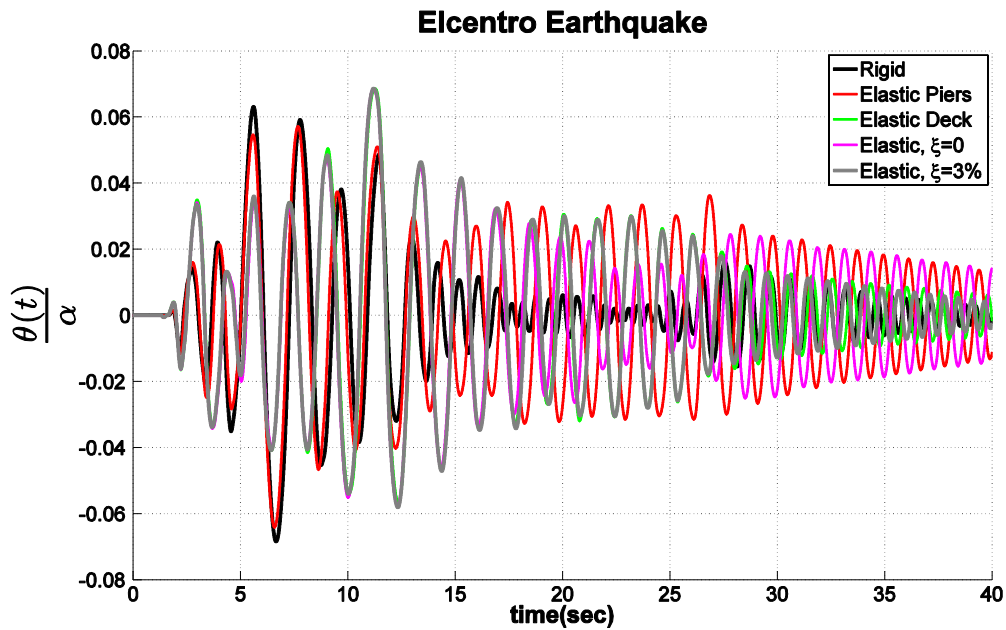
1. **Άκαμπτο κατάστρωμα που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers):** Στις περισσότερες περιπτώσεις οι στροφές των λικνιζομένων βάθρων αλλά και η οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος ακολουθεί τα συμπεράσματα της προηγούμενης παραγράφου. Δηλαδή, παρότι αυξάνεται το πλάτος του λικνισμού και το μέσο πλάτος της απόκρισης, δεν αυξάνεται σημαντικά η μέγιστη τιμή της απόκρισης του συστήματος, ειδικά όσο αφορά διεγέρσεις που εμπεριέχουν ισχυρό παλμό.
2. **Ελαστικό κατάστρωμα που εδράζεται σε άκαμπτα βάθρα (Elastic Deck):** Παρότι η λικνιστική απόκριση που αντιστοιχεί σε ημιτονική διέγερση υπόκειται σε σημαντική ενίσχυση, στις σεισμικές διεγέρσεις δεν παρατηρείται σημαντική αύξηση της λικνιστικής απόκρισης εκτός από μεμονωμένες περιπτώσεις όπως ο σεισμός της Λευκάδας 1973, φανερώνοντας ότι στα σήματα των διεγέρσεων υπερισχύουν οι υπόλοιπες συχνότητες.
3. **Ελαστικό κατάστρωμα που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς απόσβεση (Elastic, $\xi = 0\%$):** Το μοντέλο αυτό εμφανίζει συνήθως την μέγιστη λικνιστική απόκριση. Και αυτό επειδή είτε ακολουθεί γενικά την μέγιστη απόκριση μεταξύ των συστημάτων (1) και (2) είτε συνδιάζει την επίδραση της ελαστικότητας του καταστρώματος και των βάθρων συνολικά. Επί παραδείγματι, ενώ στην περίπτωση της ημιτονικής διέγερσης ακολουθεί την απόκριση του μοντέλου (2), στην περίπτωση των σεισμικών διεγέρσεων είτε ακολουθεί το μοντέλο (1) ή (2) είτε αποκρίνεται ανεξάρτητα. Στις περισσότερες περιπτώσεις διεγέρσεων, η επίδραση της ελαστικότητας των βάθρων και του καταστρώματος συνολικά είναι μεγαλύτερη από την επίδραση της ελαστικότητας των επιμέρους δομικών στοιχείων.
4. **Ελαστικό κατάστρωμα που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$):** Εμφανίζει παρεμφερή συμπεριφορά με το δυναμικό μοντέλο (3) αλλά συνήθως με μειωμένο πλάτος λικνιστικής απόκρισης. Η τιμή $\xi = 3\%$ στην πρώτη ιδιομορφή επιλέχθηκε θεωρώντας ένα πιο ρεαλιστικό μοντέλο. Η διερεύνηση την επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην λικνιστική απόκριση δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του παρόντος κεφαλαίου.



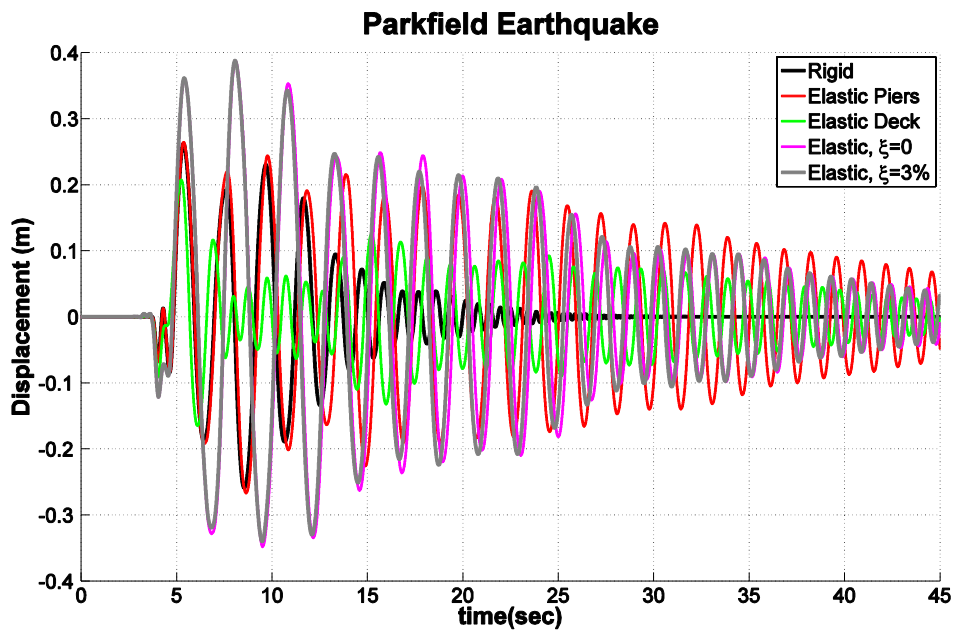
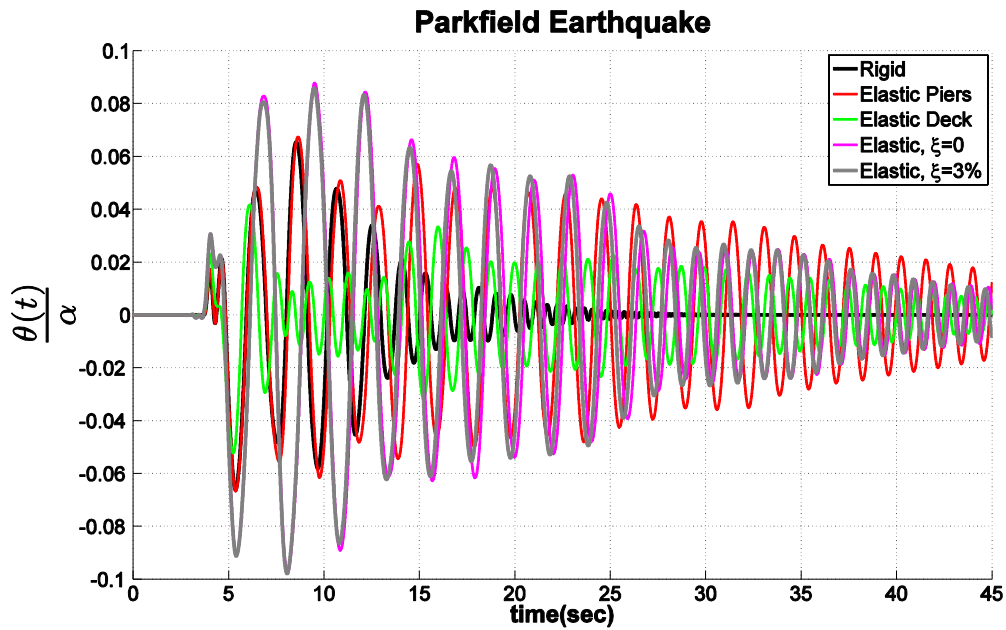
Σχήμα 6.10. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάρθων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κάτω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάρθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάρθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάρθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται σε ημιτονική διέγερση.



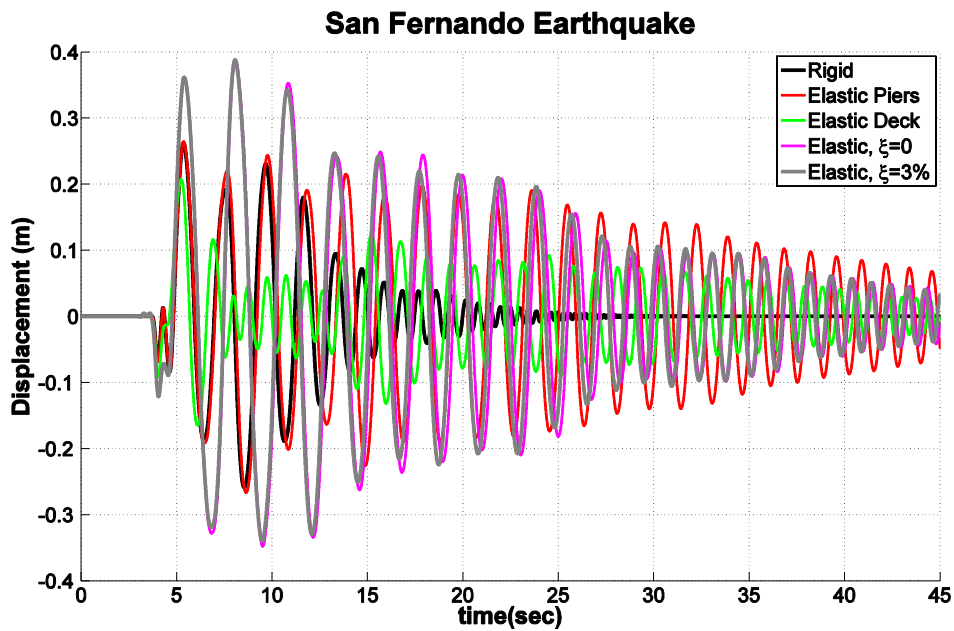
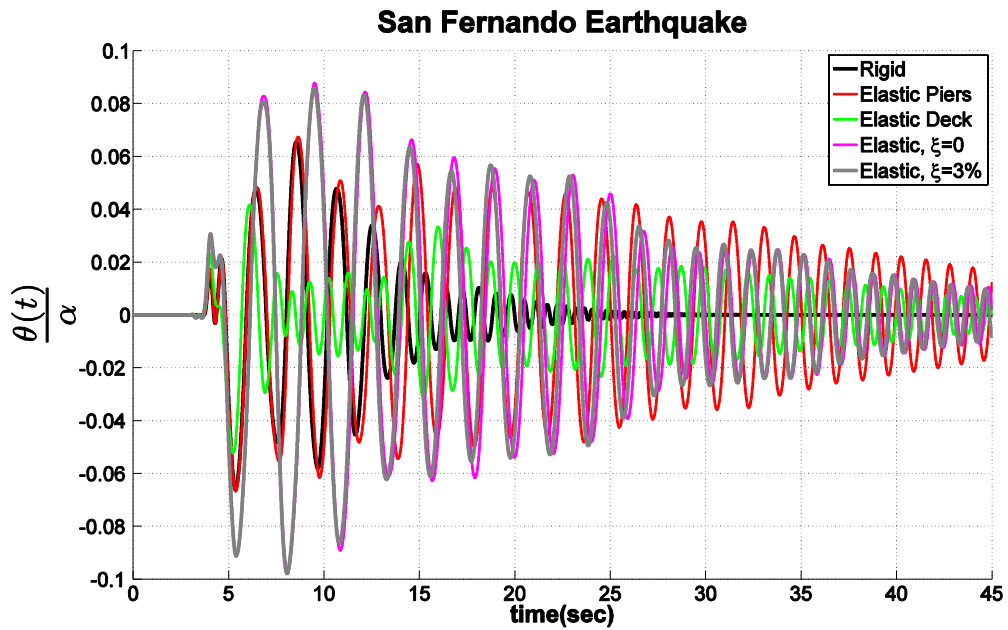
Σχήμα 6.11. Σύγκριση μετατοπίσεων καταστώματος άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς ($\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται τέσσερις τυχαίες χρονοσειρές που ακολουθούν κανονική κατανομή.



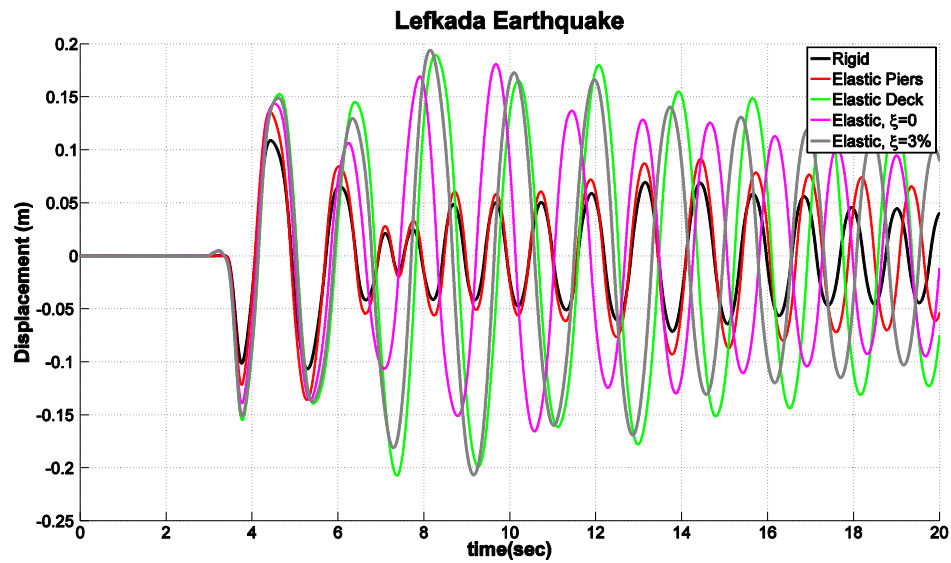
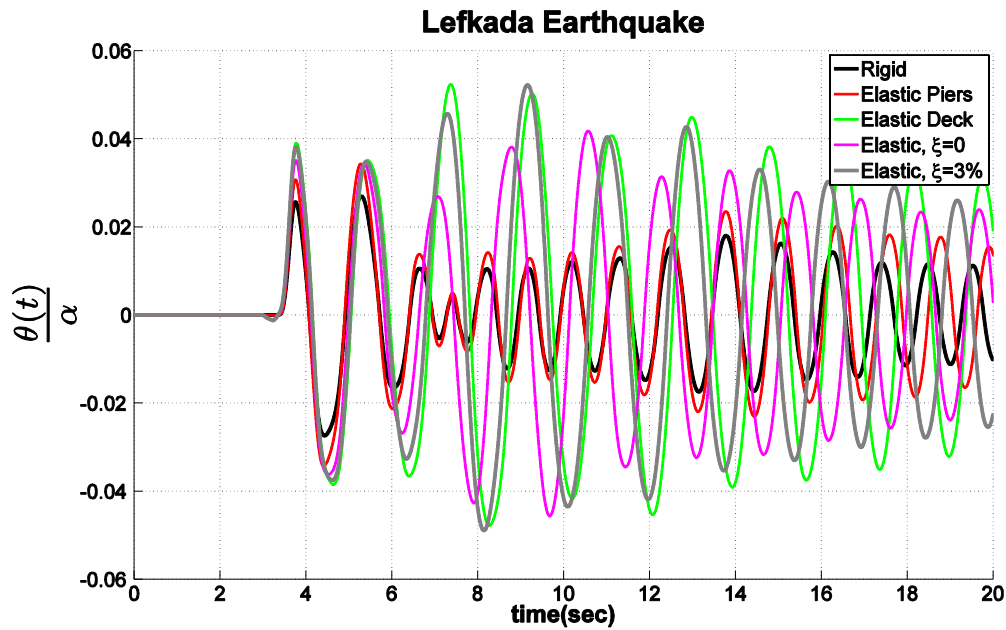
Σχήμα 6.12. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κάτω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



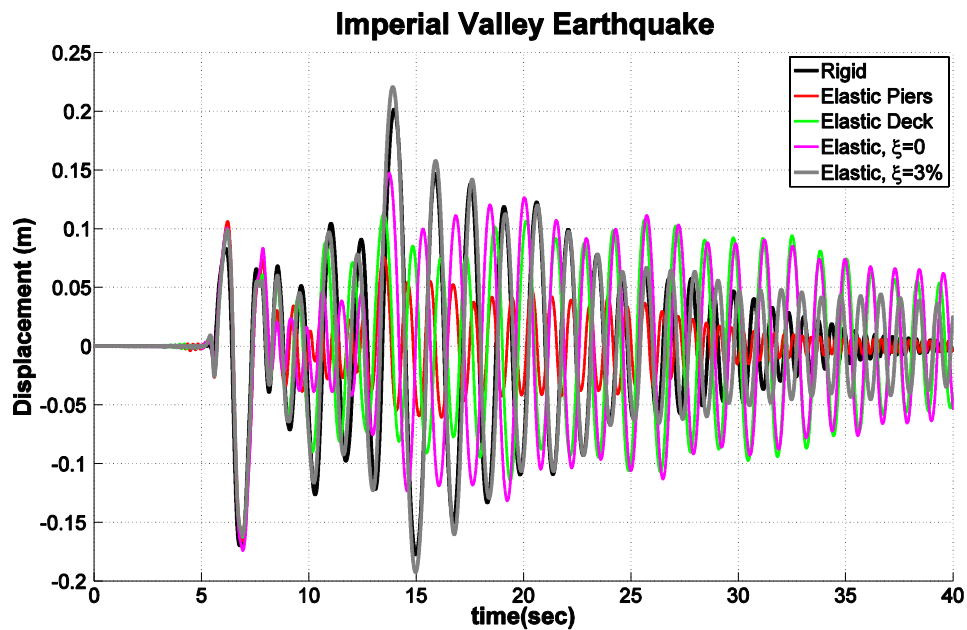
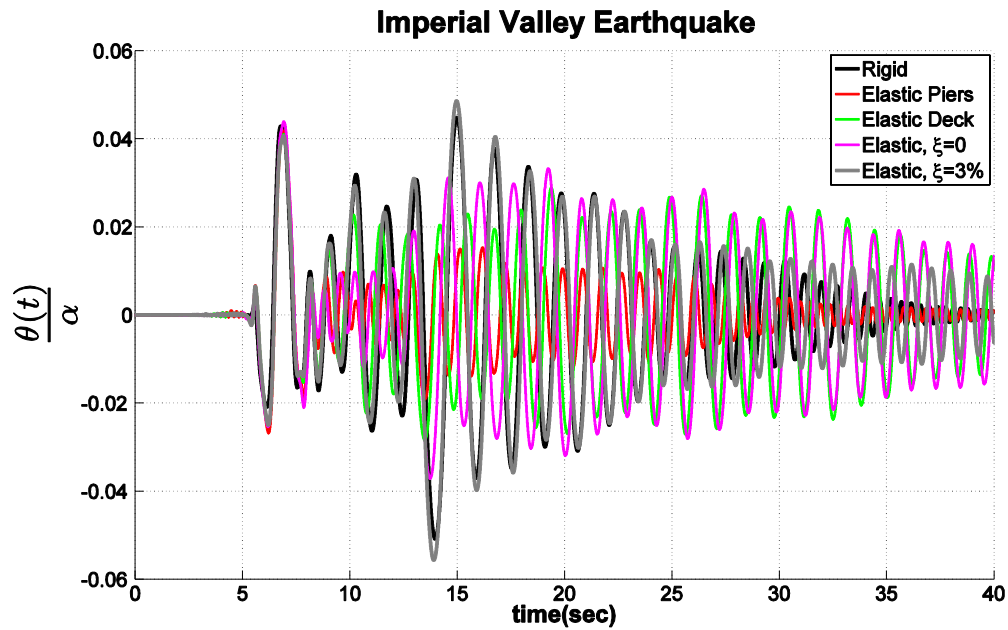
Σχήμα 6.13. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή Cholame#2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



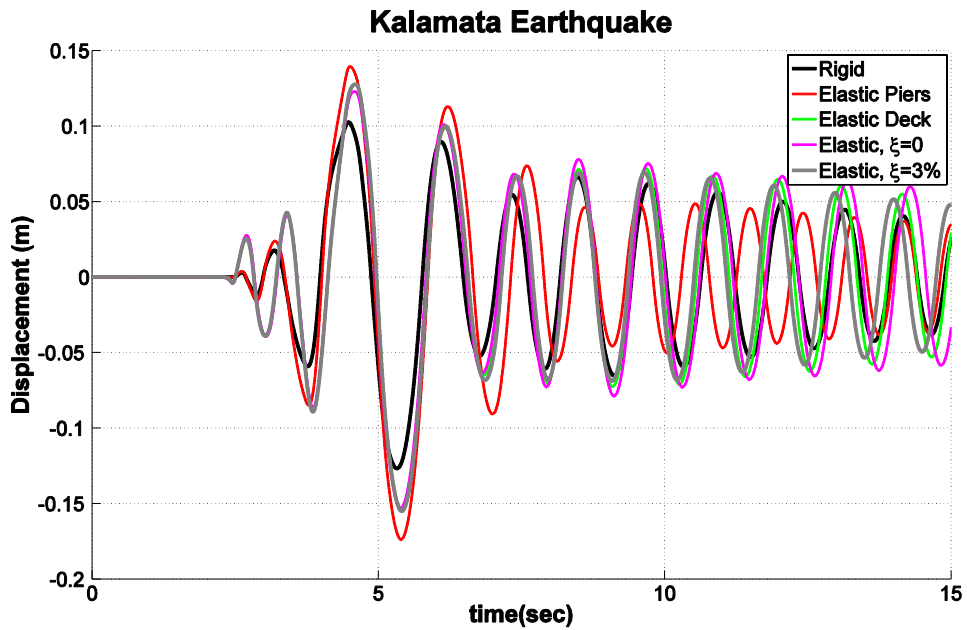
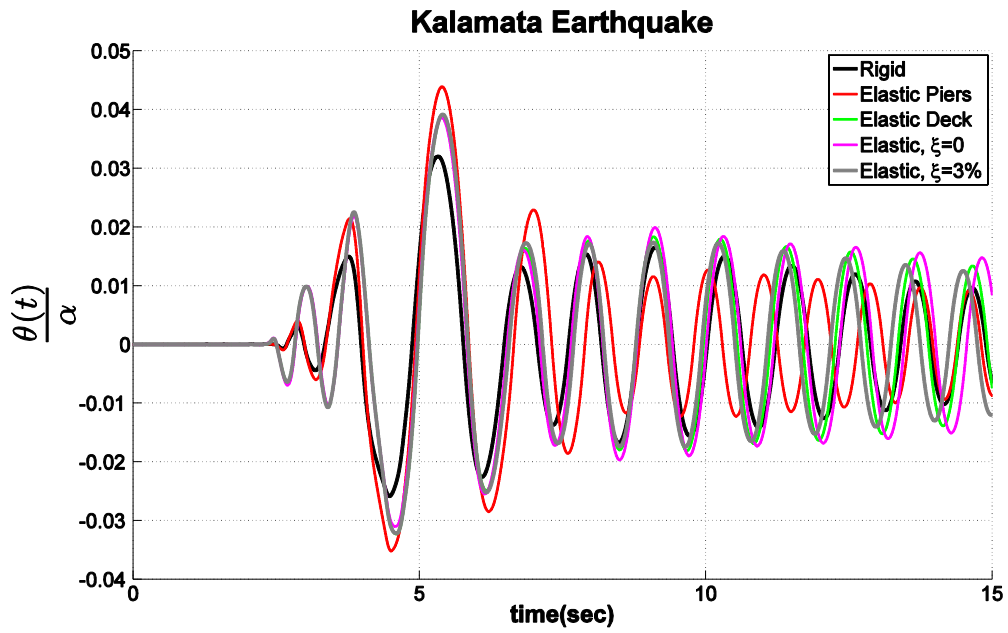
Σχήμα 6.14. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κάτω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



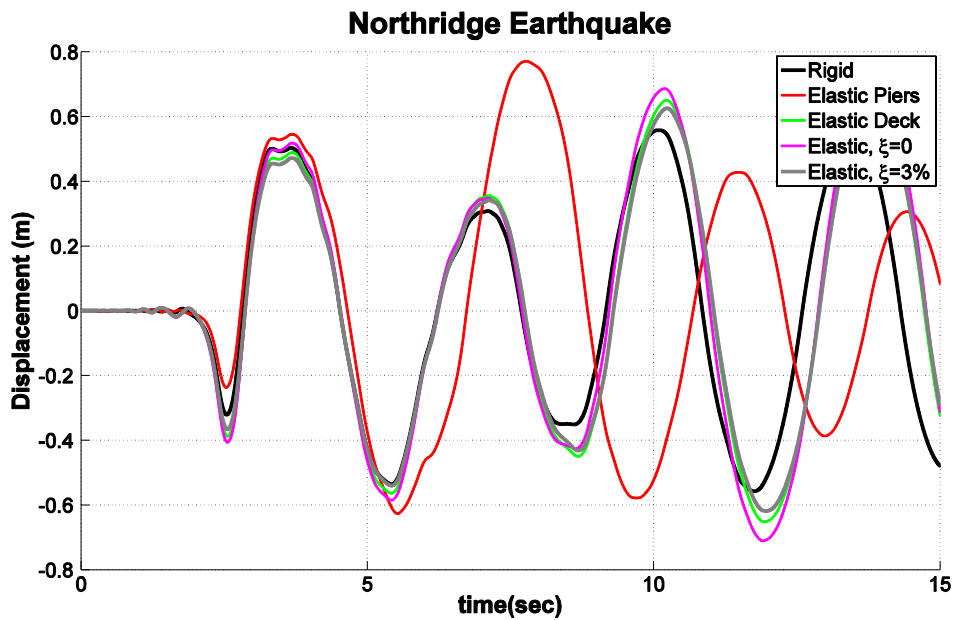
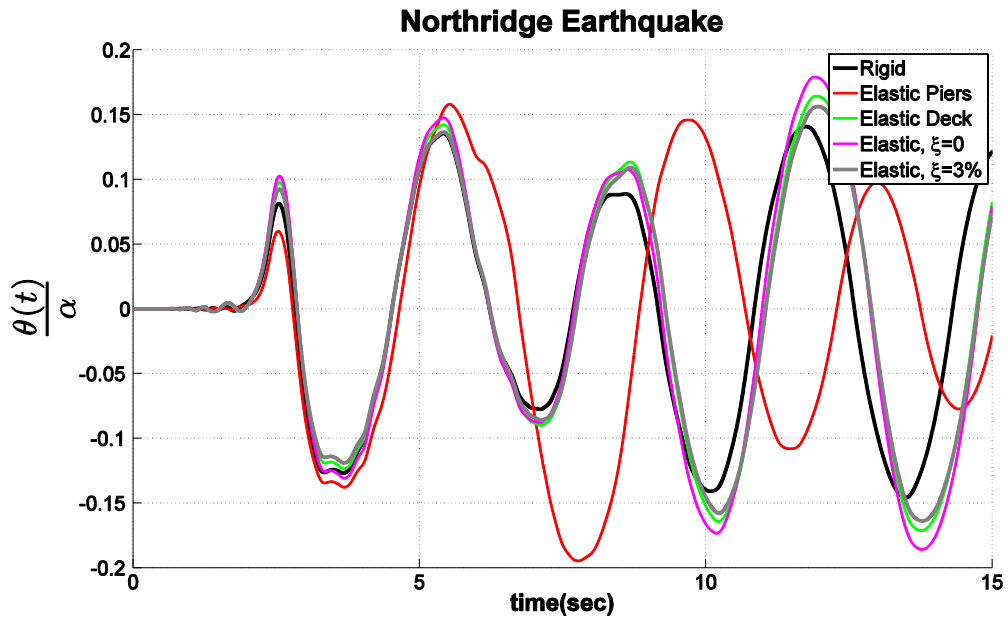
Σχήμα 6.15. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ NS του σεισμού της Λευκάδας 1973.



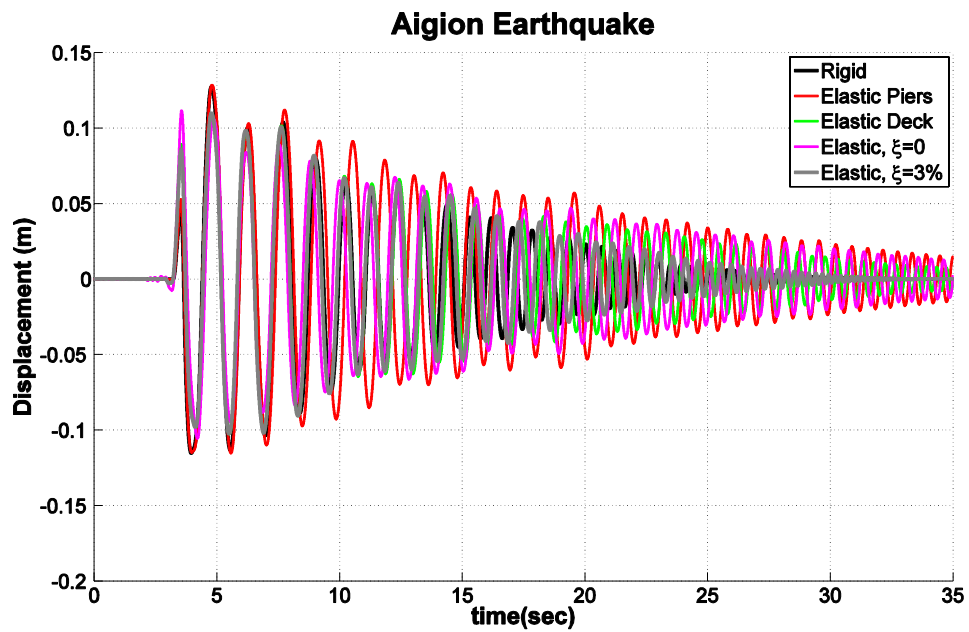
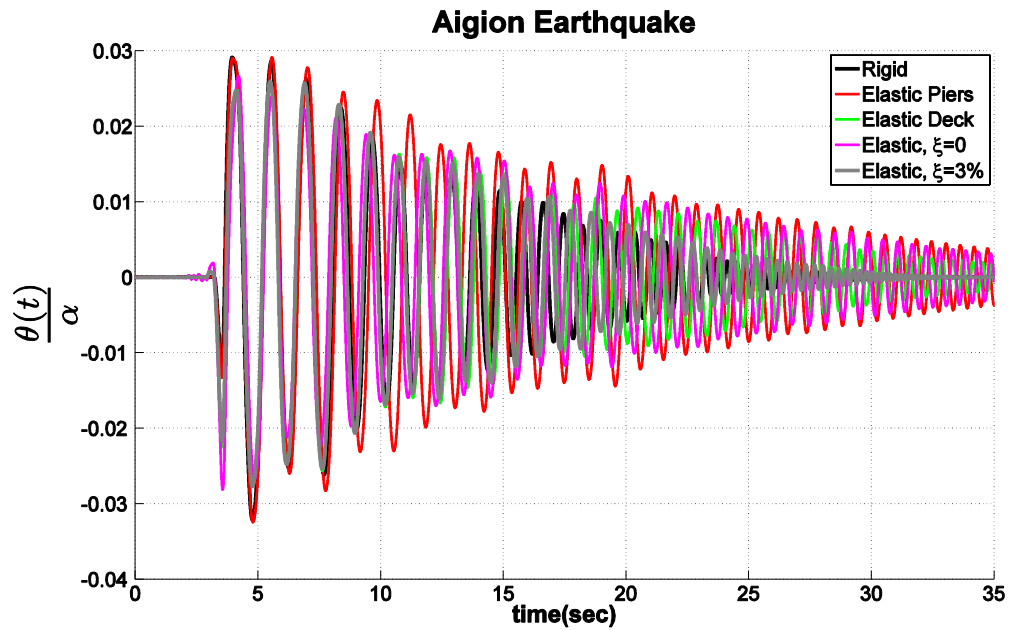
Σχήμα 6.16. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



Σχήμα 6.17. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κάτω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



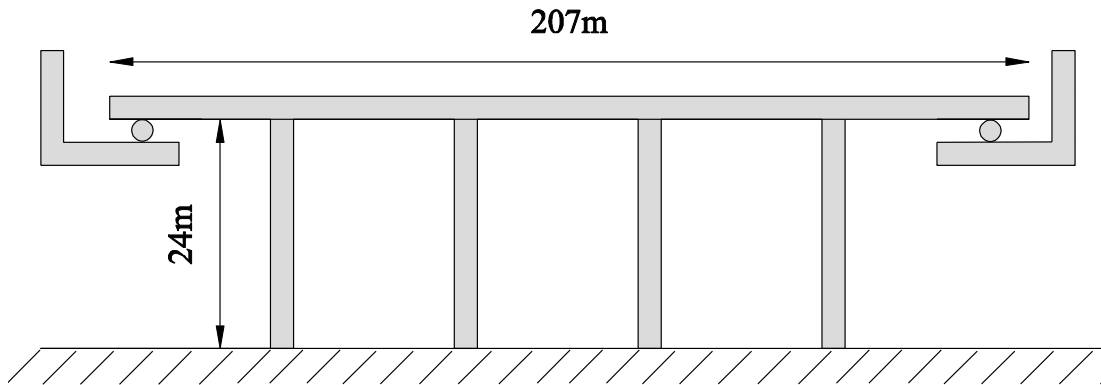
Σχήμα 6.18. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκειται στην καταγραφή του Rinaldi Station του σεισμού του Northridge 1994.



Σχήμα 6.19. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων βάθρων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κάτω) άκαμπτου λικνιζόμενου πλαισίου (Rigid), άκαμπτου καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά βάθρα (Elastic Piers), ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται πάνω σε άκαμπτα λικνιζόμενα βάθρα (Elastic Deck) και ελαστικού καταστρώματος που εδράζεται σε ελαστικά, λικνιζόμενα βάθρα χωρίς (Elastic, $\xi = 0\%$) και με απόσβεση (Elastic, $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου του ΟΤΕ/FP του σεισμού του Αιγίου 1995.

6.5. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΦΥΡΑΣ ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΗΣ ΣΕ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ

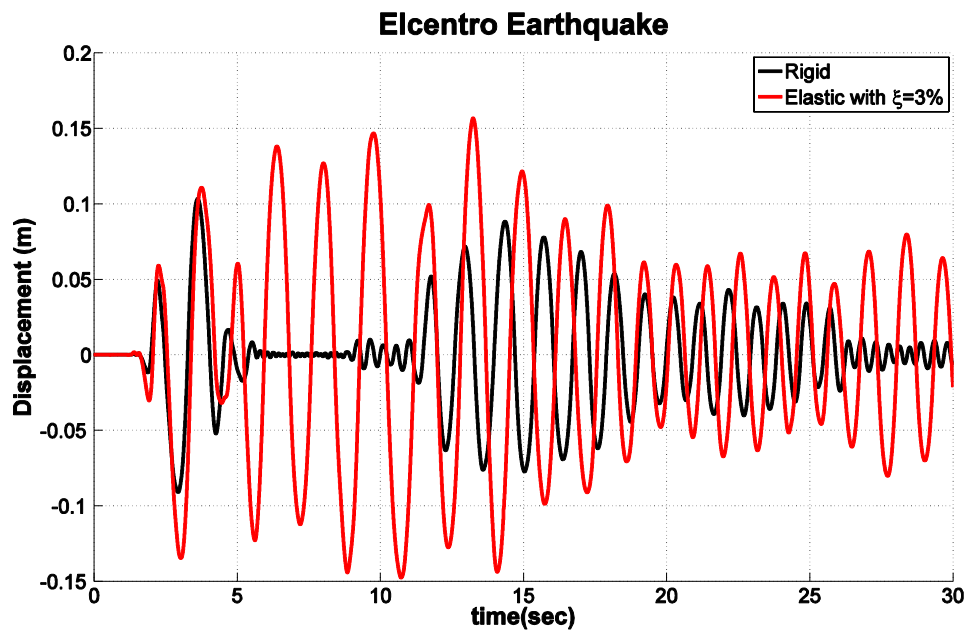
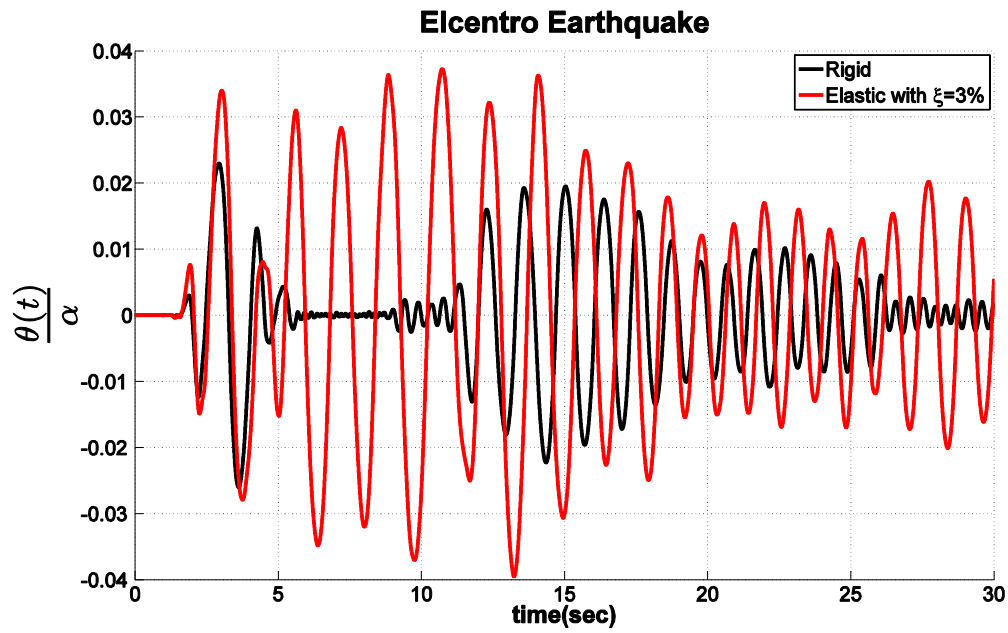
Στόχος του ερευνητικού προγράμματος είναι η διερεύνηση του φαινομένου του λικνισμού των βάθρων ως εναλλακτική ή συμπληρωματική μορφή σεισμικής μόνωσης γεφυρών. Επομένως, μετά την περίπτωση του λικνιζόμενου πλαισίου, το αμέσως πιο πολύπλοκο δυναμικό σύστημα για να διερευνηθεί η επιρροή της κάμψης στην λικνιστική του απόκριση είναι η περίπτωση καταστρώματος γέφυρας το οποίο εδράζεται σε λικνιζόμενους πυλώνες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.20.



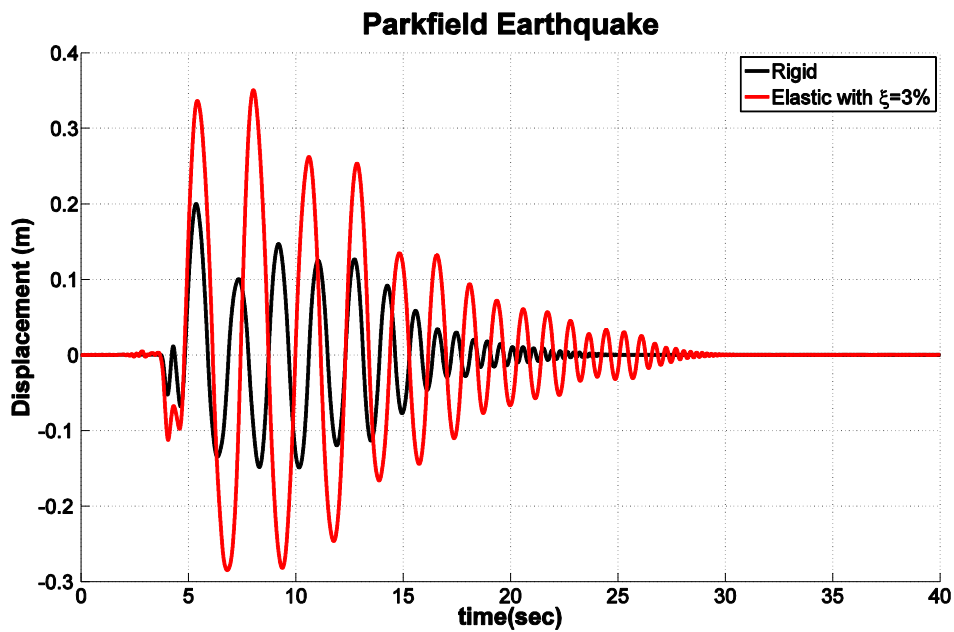
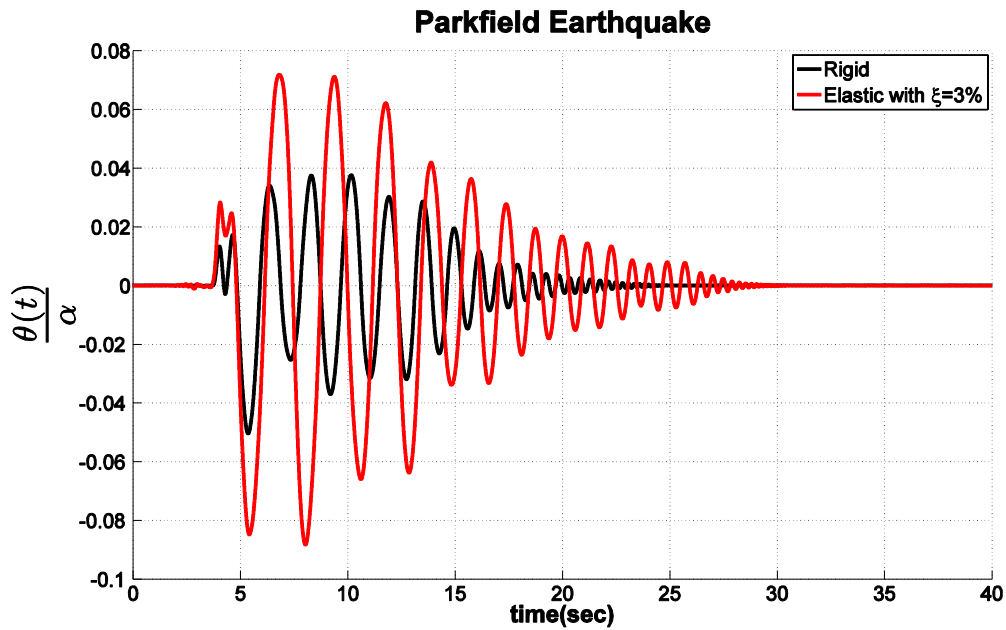
Σχήμα 6.20. Προσομοίωμα γέφυρας που εδράζεται σε ισοϋψή, λικνιζόμενα βάθρα

Οι διατομές του καταστρώματος και των βάθρων επιλέχθησαν ίδιες με εκείνες του Κεφαλαίου 5 (Σχ. 5.2) ώστε να προσεγγίζουν όσο το δυνατόν καλύτερα υφιστάμενες γέφυρες στην κεντρική Ελλάδα. Με βάση τα συμπεράσματα της προηγούμενης ενότητας η οποία αφορούσε το λικνιζόμενο πλαίσιο, επελέγησαν για τις αναλύσεις δύο παραλλαγές του προσομοιώματος της γέφυρας του Σχήματος 6.20: (α) με θεώρηση άκαμπτου καταστρώματος και άκαμπτα βάθρα (Rigid), (β) με θεώρηση ελαστικού καταστρώματος, ελαστικά βάθρα και ιξώδη απόσβεση $\xi = 3\%$ στην πρώτη ιδιοπερίοδο της γέφυρας (Elastic with $\xi = 3\%$). Τα δύο μοντέλα υποβλήθηκαν στις ιστορικές σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 6.2 και οι αποκρίσεις παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.21-6.28.

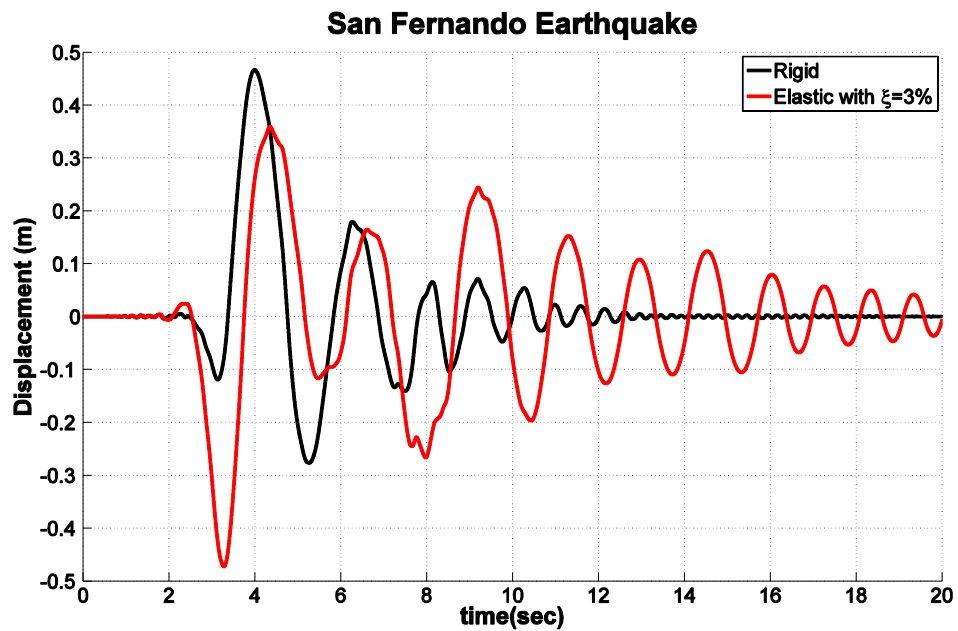
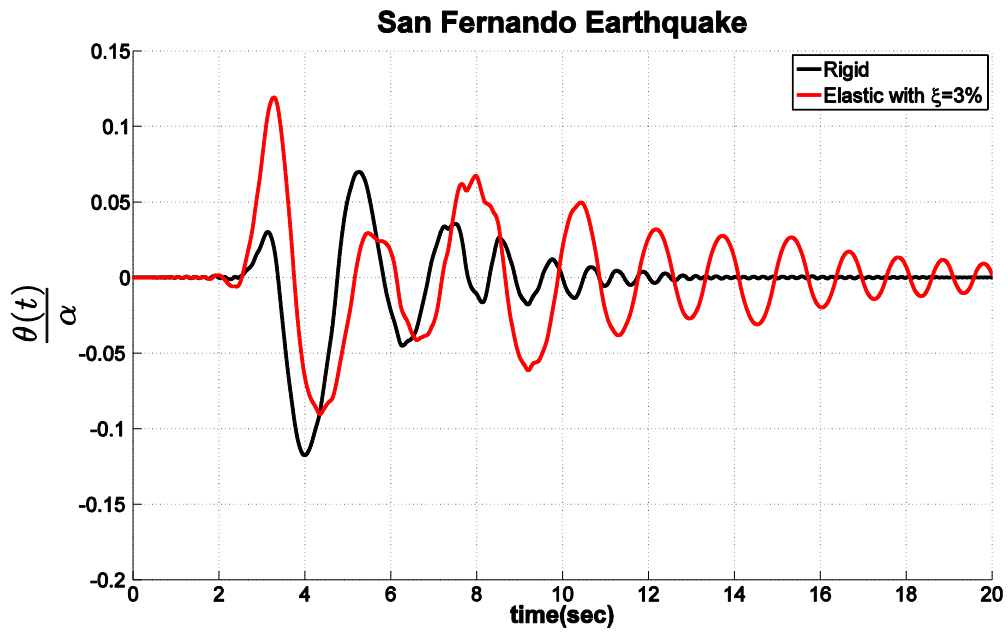
Επιβεβαιώνοντας τα αποτελέσματα της προηγούμενης παραγράφου, είναι σαφές ότι η επίδραση της κάμψης ενισχύει το πλάτος της απόκρισης και αυξάνει το πλάτος των κύκλων του λικνισμού είτε πρόκειται για τη στροφή του βάθρου είτε πρόκειται για την οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος.



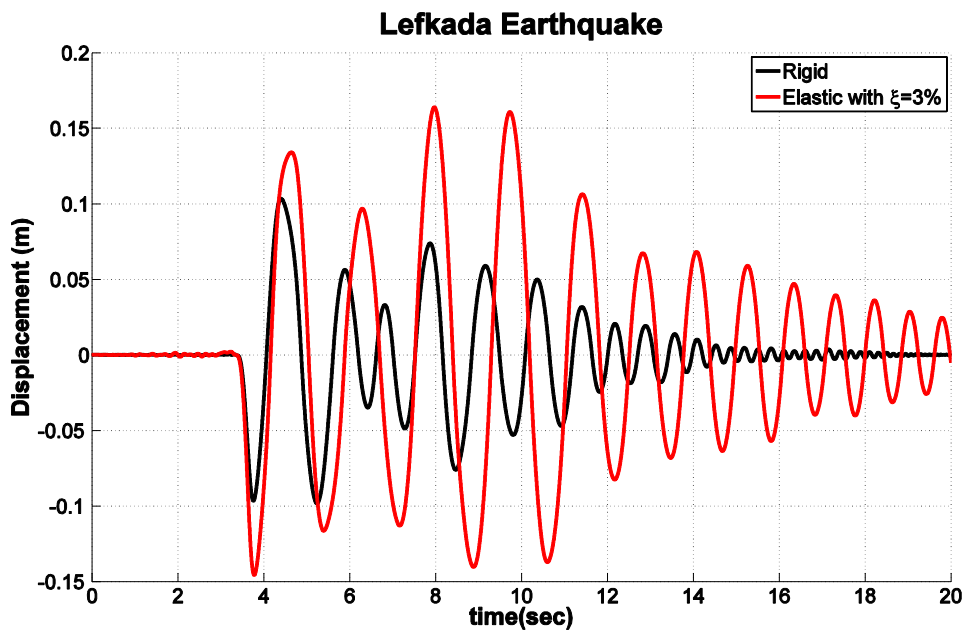
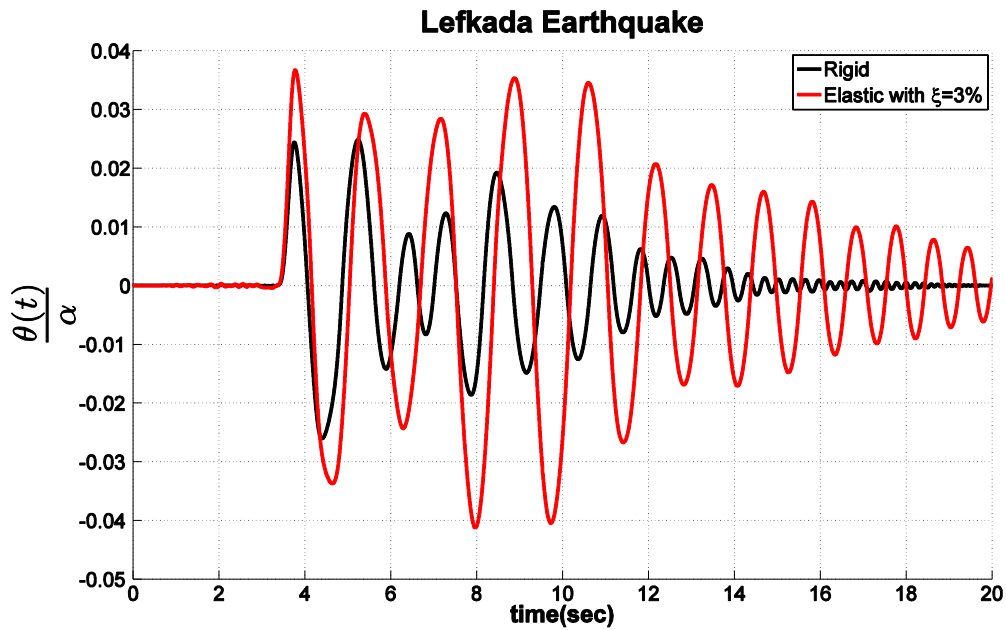
Σχήμα 6.21. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάθρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



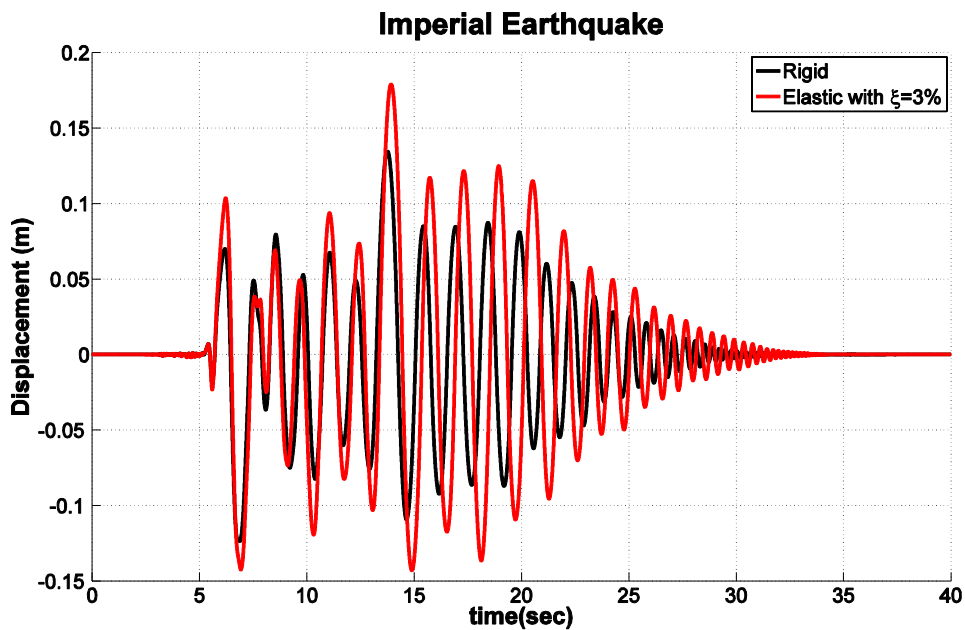
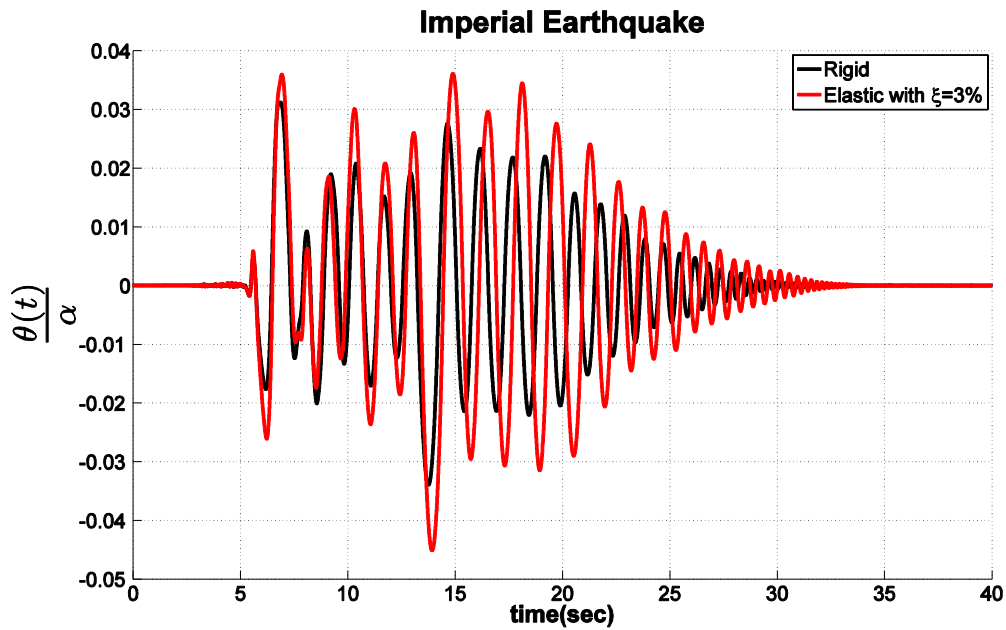
Σχήμα 6.22. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάθρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή Cholame#2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



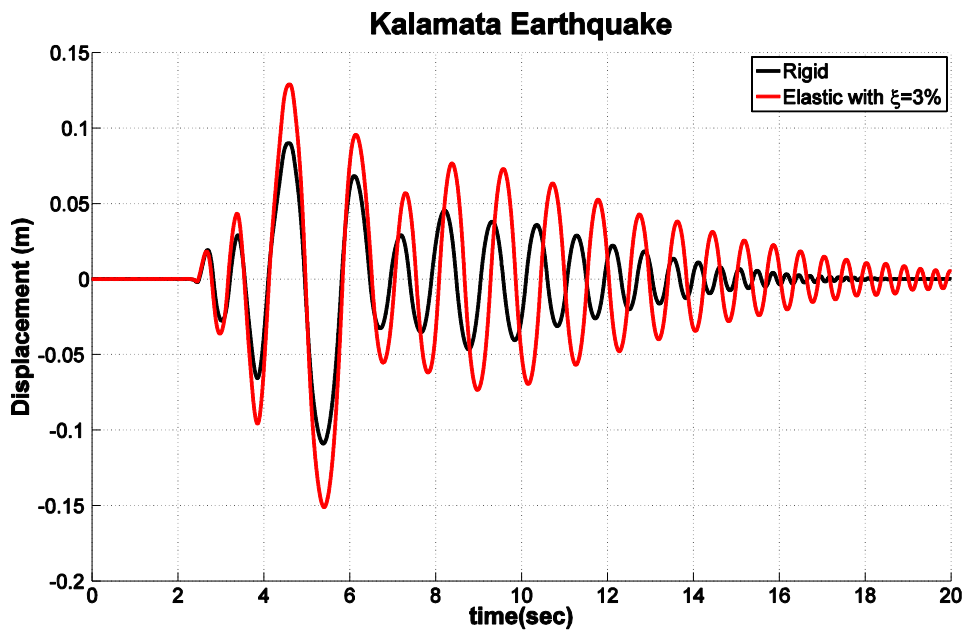
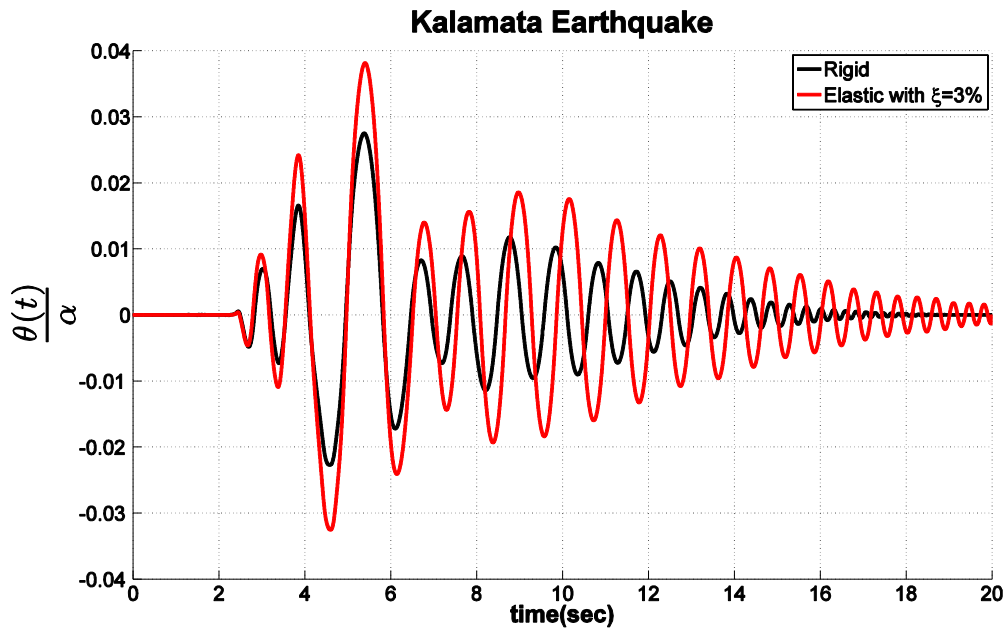
Σχήμα 6.23. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάθρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή Pacoima Dam 164 του σεισμού του San Fernando 1971.



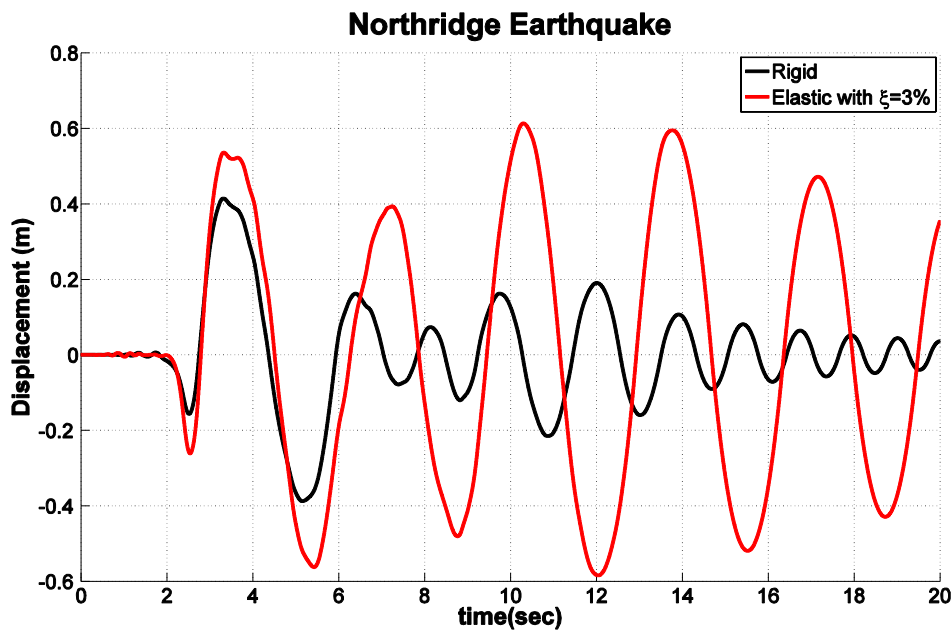
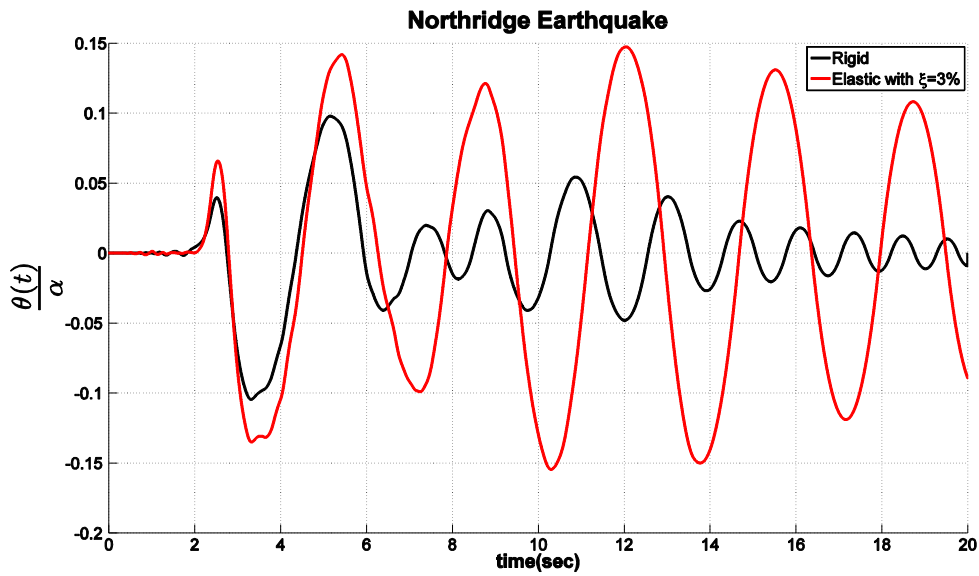
Σχήμα 6.24. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ NS του σεισμού της Λευκάδας 1973.



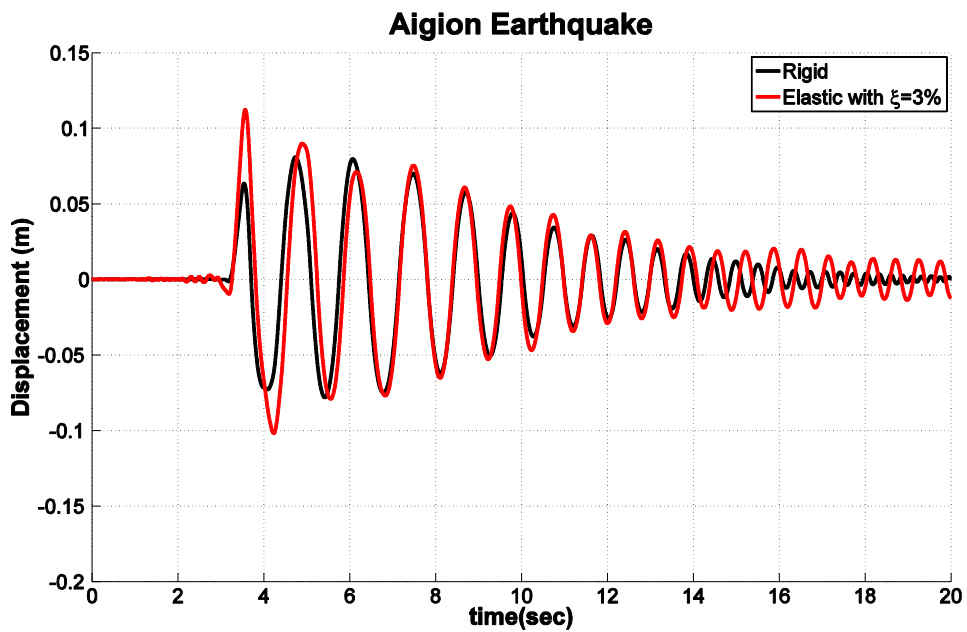
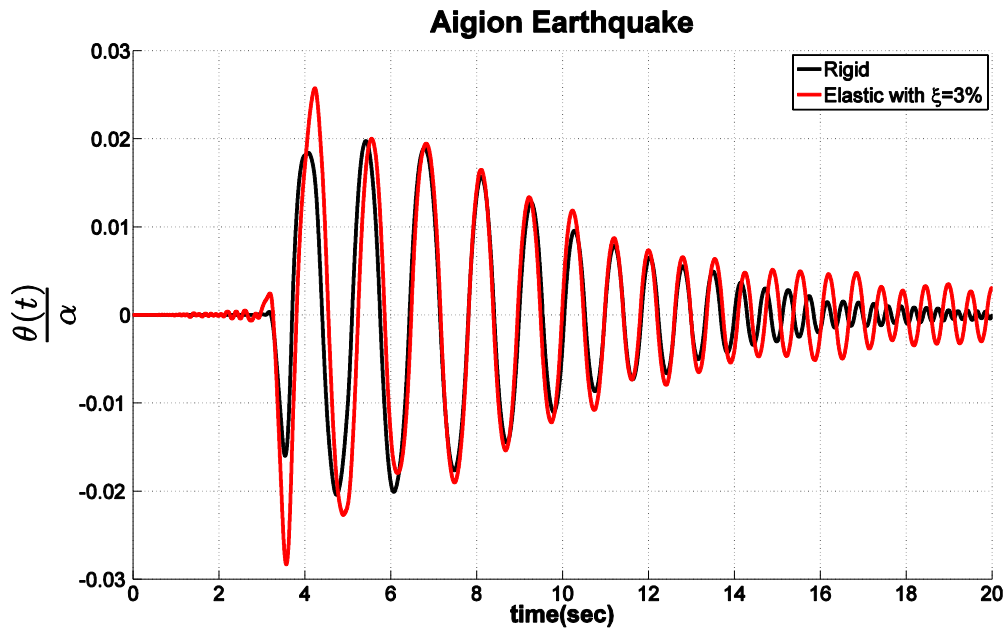
Σχήμα 6.25. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάθρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκειται στην καταγραφή El Centro Array #5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



Σχήμα 6.26. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου της Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 6.27. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάθρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του Rinaldi Station του σεισμού του Northridge 1994.



Σχήμα 6.28. Σύγκριση στροφών λικνιζομένων πυλώνων (άνω) και μετατοπίσεων καταστρώματος (κατω) άκαμπτου καταστρώματος-άκαμπτων λικνιζομένων πυλώνων (Rigid), ελαστικού καταστρώματος-ελαστικών βάρων με ιξώδη απόσβεση (Elastic with $\xi = 3\%$) καθώς υπόκεινται στην καταγραφή του κτιρίου του ΟΤΕ/FP του σεισμού του Αιγίου 1995.

6.6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο Κεφάλαιο 6 αναλύθηκαν αναλυτικά και αριθμητικά δυναμικά προσομοιώματα για να διερευνηθεί η επίδραση της κάμψης των δομικών στοιχείων ως αποτέλεσμα της ελαστικότητάς τους στην λικνιστική τους απόκριση. Αρχικά, το φαινόμενο του λικνισμού προσεγγίστηκε αναλυτικά με ένα ελαστικό ανεστραμμένο εκρεμμές. Η βασική διαφοροποίηση έγκειται στο γεγονός ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η γεωμετρία του λικνιζόμενου στοιχείου (εν προκειμένω, του βάρου) με αποτέλεσμα το βάρος να λαμβάνεται ως δύναμη εκτροπής από την θέση ισορροπίας αντί για σταθεροποιητική δύναμη όπως είναι στην πραγματικότητα. Το πλήρως γραμμικό δυναμικό σύστημα οδήγησε στον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων σε διαφορετικές οριακές καταστάσεις. Στην οριακή περίπτωση στην οποία η δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου στην βάση τείνει στο μηδέν (κατάσταση που προσεγγίζει το φαινόμενο του λικνισμού) η πρώτη ιδιοπερίοδος τείνει στο άπειρο (κίνηση στερεού σώματος/λικνισμός), ενώ η δεύτερη τείνει στην πρώτη ιδιοπερίοδο μονοαρθρωτής δοκού. Θα πρέπει να τονιστεί ότι ο βαθμός ελευθερίας της στροφής στη βάση του συστήματος πρέπει να είναι ανεξάρτητος βαθμός ελευθερίας από την κάμψη της δοκού. Αν θεωρηθεί συνοριακή συνθήκη ενός συνεχούς συστήματος κάμψης, τότε η δυναμική συμπεριφορά μεταβάλλεται και απομακρύνεται από αυτή του λικνισμού. Επίσης, αν το σύστημα προσομοιωθεί ως ένα διακριτό διβάθμιο δυναμικό σύστημα τότε στην οριακή κατάσταση στην οποία η δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου τείνει στο μηδέν, η πρώτη ιδιοπερίοδος του συστήματος τείνει στο άπειρο και η δεύτερη στην πρώτη ιδιοπερίοδο του προβόλου που αποτελεί ουσιώδη διαφορά σε σχέση με το πραγματικό αποτέλεσμα.

Επόμενο βήμα είναι η ανάπτυξη ενός δυναμικού προσομοιώματος που προσεγγίζει το μη-γραμμικό φαινόμενο του λικνισμού. Το μοντέλο του ελαστικού λικνιστικού βάρου λαμβάνει υπόψη την γεωμετρία του βάρου. Μετά από κάθε αναπήδηση το σύστημα συμπεριφέρεται γραμμικά, οπότε αφού γραμμικοποιήθηκε κατάλληλα, υπολογίστηκαν οι ιδιοπερίοδοι του συστήματος. Η πρώτη ιδιοπερίοδος τείνει στο άπειρο (κίνηση στερεού σώματος/λικνισμός), ενώ η δεύτερη στην πρώτη ιδιοπερίοδο του προβόλου με έναν μειωτικό συντελεστή b/R (όπου b το πλάτος του βάρου και R το μέγεθος του βάρου) ο οποίος εξαρτάται από την γεωμετρία του λικνιζόμενου βάρου. Συμπερασματικά, οι καμπτικές ταλαντώσεις μετά την ανασήκωση του βάρου θα είναι πιο υψίσυχνες σε σχέση με τις καμπτικές ταλαντώσεις πριν ανασηκωθεί το βάρος.

Στη συνέχεια δημιουργήθηκαν αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα στα λογισμικά Matlab και OpenSees, αντίστοιχα, με στόχο να διερευνηθεί η επιρροή της κάμψης στην λικνιστική απόκριση μεμονωμένων βάρων και πλαισίων. Η κάμψη αυξάνει το πλάτος των λικνιστικών κύκλων ενώ ενισχύει και το μέγεθός τους. Πιο συγκεκριμένα, η ελαστικότητα στα λικνιζόμενα βάρη δεν επηρεάζει σημαντικά τις μέγιστες τιμές των αποκρίσεων παρότι αυξάνει το πλάτος των λικνιστικών κύκλων. Από την άλλη, η επίδραση της ελαστικότητας της δοκού/καταστρώματος είναι φανερή και στις μέγιστες τιμές της λικνιστικής απόκρισης ειδικά όσον αφορά παλμικές διεγέρσεις. Το μοντέλο που λαμβάνει υπόψη και την ελαστικότητα στα λικνιζόμενα βάρη και την ελαστικότητα στην δοκό/κατάστρωμα, είτε ακολουθεί την μέγιστη απόκριση των δύο προαναφερθέντων συστημάτων είτε συνδυάζει την ελαστικότητα των επιμέρους στοιχείων και εμφανίζει την μέγιστη απόκριση. Φυσικά, καθώς διευρύνεται το συχνοτικό φάσμα της διέγερσης (τυχαίες και σεισμικές διεγέρσεις) τα χρονικά διαστήματα που επιδρούν περισσότερο ή λιγότερο οι διαφορετικοί «τύποι» ελαστικότητας διαφέρουν.

Στην περίπτωση του μοντέλου της γέφυρας της οποίας το κατάστρωμα εδράζεται σε λικνιζόμενα βάρη η επίδραση της ελαστικότητας των βάρων και του καταστρώματος είναι εμφανής και συνεπής στις αποκρίσεις του συστήματος, αυξάνοντας το πλάτος της λικνιστικής απόκρισης αλλά και των λικνιστικών κύκλων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

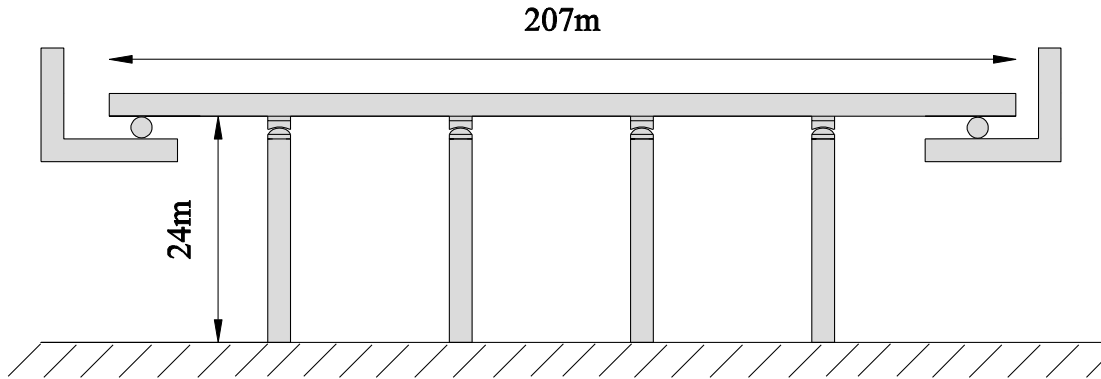
Σύγκριση της απόκρισης υπαρκτής σεισμικά μονωμένης γέφυρας μέσω εφεδράνων με την απόκριση της ίδιας γέφυρας όπου τα εφέδρανα έχουν αφαιρεθεί αλλά τα βάθρα δύναται να λικνιστούν

ΣΥΝΟΨΗ

Στο παρόν κεφάλαιο θα εκπονηθεί μία συγκριτική ανάλυση της απόκρισης μίας πρόσφατα κατασκευασμένης σεισμικά μονωμένης γέφυρας στην Ελλάδα προκειμένου να αναδειχθούν τα προτερήματα της προτεινόμενης μεθόδου σε όρους ποσοτήτων απόκρισης και κόστους κατασκευής. Κατά την διάρκεια των δύο τελευταίων δεκαετιών ένας μεγάλος αριθμός κοιλαδογεφυρών έχουν κατασκευαστεί στην Ελλάδα, όπου οι περισσότερες από αυτές είναι σεισμικά μονωμένες, και οι περισσότερες από αυτές εφοδιασμένες με υδραυλικούς αποσβεστήρες. Στο παρόν κεφάλαιο μία από αυτές τις γέφυρες όπου τα βάθρα της έχουν κυκλική διατομή επιλέγεται ως περίπτωση προς ανάλυση, με τη διαφορά ότι όλα τα βάθρα θα επιτρέπονται να λικνιστούν.

7.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια του Κεφαλαίου 7 αναπτύχθηκαν αριθμητικά προσομοιώματα στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees για τη σύγκριση των αποκρίσεων της γέφυρας του Σχ. 6.20 και της ίδιας γέφυρας με τα βάθρα πακτωμένα στο έδαφος και το κατάστρωμα να εδράζεται πάνω σε σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (Friction Pendulum Systems), όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1. Ουσιαστικά, συγκρίνονται δύο διαφορετικές στρατηγικές σεισμικής μόνωσης: (α) με βάθρα που τους επιτρέπεται να λικνίζονται και, (β) με αποτροπή του λικνιστικού τρόπου ταλάντωσης και αντικατάστασή του με το κλασικό σύστημα σεισμικής μόνωσης με σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (FPS) .



Σχήμα 7.1. Σεισμικά μονωμένη γέφυρα με σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης.

Πριν τη σύγκριση των αποκρίσεων των δύο διαφορετικών προσεγγίσεων σεισμικής μόνωσης, μελετήθηκαν εκτενώς τα κλασικά συστήματα σεισμικής μόνωσης και πιο συγκεκριμένα οι ιδιοπερίοδοι των σεισμικά μονωμένων συστημάτων (είτε με εφέδρανα ολίσθησης, είτε με ελαστομεταλλικά εφέδρανα). Η απόδοση γραμμικών δυναμικών χαρακτηριστικών, όπως ιδιοπερίοδοι, σε ήπια μη-γραμμικά συστήματα όπως τα σεισμικά μονωμένα, διγραμμικά μοντέλα αποτελεί πρόκληση.

Με τη χρήση σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης επιτυγχάνεται αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος με στόχο την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων/δυνάμεων. Τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης είναι συσκευές ολίσθησης αποτελούμενες από αρθρωτό τμήμα με σφαιρική επιφάνεια καλυμμένη με ειδικό υλικό ολίσθησης, το οποίο ολισθαίνει σε σφαιρική επιφάνεια από ανοξείδωτο χάλυβα. Ο συντελεστής τριβής μ_d εξαρτάται κυρίως από την ταχύτητα ολίσθησης, την πίεση και τη θερμοκρασία. Η μέση ονομαστική τιμή του συντελεστή επιλέγεται $\mu_d = 0.045$ (4.5%). Η τιμή αυτή του συντελεστή τριβής μπορεί να επιτευχθεί στη διεπιφάνεια υλικού ολίσθησης-ανοξείδωτου χάλυβα χωρίς τη χρήση λιπαντικής ουσίας και με μέση πίεση στη διεπιφάνεια της τάξης των 40MPa. Το περιθώριο διακύμανσης της ονομαστικής τιμής του συντελεστή τριβής ορίζεται ως $\pm 25\%$ της μέσης τιμής, δηλαδή από 0.03375–0.05625. Η διακύμανση αυτή θα πρέπει να περιλαμβάνει τις αβεβαιότητες που επηρεάζουν τον συντελεστή τριβής. Τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης εξασφαλίζουν δύναμη επαναφοράς μέσω της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, με ακτίνα καμπυλότητας, R . Η σχέση δύναμης-μετακίνησης σε μία διάσταση δίνεται από τη σχέση:

$$F(t) = \frac{N}{R}u(t) + \mu_d N \operatorname{sgn}[\dot{u}(t)] \quad (7.1)$$

Στην εξίσωση 7.1, ο όρος $\frac{N}{R} = K$ είναι η δυσκαμψία του εφεδράνου. Το Σχ. 7.2 απεικονίζει ενδεικτικά έναν υστερητικό βρόχο του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης όταν του επιβάλλεται αρμονική μετατόπιση, $u(t) = 0.15 \sin(\frac{2\pi}{2}t)$ όταν η κατακόρυφη δύναμη είναι $N = 22.5MN$ όσο είναι το κατακόρυφο φορτίου ενός μεσοβάθρου της γέφυρας του Σχ.7.1.

Η ακτίνα καμπυλότητας έχει ορισθεί $R = 2.2m$ η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο, $T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \approx 3.0s$.

Επίσης τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης εμφανίζουν πολύ μικρή μετατόπιση πριν την έναρξη της ολίσθησης η οποία εξαρτάται από το πάχος του ειδικού υλικού ολίσθησης. Στην προκειμένη περίπτωση: $u_y = 0.00025 \text{ m} = 0.25mm$.

7.2. ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

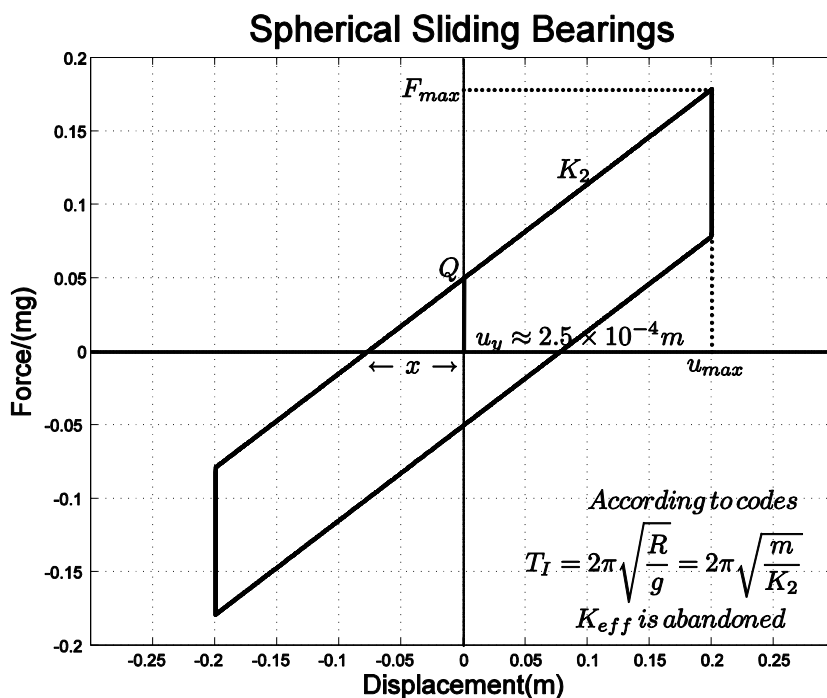
Η παρακάτω μελέτη αναδεικνύει τις σημαντικές διαφορές μεταξύ της ιδιοπεριόδου που υπολογίζεται με μεθόδους ιδιομορφικής αναγνώρισης και ταυτοποίησης, με την ισοδύναμη ιδιοπερίοδο (effective modal period) που προτείνουν και χρησιμοποιούν οι κανονισμοί σχεδιασμού ανά τον κόσμο.

Κατά την διάρκεια αυτής της μελέτης διαπιστώθηκε ότι όταν το σήμα απόκρισης του διγραμμικού συστήματος (μοντέλου εφεδράνου) εμπεριέχει συνεκτικό (coherent) περιεχόμενο με μικρό συχνοτικό εύρος, η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος, T_{eff} , που αντιστοιχεί στην μη-υπαρκτή φυσική οντότητα της ενεργής δυσκαμψίας, K_{eff} , του διγραμμικού συστήματος (για τον υπολογισμό της οποίας απαιτούνται επαναλήψεις) αποτελεί μία αξιόπιστη προσέγγιση της ιδιοπεριόδου, αλλά η περίοδος που προέρχεται από την δεύτερη κλίση ($= T_2$) του διγραμμικού συστήματος είναι ακόμα καλύτερη προσέγγιση της ιδιοπεριόδου, ανεξαρτήτως της τιμής της αδιάστατης αντοχής, $Q/(K_2 u_y) = 1/a - 1$. Ακολούθως, εφόσον η έννοια της ιδιοπεριόδου έχει φυσικό νόημα για ένα διγραμμικό σύστημα, τότε η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος, T_{eff} , μπορεί να αντικατασταθεί με την T_2 η οποία είναι εκ των προτέρων γνωστή.

Αρχικά, η έννοια της ενεργής δυσκαμψίας K_{eff} , προτάθηκε από τους μηχανικούς της πράξης σε μία προσπάθεια να υπολογιστούν μέσω ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης οι μέγιστες δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κατασκευές με διγραμμική (ανελαστική) συμπεριφορά. Η ισοδύναμη δυσκαμψία, K_{eff} , με την αντίστοιχη ιδιοπερίοδο, T_{eff} και ισοδύναμο συντελεστή ιδιοαπόσβεσης, ξ_{eff} , συνιστούν τις περισσότερο χρησιμοποιούμενες ποσότητες στην προσπάθεια να υπολογιστούν οι μέγιστες μετεκινήσεις και αντίστοιχες δυνάμεις και ροπές σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς (AASHTO 1991, FEMA 1998, Eurocode 2009 εκτός των άλλων).

Οι κύριες προκλήσεις που αφορούν την T_{eff} είναι: (α) η εξάρτηση από την άγνωστη μέγιστη μετακίνηση – αυτό σημαίνει ότι απαιτείται επαναληπτική διαδικασία στο φάσμα σχεδιασμού για να επιτευχθεί σύγκλιση, (β) στις σεισμικά μονωμένες κατασκευές δεν είναι ακόμα γνωστό σε τι βαθμό η ισοδύναμη περίοδος, $T_{eff} = 2\pi \sqrt{m/K_{eff}}$, (οριζόντιος άξονας του φάσματος σχεδιασμού) έχει σχέση πραγματικά με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής (χρόνος που χρειάζεται για να καλυφθεί ένας κύκλος ταλάντωσης) και, (γ) υπάρχουν ορισμένες περιστάσεις στις οποίες παρατηρείται απόκλιση των

μεγίστων τιμών της ανελαστικής μετατόπισης/δύναμης από τις αντίστοιχες ισοδύναμες ελαστικές μετατοπίσεις/δυνάμεις του ισοδύναμου συστήματος.



Σχήμα 7.2. Υστερητικός βρόχος σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης.

Οι ενδιαρμοί σε σχέση με την πρόκληση (β) έχουν εκφραστεί εμμέσως σε δημοσιεύσεις και βιβλία (Naeim 2001, Naeim and Kelly 1999) όπου ενώ προτείνεται η $T_{eff} = 2\pi\sqrt{m/K_{eff}}$ ως περίοδος ταλάντωσης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής με εφεδράνα διγραμμικής συμπεριφοράς ($T_I = T_{eff}$ - εμφανίζεται στον οριζόντιο άξονα του φάσματος σχεδιασμού), για την περίπτωση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης η έννοια της $T_{eff} = 2\pi\sqrt{m/K_{eff}}$ εγκαταλείπεται και ως περίοδος του συστήματος προτείνεται εκείνη που αντιστοιχεί στη δεύτερη κλίση του διγραμμικού μοντέλου, $T_I = T_2 = 2\pi\sqrt{R/g}$ (Makris and Chang 2000, Kampas and Makris 2012, Makris et al 2010).

Σε αυτή την ενότητα εξετάζεται αρχικά η σημασία σε πρακτικό επίπεδο αλλά και η αξία της ισοδύναμης περιόδου, T_{eff} , και σε ποιο βαθμό αυτή εκφράζει τα ταλαντωτικά χαρακτηριστικά μιας μονωμένης κατασκευής. Επομένως, εξετάζονται οι αποκρίσεις διαφορετικών διγραμμικών υστερητικών συστημάτων για τρεις τύπους διεγέρσεων: ελεύθερες ταλαντώσεις, παλμικές-εξαναγκασμένες διεγέρσεις και σεισμικές-εξαναγκασμένες διεγέρσεις. Η διερεύνηση εμπεριέχει μεθόδους αναγνώρισης και ταυτοποίησης ιδιομορφικών χαρακτηριστικών στο πεδίο της συχνότητας (Fourier Analysis), στο πεδίο του χρόνου, (Prediction Error Method), και ανάλυση κατά χρόνο και συχνότητα (Wavelet Analysis).

Ελεύθερες ταλαντώσεις διγραμμικού συστήματος

Η αναζήτηση της ιδιοπεριόδου σεισμικά μονωμένων κατασκευών και κατά συνέπεια η αποτίμηση της αξίας της έννοιας της ισοδύναμης περιόδου, T_{eff} , ξεκινά από την μελέτη των ελεύθερων ταλαντώσεων μιας μάζας, m , η οποία εδράζεται σε μηχανικό σύστημα με διγραμμική συμπεριφορά. Από την προηγούμενη ενότητα κατέστη σαφές ότι η συμπεριφορά ενός διγραμμικού συστήματος μπορεί να περιγραφεί πλήρως μέσω της κανονικοποιημένης αντοχής, Q/m , της κανονικοποιημένης δεύτερης δυσκαμψίας, K_2/m και της μετακίνησης διαρροής, u_y , οπότε η περίοδος μόνωσης (ιδιοπερίοδος) T_I είναι συνάρτηση των:

$$T_I = f\left(\frac{Q}{m}, u_y, \frac{K_2}{m}\right) \quad (7.2)$$

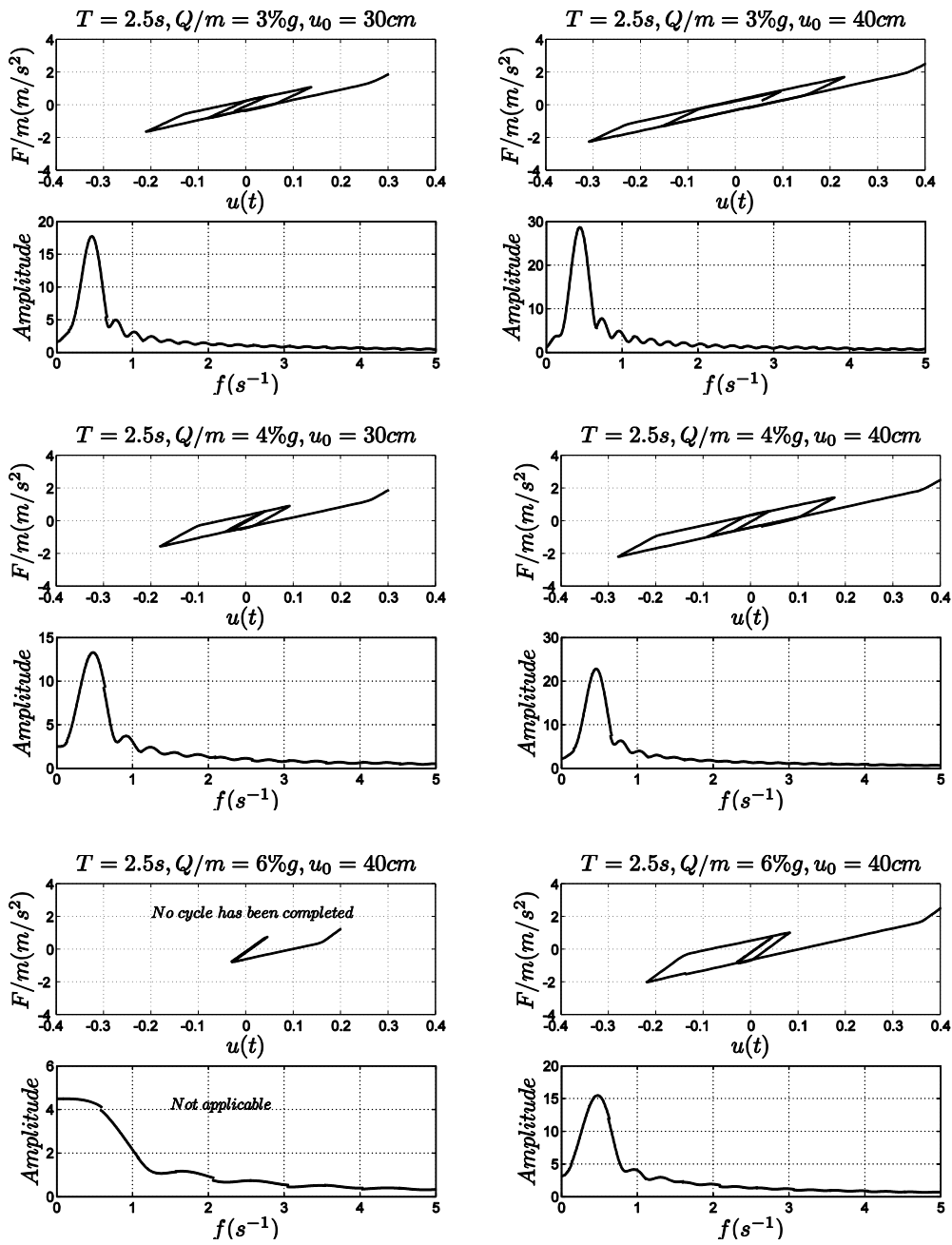
Οι τέσσερις μεταβλητές της εξίσωσης (7.2), $T_I = [T]$, $\frac{Q}{m} = [L][T]^{-2}$, $u_y = [L]$, $\frac{K_2}{m} = [T]^{-2}$ περιέχουν μόνο δύο διαστάσεις αναφοράς, το μήκος $[L]$ και το χρόνο $[T]$. Σύμφωνα με το θεώρημα Π του Buckingham, ο αριθμός των ανεξάρτητων αδιάστατων παραγόντων που περιγράφουν το πρόβλημα, είναι ο αριθμός των συνολικών φυσικών μεταβλητών (=4) μείον τον αριθμό των διαστάσεων αναφοράς (=2). Συνεπώς, ο αριθμός των αδιάστατων παραγόντων που περιγράφουν το σύστημα επαρκώς είναι $4-2=2$. Εφόσον οι επαναλαμβανόμενες μεταβλητές πρέπει να έχουν ανεξάρτητες διαστάσεις μεταξύ τους επιλέγονται η περίοδος που σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο του διγραμμικού συστήματος, $T_2 = 2\pi\sqrt{m/K_2} = [T]$ και η μετακίνηση διαρροής $u_y = [L]$. Επομένως, οι δύο αδιάστατες μεταβλητές είναι $\Pi_T = T_I/T_2 = T/(2\pi\sqrt{m/K_2})$ και $\Pi_Q = (Q/m) \times (1/u_y) \times (m/K_2) = Q/(K_2 u_y)$. Λαμβάνοντας υπόψη τις δύο αδιάστατες παραμέτρους η εξίσωση (7.2) καταλήγει στην:

$$\frac{T_I}{2\pi\sqrt{\frac{m}{K_2}}} = \varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}\right) \Rightarrow T_I = \varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}\right) T_2 \quad (7.3)$$

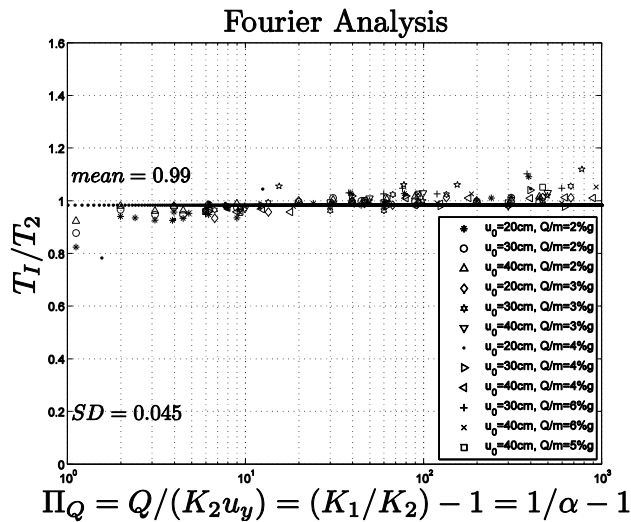
Η εξίσωση (7.3) καταδεικνύει ότι η περίοδος μόνωσης του διγραμμικού συστήματος που προκύπτει στην περίπτωση των ελεύθερων ταλαντώσεων είναι ίση με τη «δεύτερη περίοδο», $T_2 = 2\pi\sqrt{m/K_2}$, παραλλαγμένη κατά μία συνάρτηση $\varphi(Q/(K_2 u_y))$. Για να υπολογισθεί η έκφραση της συνάρτησης $\varphi(Q/(K_2 u_y))$ διενεργήθηκε σειρά αριθμητικών αναλύσεων με στόχο την απόκριση (από ελεύθερες ταλαντώσεις) του διγραμμικού συστήματος. Μία άκαμπτη μάζα, η οποία εδράζεται σε διγραμμικά εφάδρανα με δεύτερο κλάδο, K_2 απομακρύνεται από τη θέση ισορροπίας της κατά αρχική μετατόπιση (έστω $u_0 = 20\text{cm}$, 30cm , και 40cm) με μηδενική αρχική ταχύτητα και αφήνεται να εκτελέσει ελεύθερη ταλάντωση.

Ανάλυση Fourier

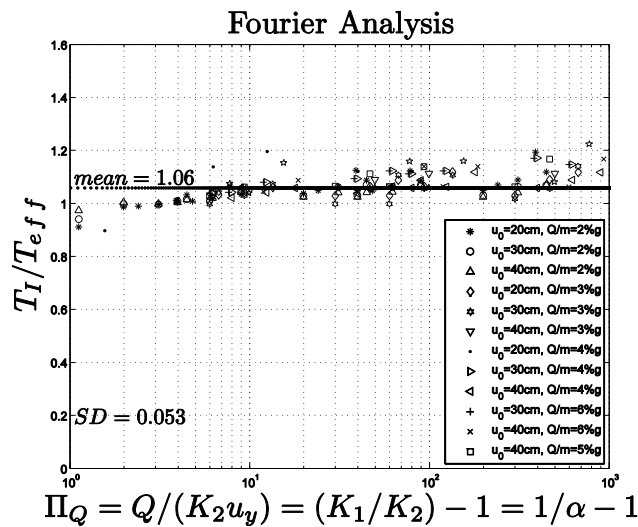
Στην παρούσα μελέτη επιλέγονται τα αποτελέσματα όταν έχει ολοκληρωθεί τουλάχιστον ένας βρόχος υστέρησης και η περίοδος μόνωσης ορίζεται ως η περίοδος στην οποία μεγιστοποιείται το φάσμα Fourier της απόκρισης. Στο Σχήμα 7.3 απεικονίζονται επιλεγμένοι βρόχοι υστέρησης και τα αντίστοιχα φάσματα Fourier των διγραμμικών συστημάτων. Το Σχήμα 7.4 (αριστερά) απεικονίζει την περίοδο μόνωσης που αναγνωρίστηκε, T_1 , αδιαστατοποιημένη με την «δεύτερη περίοδο», $T_1/(2\pi\sqrt{m/K_2})$, συναρτήσει του αδιάστατου παράγοντα, $\Pi_Q = Q/(K_2 u_y) = K_1/K_2 - 1 = 1/\alpha - 1$. Μετά από στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων, προέκυψε ως μέση τιμή $T_1/T_2 = 0.99$, καταδεικνύοντας ότι η συνάρτηση $\varphi(Q/(K_2 u_y))$ της εξίσωσης (7.3) είναι σταθερά, με τιμή, $\varphi = 0.99 \approx 1$. Το εκπληκτικό παραπάνω αποτέλεσμα από την ανάλυση είναι ότι η περίοδος μόνωσης ή ιδιοπερίοδος ενός διγραμμικού συστήματος είναι η περίοδος που σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο δυσκαμψίας του, T_2 . Επιπρόσθετα, η τυπική απόκλιση των αποτελεσμάτων από την μέση τιμή είναι πολύ μικρή, $SD = 0.045$, ενισχύοντας το παραπάνω εκπληκτικό αποτέλεσμα. Το Σχήμα 7.4 (δεξιά) παρουσιάζει την αναγνωρισθείσα περίοδο μόνωσης T_1 , από την ανάλυση Fourier αδιαστατοποιημένη με την ισοδύναμη ιδιοπερίοδο, T_{eff} . Η ισοδύναμη δυσκαμψία υπολογίστηκε ως ο λόγος μεταξύ της μέγιστης δύναμης και της αρχικής μετατόπισης $K_{eff} = F_{max} / u_0$, δηλαδή ακριβώς πριν αρχίσουν οι ταλαντώσεις, οπότε επιλέχθηκαν οι – γεωμετρικά - μεγαλύτερες T_{eff} . Από αντίστοιχη στατιστική ανάλυση όλων των δεδομένων σε αυτή την περίπτωση προκύπτει μέση τιμή, $T_1/T_{eff} = 1.06$, και επίσης πολύ μικρή τυπική απόκλιση, $SD = 0.053$, καταδεικνύοντας ότι η T_{eff} είναι μία αξιόπιστη προσέγγιση της περιόδου μόνωσης του διγραμμικού συστήματος, αλλά η «δεύτερη περίοδος» του συστήματος παραμένει καλύτερη προσέγγιση (βλ. Σχήμα 7.4(α)) και άρα μπορεί να χαρακτηρηστεί και ως ιδιοπερίοδος του συστήματος.



Σχήμα 7.3. Επιλεγμένοι βρόχοι υστέρησης από τις ελεύθερες ταλαντώσεις των διγραμμικών συστημάτων που αναλύθηκαν και τα αντίστοιχα φάσματα Fourier.



(α)



(β)

Σχήμα 7.4. Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης που αναγνωρίστηκαν μέσω της ανάλυσης Fourier όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε ελεύθερες ταλαντώσεις.

Ανάλυση με αριθμητικά κυματίδια (Wavelets)

Το αποτέλεσμα της προηγούμενης παραγράφου, ότι δηλαδή η περίοδος ταλάντωσης μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής όταν υπόκειται σε ελεύθερες ταλαντώσεις είναι η περίοδος που σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο του διγραμμικού συστήματος, ενισχύεται και με την ανάλυση με τα αριθμητικά κυματίδια.

Στις αποκρίσεις των διγραμμικών συστημάτων εφαρμόστηκε ο μετασχηματισμός wavelet και μέσω της μεθοδολογίας που επεξηγήθηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5 επιλέχθηκε η περίοδος ταλάντωσης των διγραμμικών συστημάτων. Το αριθμητικό κυματίδιο που επιλέχθηκε ήταν το Ricker wavelet ή αλλιώς το Mexican Hat.

Κάθε ομάδα απεικονίσεων στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζει το καλύτερο Ricker wavelet που εφάπτεται πάνω σε επιλεγμένες αποκρίσεις των διγραμμικών συστημάτων (κέντρο), ενώ το αντίστοιχο κλιμακόγραμμα (scalogram) (κάτω) δείχνει με ισούψείς καμπύλες την διακύμανση της τιμής του μετασχηματισμού, $C(s, \xi)$:

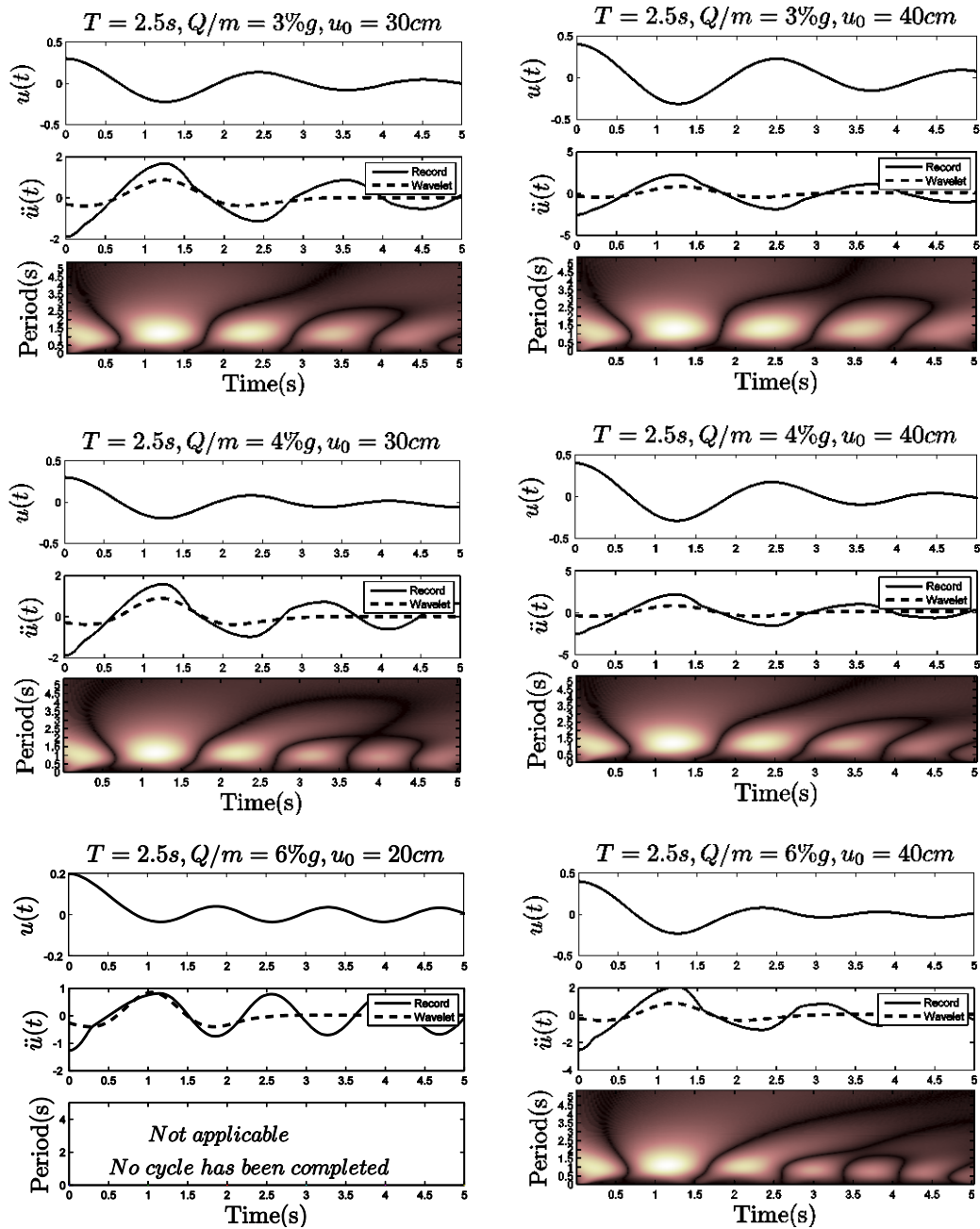
$$C(s, \xi) = w(s) \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}_g(t) \psi\left(\frac{t - \xi}{s}\right) dt$$

Το μέγιστο του $C(s, \xi)$ ορίζεται με την πιο φωτεινή ένδειξη στο κλιμακόγραμμα και από το οποίο λαμβάνουμε την περίοδο στην οποία αντιστοιχεί η μεγαλύτερη ενέργεια μέσα στο σήμα της απόκρισης.

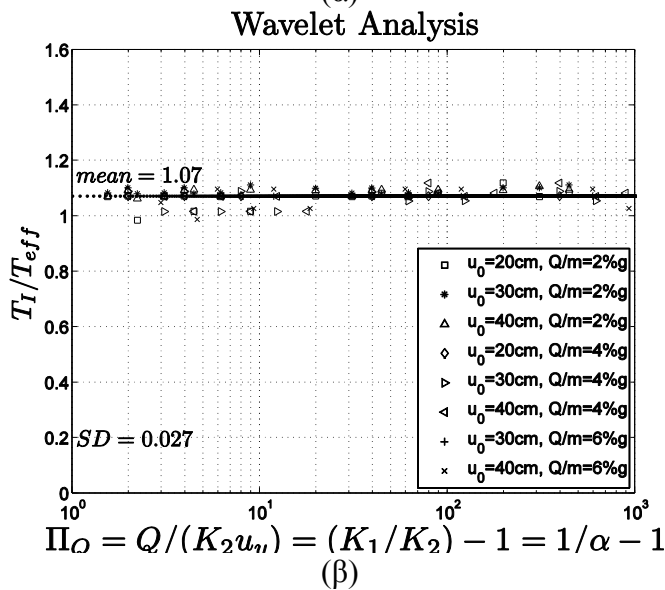
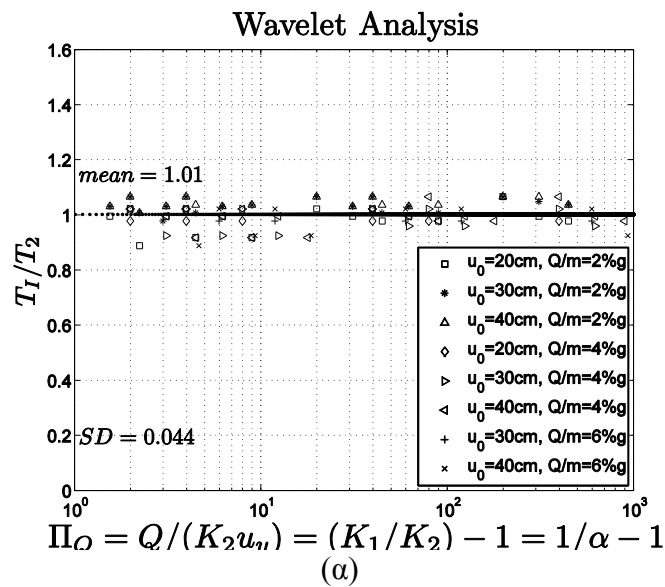
Επομένως, αντιστοίχως με το Σχήμα 7.4 (α), το Σχήμα 7.6 (α) απεικονίζει την αναγνωρισθείσα, με τη ανάλυση των αριθμητικών κυματιδίων, περίοδο μόνωσης T_1 αδιαστοτοποιημένη με την «δεύτερη περίοδο» $T_1 / (2\pi\sqrt{m/K_2})$, συναρτήσει του αδιάστατου παράγοντα $\Pi_Q = Q / (K_2 u_y) = K_1 / K_2 - 1 = 1/\alpha - 1$.

Στο Σχήμα 7.6 η αναγνωρισθείσα περίοδος ταλάντωσης του συστήματος προέκυψε μέσω της εφαρμογής του συμμετρικού Ricker wavelet. Στατιστική ανάλυση όλων των αποτελεσμάτων καταλήγει σε μέση τιμή $T_1 / T_2 = 1.01$ και πολύ μικρή τυπική απόκλιση από την μέση τιμή $SD = 0.044$ η οποία επιβεβαιώνει τον ισχυρισμό ότι η συνάρτηση φ της εξίσωσης (7.3) είναι σταθερά και ίση με $\varphi = 1$. Από την άλλη, η στατιστική ανάλυση όλων των αποτελεσμάτων του Σχήματος 7.6 (δεξιά) καταλήγει σε μέση τιμή $T_1 / T_{eff} = 1.06$ και πολύ μικρή τυπική απόκλιση $SD = 0.027$, καταδεικνύοντας για άλλη μια φορά ότι η ισοδύναμη περίοδος, T_{eff} , η οποία προκύπτει από τον λόγο $K_{eff} = F_{max} / u_0$ είναι καλή προσέγγιση της περιόδου ταλάντωσης του διγραμμικού συστήματος, αλλά η T_2 παραμένει ακόμα καλύτερη προσέγγιση και δικαίως μπορεί να θεωρηθεί η περίοδος ταλάντωσης του εκάστοτε διγραμμικού φορέα όταν υπόκειται σε ελεύθερες ταλαντώσεις.

Συμπερασματικά από τα παραπάνω, τα αποτελέσματα των Σχημάτων 7.4 και 7.6 προτείνουν ότι από τη στιγμή που το σύστημα ολοκληρώνει ένα βρόχο υστέρησης όταν υπόκειται σε ελεύθερες ταλαντώσεις, η περίοδος η οποία κυριαρχεί (περίοδος μόνωσης) στην απόκριση είναι η T_2 ανεξαρτήτως της τιμής της αδιάστατης αντοχής του εκάστοτε συστήματος, $\Pi_Q = \frac{Q}{K_2 u_y} = \frac{1}{\alpha} - 1$.



Σχήμα 7.5. Σύγκριση των αποκρίσεων των διγραμμικών συστημάτων από τις ελεύθερες ταλαντώσεις με το συμμετρικό Ricker wavelet (πάνω, κέντρο) και τα αντίστοιχα κλιμακογράμματα (κάτω).



Σχήμα 7.6. Τιμές των αναγνωρισθέντων αδιάστατων περιόδων μόνωσης μέσω της ανάλυσης των αριθμητικών κυματιδίων όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε ελεύθερες ταλαντώσεις.

Περίοδος μόνωσης διγραμμικού συστήματος που υπόκειται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις

Παλμικές διεγέρσεις

Η αναζήτηση της ιδιοπεριόδου του διγραμμικού συστήματος και της αποτίμησης της έννοιας της ισοδύναμης περιόδου, T_{eff} , συνεχίζεται με τη μελέτη των εξαναγκασμένων ταλαντώσεων του υστερητικού, σεισμικά μονωμένου συστήματος. Αρχικά επιλέγεται παλμική διέγερση, καθότι είναι μία συνεκτική διέγερση με περιορισμένο συχνοτικό φάσμα. Ο τύπος του παλμού που επιλέγεται είναι το συμμετρικό Ricker κυματίδιο (Ricker 1943,1944) ως επιτάχυνση εδάφους:

$$\ddot{u}_g(t) = a_p \left[1 - 2\pi^2 \frac{(t - T_p)^2}{T_p^2} \right] e^{-\pi^2 \left(\frac{t - T_p}{T_p} \right)^2} \quad (7.4)$$

το οποίο είναι μία δημοφιλής κυματική συνάρτηση που προσεγγίζει τους συνεκτικούς παλμούς οι οποίοι εμφανίζονται σε εδαφικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου (Garini et al. 2010, Vassiliou and Makris 2011). Το δεξί μέλος της εξίσωσης (7.4) είναι μερικώς το αυθεντικό Ricker wavelet που έχει μεγεθυνθεί με ένα πλάτος επιτάχυνσης a_p , έχει διασταλεί κατά $s = \frac{\sqrt{2}}{2\pi} T_p$ και μετατεθεί κατά T_p . Οι εξαναγκασμένες ταλαντώσεις ενός διγραμμικού συστήματος μπορούν να περιγραφούν πλήρως από τις τρεις προαναφερθείσες παραμέτρους που περιγράφουν την διγραμμική συμπεριφορά –δηλαδή την κανονικοποιημένη αντοχή, $\frac{Q}{m}$, την κανονικοποιημένη «δεύτερη περίοδο», $T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_2}}$, και την μετακίνηση διαρροής, u_y , μαζί με άλλες δύο παραμέτρους που περιγράφουν την διέγερση –δηλαδή το πλάτος επιτάχυνσης του παλμού, a_p , όπως και η περίοδος, T_p . Επομένως, η περίοδος η οποία κυριαρχεί στις εξαναγκασμένες ταλαντώσεις του διγραμμικού συστήματος – δηλαδή η περίοδος μόνωσης, T_I , είναι συνάρτηση των:

$$T_I = f\left(\frac{Q}{m}, u_y, T_2, a_p, T_p\right) \quad (7.5)$$

Οι έξι μεταβλητές που παρουσιάζονται στην εξίσωση (7.5) $T_I = [T]$, $Q/m = [L][T]^{-2}$, $u_y = [L]$, $T_2 = 2\pi \sqrt{m/K_2} = [T]$, $a_p = [L][T]^{-2}$ και $T_p = [T]$ εμπεριέχουν μόνο δύο διαστάσεις αναφοράς, αυτή του μήκους, $[L]$, και του χρόνου, $[T]$, και άρα ο αριθμός των αδιάστατων παραγόντων που περιγράφουν συνολικά το πρόβλημα είναι $6-2=4$. Όπως και στις προηγούμενες ενότητες οι επαναλαμβανόμενες μεταβλητές είναι η «δεύτερη περίοδος», $T_2 = 2\pi \sqrt{m/K_2} \doteq [T]$, και η μετατόπιση διαρροής, $u_y = [L]$. Σύμφωνα με τα παραπάνω, ο εξαρτώμενος αδιάστατος παράγοντας είναι:

$$\Pi_I = \frac{T_I}{T_2} \quad (7.6)$$

ο οποίος είναι συνάρτηση μόνο των ανεξάρτητων αδιάστατων παραγόντων:

$$\Pi_Q = \frac{Q}{K_2 u_y} \quad (7.7)$$

$$\Pi_T = \frac{T_p}{T_2} \quad (7.8)$$

$$\Pi_a = \frac{a_p T_2^2}{u_y} \quad (7.9)$$

Οι δύο πρώτοι αδιάστατοι παράγοντες Π_Q και Π_T έχουν σαφές νόημα ως φυσικές οντότητες, σε αντίθεση με τον Π_a . Παρόλα αυτά η ποσότητα, $\Pi_a / \Pi_Q = 4\pi^2 m a_p / Q$ η οποία είναι ο λόγος μεταξύ των αδρανειακών δυνάμεων ως προς την αντοχή του συστήματος, έχει ξεκάθαρη φυσική οντότητα. Συνεπώς, ο αδιάστατος παράγοντας της εξίσωσης (7.9) αντικαθίσταται από τον:

$$\Pi_{aq} = \frac{1}{4\pi^2} \frac{\Pi_a}{\Pi_Q} = \frac{m a_p}{Q} \quad (7.10)$$

Και άρα η εξίσωση (7.5) καταλήγει:

$$\frac{T_1}{T_2} = \varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}, \frac{T_p}{T_2}, \frac{m a_p}{Q}\right) \Rightarrow T_1 = \varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}, \frac{T_p}{T_2}, \frac{m a_p}{Q}\right) T_2 \quad (7.11)$$

Όπως και στην περίπτωση των ελεύθερων ταλαντώσεων η εξίσωση (7.11) καταδεικνύει ότι η περίοδος η οποία κυριαρχεί και στις εξαναγκασμένες ταλαντώσεις – δηλαδή η περίοδος μόνωσης είναι ίση με την «δεύτερη περίοδο» του συστήματος αλλαγμένη με μία συνάρτηση $\varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}, \frac{T_p}{T_2}, \frac{m a_p}{Q}\right)$.

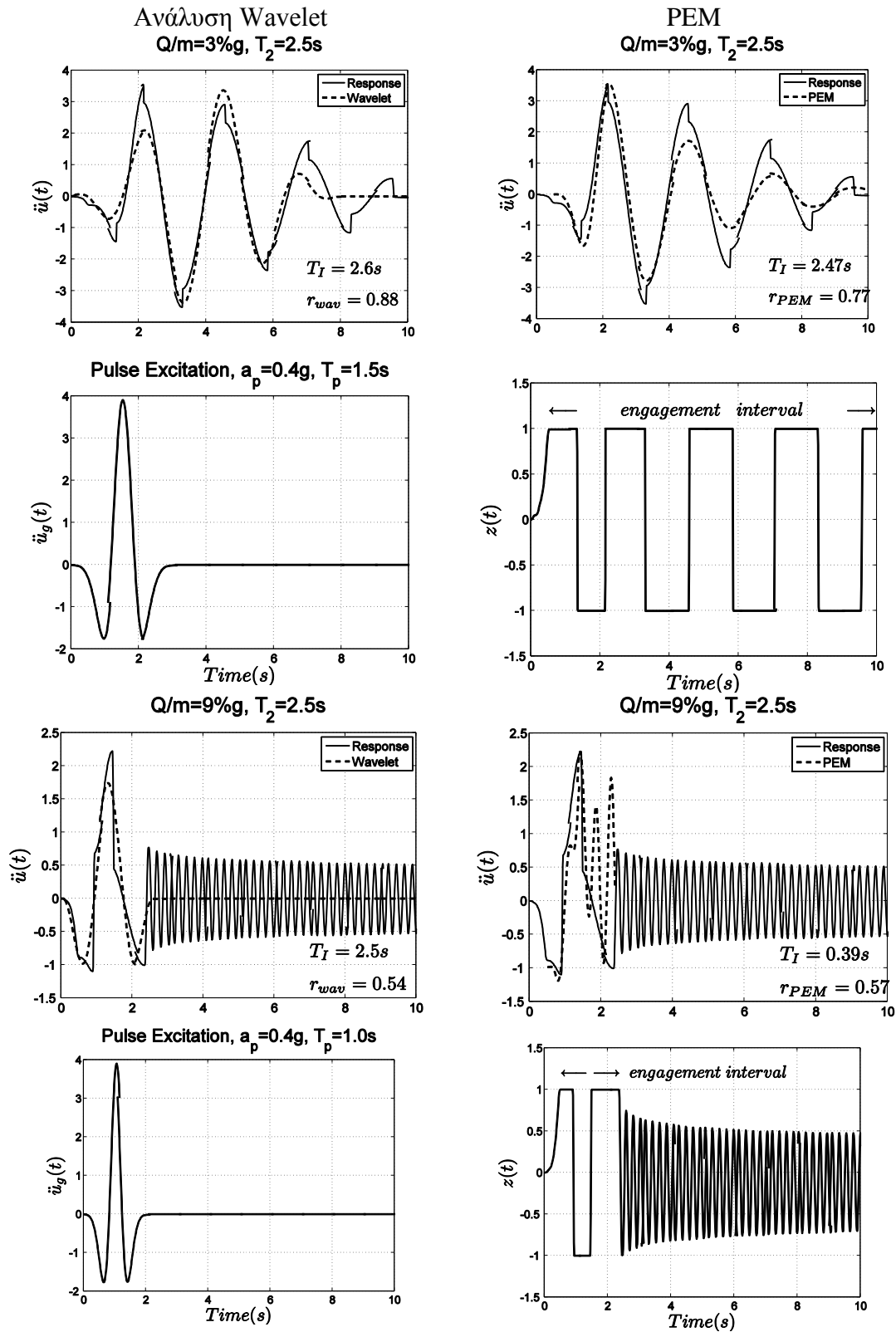
Η δυναμική απόκριση της μάζας, m , η οποία εδράζεται στα εφάδρανα με διαγραμμική συμπεριφορά όπως απεικονίζεται από το Σχήμα 7.2 περιγράφεται από την εξίσωση:

$$\ddot{u} + \omega_2^2 u(t) + \frac{Q}{m} z(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (7.12)$$

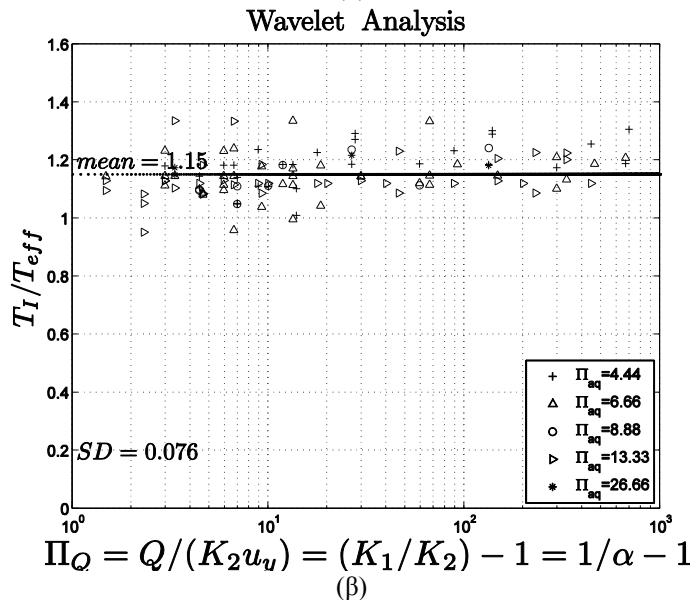
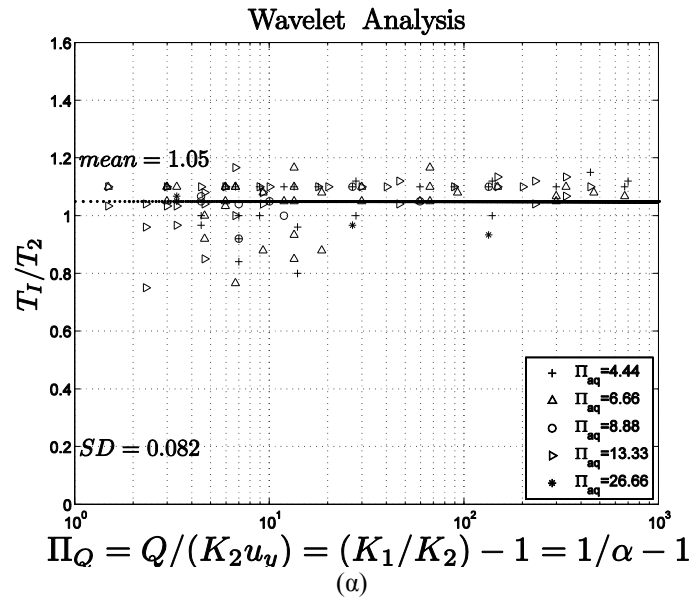
όπου $u(t)$ = σχετική με το έδαφος χρονοϊστορία μετακίνησης της μάζας, $\ddot{u}_g(t)$ = επιτάχυνση εδάφους, Q/m = κανονικοποιημένη αντοχή, και $\omega_2 = 2\pi/T_2$ και $z(t)$ = εσωτερική, υστερητική αδιάστατη ποσότητα με $|z(t)| \leq 1$ και η οποία διέπεται από την εξίσωση:

$$u_y \dot{z}(t) + \gamma |\dot{u}(t)| |z(t)| |z(t)|^{n-1} + \beta \dot{u}(t) |z(t)|^n - \dot{u}(t) = 0 \quad (7.13)$$

Το μοντέλο που περιγράφεται από τις εξισώσεις (7.12) και (7.13) είναι το δημοφιλές προσομοίωμα Bouc-Wen (Wen 1975, 1976) στο οποίο οι β , γ και n είναι αδιάστατες παράμετροι του μοντέλου οι οποίες ελέγχουν το σχήμα του βρόχου υστέρησης. Το Σχήμα 7.7 απεικονίζει με συνεχή καμπύλη τις αποκρίσεις (με μορφή επιτάχυνσης) πάνω από τους μονωτήρες για δύο διαφορετικά συστήματα σεισμικής μόνωσης τα οποία υπόκεινται στον παλμό Ricker που απεικονίζεται πιο κάτω.



Σχήμα 7.7. Συσχέτιση των επιταχύνσεων της μάζας πάνω από τα εφέδρανα με ανάλυση αριθμητικών κυματιδίων (αριστερά) και με την Prediction Error Method (PEM, δεξιά) η οποία εφαρμόζεται μόνο στο χρονικό διάστημα της απόκρισης όπου το σύστημα μόνωσης είναι ενεργοποιημένο, ($|z(t)| = 1$).



Σχήμα 7.8. Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης μέσω της ανάλυσης των αριθμητικών κυματιδίων όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις.

Ανάλυση Αριθμητικών Κυματιδίων (Wavelets)

Η αναγνώριση της περιόδου μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων τα οποία υπόκεινται σε παλμική διέγερση επιτεύχθηκε αρχικά με την ανάλυση και το μετασχηματισμό των αριθμητικών κυματιδίων, όπως και στην προηγούμενη ενότητα. Το Σχήμα 7.7 (αριστερά) απεικονίζει με διακεκομμένη καμπύλη, το κυματίδιο (Vassiliou and Makris 2011) που ταιριάζει βέλτιστα στο σήμα της επιτάχυνσης της μάζας. Επιλέχθηκε μεγάλος αριθμός διγραμμικών συστημάτων όπως και παλμών Ricker για διεγέρσεις για να καλυφθεί μεγάλο εύρος των αδιάστατων παραγόντων των εξ. (7.6), (7.7) και (7.10). Το Σχήμα 7.8 (α) παρουσιάζει την αναγνωρισθείσα, με την μέθοδο των αριθμητικών κυματιδίων (WTM), περίοδο μόνωσης T_1 , αδιαστατοποιημένη από την περίοδο που σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο του διγραμμικού συστήματος, $T_2 = 2\pi\sqrt{m/K_2}$ ως συνάρτηση του αδιάστατου παράγοντα,

$\Pi_Q = Q/(K_2 u_y) = K_1/K_2 - 1 = 1/\alpha - 1$. Ως κυματίδιο για τον γενικευμένο μετασχηματισμό αριθμητικών κυματιδίων επιλέχθηκε στις εξαναγκασμένες ταλαντώσεις το κυματίδιο του Mavroeidis and Parageorgiou (M&P) (Vassiliou and Makris 2011), το οποίο έχει περιγραφεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5. Στατιστική ανάλυση όλων των αποτελεσμάτων καταλήγει σε μέσο όρο $T_1/T_2 = 1.05$, καταδεικνύοντας ότι η συνάρτηση της εξίσωσης (7.11) είναι σταθερά με τιμή $\varphi = 1.05$. Η τυπική απόκλιση είναι $SD = 0.082$ η οποία είναι δύο φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των αποτελεσμάτων των ελεύθερων ταλαντώσεων (βλ. Σχ. 7.4 και 7.6). Το Σχήμα 7.8 (δεξιά) απεικονίζει την αναγνωρισθείσα περίοδο μόνωσης, T_1 , αλλά αυτή την φορά αδιαστατοποιημένη με την ισοδύναμη περίοδο, T_{eff} . Σε αυτή την περίπτωση η ισοδύναμη δυσκαμψία, $K_{eff} = F_{max} / u_{max}$ υπολογίζεται από τον λόγο της δύναμης που αντιστοιχεί στην μέγιστη ανελαστική μετατόπιση, F_{max} προς την μέγιστη ανελαστική μετατόπιση, u_{max} . Από αντίστοιχη στατιστική ανάλυση προκύπτει μέση τιμή, $T_1/T_{eff} = 1.15$ και τυπική απόκλιση, $SD = 0.076$. Επομένως, από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι η ισοδύναμη περίοδος, T_{eff} είναι αρκετά αξιόπιστη προσέγγιση της περιόδου μόνωσης του διγραμμικού συστήματος, αλλά η «δεύτερη περίοδος», T_2 , για μία ακόμη φορά είναι ακόμα καλύτερη προσέγγιση.

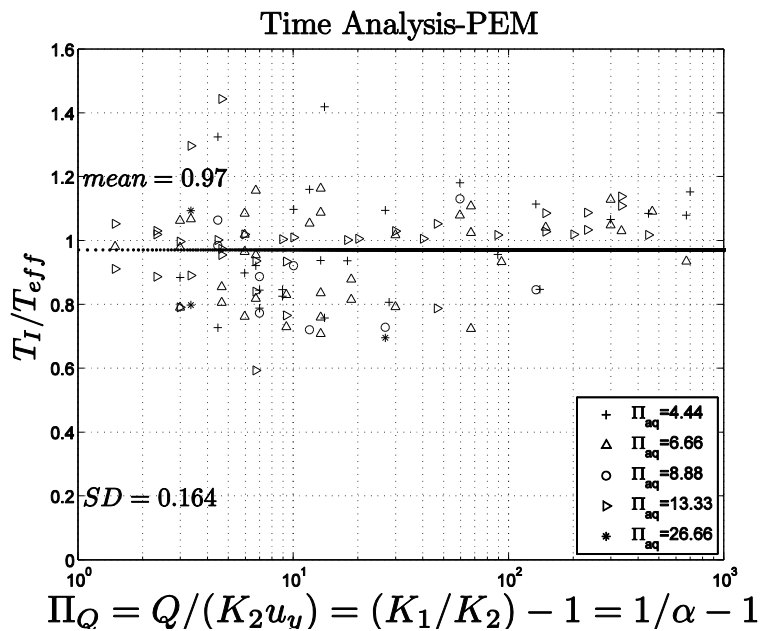
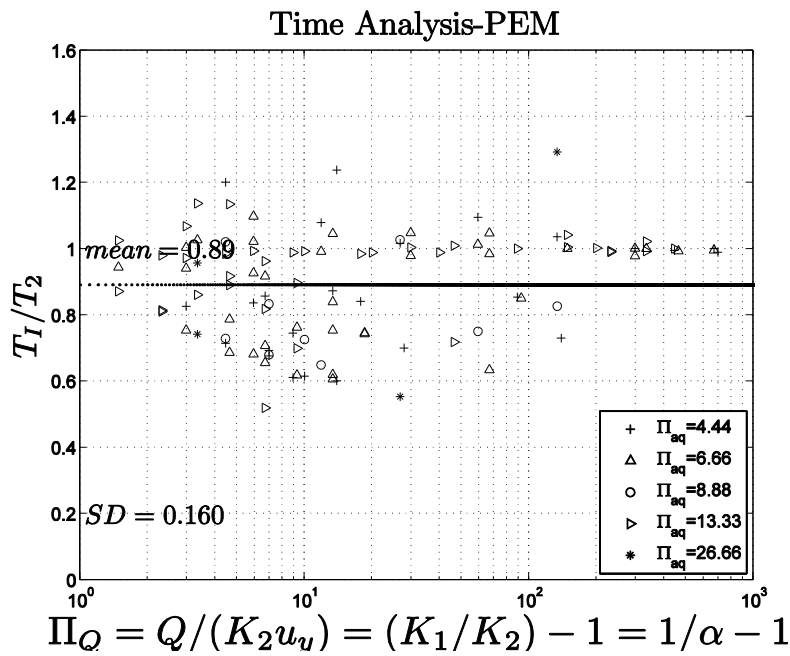
Ανάλυση στο Πεδίο του Χρόνου (PEM)

Σε αυτή την ενότητα, η έρευνα επεκτείνεται με εφαρμογή της Prediction Error Method (reference) για την αναγνώριση της περιόδου μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων αντίστοιχα, όπως με την περίπτωση της ανάλυσης των αριθμητικών κυματιδίων στην προηγούμενη ενότητα.

Η PEM προσπαθεί να βρει το ισοδύναμο γραμμικό σύστημα του οποίου η απόκριση θα «ταιριάζει» με βέλτιστο τρόπο στην πραγματική απόκριση. Το Σχήμα 7.7 (δεξιά) παρουσιάζει με διακεκομμένη καμπύλη την απόκριση του ισοδύναμου συστήματος που προέκυψε από την PEM, ενώ με συνεχή καμπύλη την πραγματική απόκριση, όταν το σύστημα διεγείρεται από τον παλμό Ricker. Η διαδικασία αναγνώρισης της περιόδου μόνωσης εφαρμόστηκε μόνο στο χρονικό διάστημα του σήματος της απόκρισης στο οποίο το σύστημα μόνωσης είναι ενεργοποιημένο.

Η ενεργοποίηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης, δηλαδή η είσοδος του διγραμμικού συστήματος (εφεδράνων) στον ανελαστικό, δεύτερο κλάδο του, μπορεί να ανιχνευτεί μέσω της εσωτερικής, αδιάστατης μεταβλητής του μοντέλου Bouc-Wen (Wen 1975, 1976), $z(t)$ η οποία περιγράφεται από την εξίσωση (7.13) και υποθέτει τις τιμές $(+1, -1)$ όταν η μετατόπιση του εφεδράνου $u(t) > u_y$, αλλιώς οι τιμές της μεταβλητής κυμαίνονται στο ανοιχτό διάστημα $(-1 +1)$. Οι χρονοϊστορίες του $z(t)$ απεικονίζονται επίσης στο Σχήμα 7.7 (δεξιά). Το Σχήμα 7.9(α) απεικονίζει την περίοδο μόνωσης, T_1 , που προέκυψε από την PEM αδιαστατοποιημένη με την «δεύτερη περίοδο», T_2 . Ενώ υπάρχουν αρκετά δεδομένα πάνω στην οριζόντια ευθεία $T_1/T_2 = 1$ (ιδιαίτερος για μεγάλες τιμές του Π_Q), τα δεδομένα δείχνουν πολύ μεγαλύτερη διασπορά σε σχέση με την περίπτωση της ανάλυσης των αριθμητικών κυματιδίων (βλ. Σχ.7.8) και έτσι μετά από στατιστική ανάλυση η μέση τιμή που προκύπτει είναι $T_1/T_2 = 0.89$ και η τυπική απόκλιση, $SD = 0.160$. Το Σχήμα 7.9 (β) απεικονίζει τις αδιάστατες περιόδους μόνωσης, T_1/T_{eff} . Το T_{eff} υπολογίστηκε όπως στην περίπτωση της WTM. Η

αντίστοιχη στατιστική ανάλυση όλων των αποτελεσμάτων καταλήγει σε μέση τιμή $T_I/T_{eff} = 0.97$ και τυπική απόκλιση, $SD = 0.164$.



Σχήμα 7.9. Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης μέσω της Prediction Error Method (PEM) όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις.

Πίνακας 7.1. Ισχυρές, ιστορικές, σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν για τις μη γραμμικές αναλύσεις.

Σεισμός	Καταγραφή	M_w	PGA(g)
1979 Coyote Lake, CA	Gilroy Array #6 230	5.7	0.43
1979 Imperial Valley, CA	El Centro Array #5 140	6.5	0.52
1986 El Salvador	Geot. Inv. Center 180	5.5	0.48
1992 Erzincan, Turkey	95 Erzincan	6.9	0.52
1992 Cape Mendocino, CA	Cape Mendocino/000	7.2	1.49
1995 Aigion, Greece	OTE Building	6.2	0.54

Σεισμικές Διεγέρσεις

Η μελέτη συνεχίζεται με τις εξαναγκασμένες ταλαντώσεις των διβαθμίων συστημάτων όταν υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις. Για τις αναλύσεις επιλέχθηκαν οι έξι σεισμικές καταγραφές του Πίνακα 7.1, οι οποίες καλύπτουν ένα μεγάλο εύρος φασματικών επιταχύνσεων.

Όταν το διγραμμικό σύστημα υπόκειται σε σεισμικές διεγέρσεις, η περίοδος μόνωσης του συστήματος, T_l , είναι συνάρτηση των

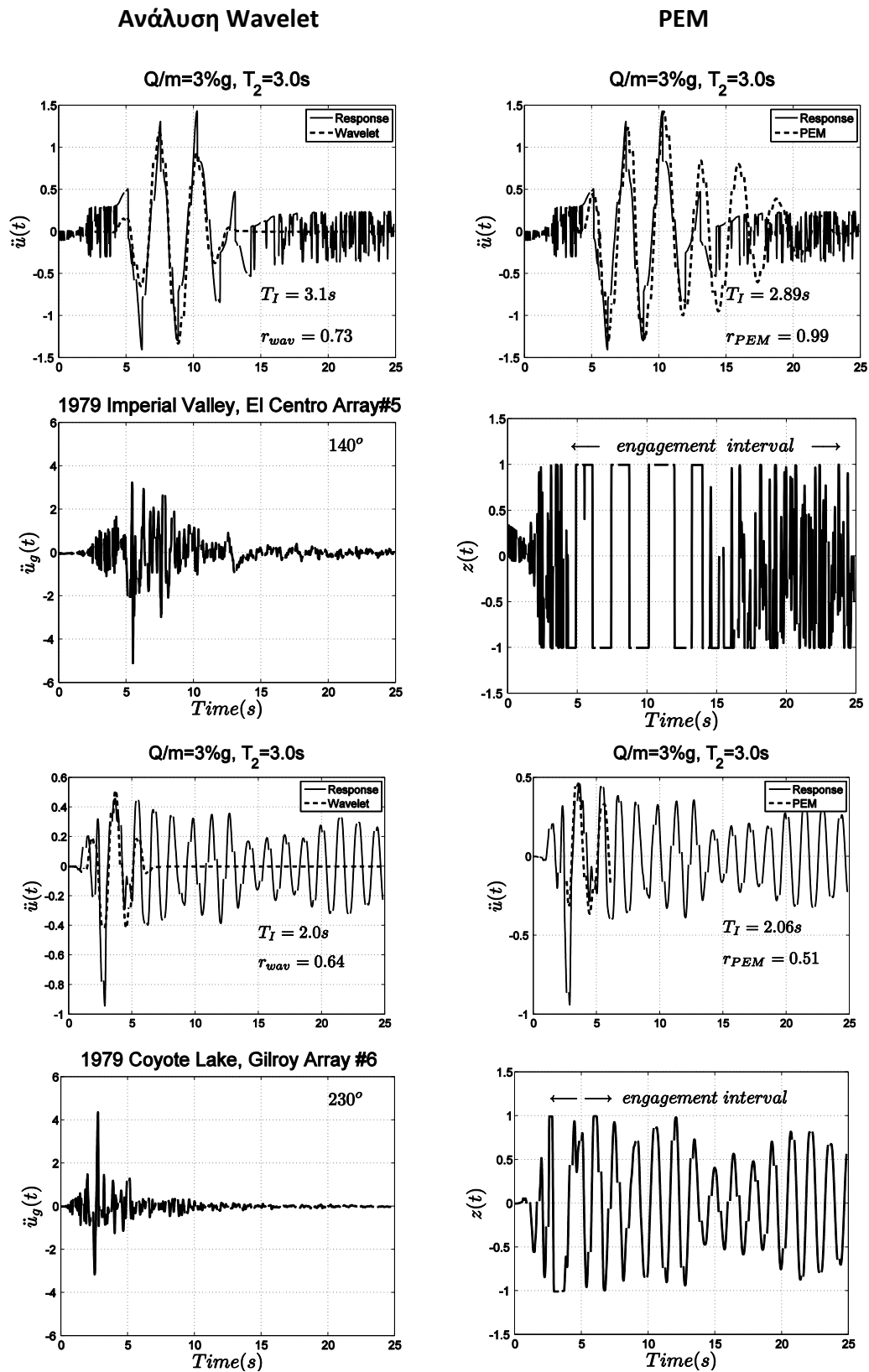
$$T_l = f\left(\frac{Q}{m}, u_y, T_2, \text{αδιάστατοι παράγοντες διεγερσης}\right) \quad (7.14)$$

Σε πλήρη αναλογία με την περίπτωση της διαστατικής ανάλυσης για παλμικές διεγέρσεις (βλ. εξ. (7.4)), η εξίσωση (7.14) μπορεί να περιγραφεί σε αδιάστατους όρους

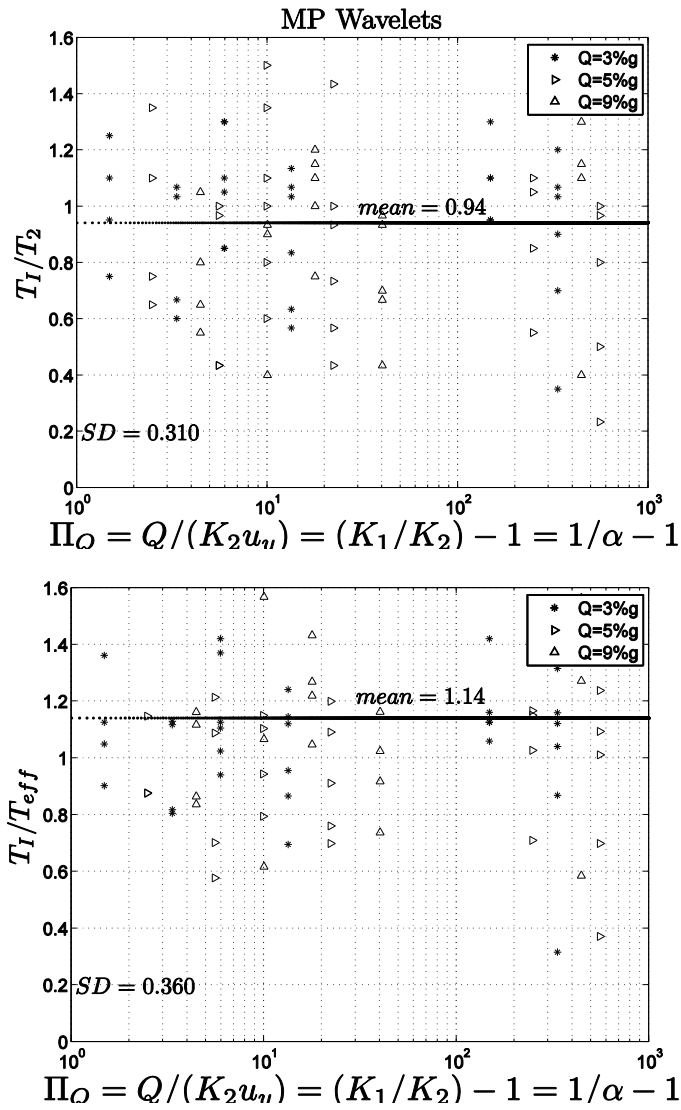
$$\frac{T_l}{T_2} = j\left(\frac{Q}{K_2 u_y}, \text{αδιάστατοι παράγοντες διεγερσης}\right) \quad (7.15)$$

Κατ' αναλογία με την περίπτωση παλμικών διεγέρσεων η εξίσωση (7.15) υπαγορεύει ότι η περίοδος μόνωσης θα είναι η «δεύτερη περίοδος», $T_2 = 2\pi\sqrt{m/K_2}$, παραλλαγμένη κατά μία συνάρτηση

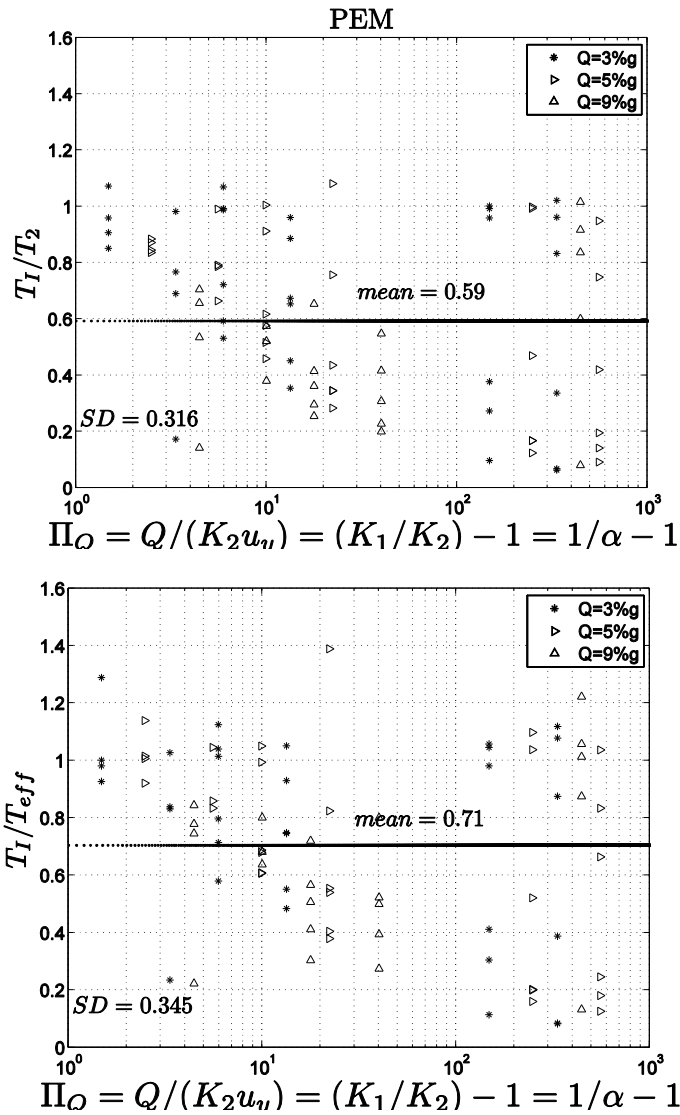
$$\varphi\left(\frac{Q}{K_2 u_y}, \text{αδιάστατοι παράγοντες διεγερσης}\right).$$



Σχήμα 7.10. Συσχέτιση των επιταχύνσεων της μάζας πάνω από τα εφένδρα με ανάλυση αριθμητικών κυματιδίων (αριστερά) και με την Prediction Error Method (PEM, δεξιά) η οποία εφαρμόζεται μόνο στο χρονικό διάστημα της απόκρισης όπου το σύστημα μόνωσης είναι ενεργοποιημένο, ($|z(t)| = 1$).



Σχήμα 7.11. Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης μέσω της ανάλυσης αριθμητικών κυματιδίων, όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις.



Σχήμα 7.12. Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης μέσω της Prediction Error Method (PEM) όταν τα διγραμμικά συστήματα υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις.

Η αναγνώριση της περιόδου μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων που υπόκεινται σε σειμική διέγερση αρχικά διενεργείται με τη βοήθεια της μεθόδου των αριθμητικών κυματιδίων (WTM). Το Σχήμα 7.10 (αριστερά) απεικονίζει με διακεκομμένη καμπύλη το αριθμητικό κυματίδιο Μανροειδής and Παπαγεωργίου (M&P) (Vassiliou and Makris 2011) που ταιριάζει βέλτιστα με την απόκριση διγραμμικού συστήματος με κανονικοποιημένη αντοχή $Q/m = 0.03g$ και «δεύτερη περίοδο», $T_2 = 3s$, όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro Array#5 του σεισμού του Imperial Valley 1979. Εξετάσθηκε ένας μεγάλος αριθμός διγραμμικών συστημάτων καλύπτοντας ένα ευρύ φάσμα του αδιάστατου παράγοντα $\Pi_O = Q/K_2 u_y = 1/\alpha - 1$ με τιμές αδιάστατης αντοχής, $Q/(mg) = 3\%, 5\%, 7\%$ και 9% . Το Σχήμα 7.11 (αριστερά) παρουσιάζει την περίοδο μόνωσης T_1 , κανονικοποιημένη με την «δεύτερη περίοδο» $T_2 = 2\pi\sqrt{m/K_2}$ συναρτήσει του αδιάστατου όρου $\Pi_O = 1/\alpha - 1$ στην περίπτωση που η αναγνώριση έχει γίνει με τη βοήθεια των αριθμητικών κυματιδίων και συγκεκριμένα με το κυματίδιο M&P (Vassiliou and Makris 2011). Το Σχήμα 7.11 (αριστερά) φανερώνει ένα μέσο όρο

$T_1/T_2 = 0.94$ κοντά στην μονάδα, όμως παρόλα αυτά διασπορά των αποτελεσμάτων είναι πολύ μεγάλη με τυπική απόκλιση από τον μέσο όρο, $SD = 0.310$. Αντίστοιχα, το Σχήμα 7.11 (δεξιά) απεικονίζει την αδιάστατη περίοδο μόνωσης, T_1/T_{eff} , με μέση τιμή $T_1/T_{eff} = 1.14$ και τυπική απόκλιση, $SD = 0.360$. Στο Σχήμα 5.13 παρουσιάζεται κατ'αναλογία η αναγνωρισθείσα με την PEM περίοδος μόνωσης, T_1 , είτε με την T_2 (αριστερά), είτε με την T_{eff} (δεξιά).

Επομένως, υπάρχουν αρκετές περιπτώσεις (κυρίως ρεαλιστικές) στις οποίες μέθοδοι ανάλυσης γραμμικών συστημάτων (οι μέθοδοι των αριθμητικών κυματιδίων, WTM, ή η PEM), δεν επαρκούν για να οδηγήσουν με αξιοπιστία στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Δείκτες Αξιοπιστίας

Τα μέχρι στιγμής αποτελέσματα της έρευνας αυτού του κεφαλαίου, δηλαδή οι αναλύσεις των:

- ελεύθερων ταλαντώσεων,
- εξαναγκασμένων με παλμικές διεγέρσεις,
- εξαναγκασμένων με σεισμικές διεγέρσεις,

αποκάλυψαν ότι όσο το συχνοτικό φάσμα αυξάνεται και το πλάτος της διέγερσης αυξομειώνεται με τυχαίο τρόπο, οι τυπικές αποκλίσεις των αναγνωρισθεισών περιόδων μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων αυξάνονται ανεξαρτήτως αν η περίοδος μόνωσης, T_1 , προσεγγίζεται με την ισοδύναμη περίοδο, $T_{eff} = T_2 \sqrt{1/(1+Q/(K_2 u_{max}))}$ ή με την περίοδο που σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο του συστήματος, T_2 — και η οποία δίνει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Η μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων από τις μέσες τιμές T_1/T_2 ή T_1/T_{eff} στα Σχήματα 7.8, 7.9, 7.11 και 7.13 οφείλεται στο ότι οι μη-γραμμικότητες των εκάστοτε διγραμμικών συστημάτων κυριαρχούν στα σήματα των αποκρίσεών τους. Οπότε η συσχέτιση της έννοιας της περιόδου μόνωσης σε τέτοια συστήματα για τις συγκεκριμένες διεγέρσεις είναι ατυχής. Για παράδειγμα, το Σχήμα 7.10 (κάτω-αριστερά) απεικονίζει με διακεκομμένη καμπύλη το κυματίδιο M&P που ταιριάζει βέλτιστα στην απόκριση ενός διγραμμικού συστήματος με αντοχή $Q/mg = 0.03$ και $T_2 = 3s$ όταν υπόκειται στην καταγραφή Gilroy Array #5 του σεισμού του Coyote Lake το 1979, ενώ στο Σχήμα 7.10 (δεξιά) απεικονίζει με διακεκομμένη καμπύλη την απόκριση του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος που αναγνωρίστηκε από την PEM στο χρονικό διάστημα ενεργοποίησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Από την ανάλυση των αριθμητικών κυματιδίων προκύπτει $T_1 = 2.0s$ ($T_1/T_2 = 0.66$ and $T_1/T_{eff} = 0.81$) ενώ μέσω της PEM $T_1 = 2.06s$ ($T_1/T_2 = 0.69$ and $T_1/T_{eff} = 0.83$). Οι παραπάνω τιμές των T_1/T_2 και T_1/T_{eff} σε συνδυασμό με οπτική παρατήρηση της διασποράς των αποτελεσμάτων στα Σχήματα 7.11 και 7.12 συνιστούν ότι σε ορισμένες περιπτώσεις πρέπει να εγκαταλειφθεί η έννοια της περιόδου μόνωσης. Συμπερασματικά, η περίοδος μόνωσης όπως εκφράζεται από τους περισσότερους κανονισμούς (AASHTO (1991), NZMWD (1983), FEMA (1998), Eurocode (2009) μεταξύ άλλων) μπορεί να αναγνωριστεί μόνο για συγκεκριμένους συνδυασμούς διγραμμικών συστημάτων με εδαφικών διεγέρσεων. Συνεπώς, υπάρχει μία κλάση χρονοϊστοριών απόκρισης, από τις οποίες δεν γίνεται να αναδειχθεί ιδιοπερίοδος. Σε αυτή την παράγραφο γίνεται η προσπάθεια να αναδειχθεί αυτή η κλάση των χρονοϊστοριών απόκρισης μέσω ενός δείκτη αξιοπιστίας.

Η ιδέα πίσω από την ανάπτυξη του δείκτη αξιοπιστίας είναι ότι τα σήματα που προκύπτουν μετά την εφαρμογή των αλγορίθμων των αριθμητικών κυματιδίων και της PEM πρέπει να συσχετίζονται σε ικανοποιητικό βαθμό με τις αποκρίσεις των διγραμμικών συστημάτων. Συνεπώς ορίζονται οι

επιμέρους δείκτες, r_{wav} και r_{PEM} ως το εσωτερικό γινόμενο του σήματος που προέκυψε από το ισοδύναμο γραμμικό σύστημα με την απόκριση κανονικοποιημένο με την ενέργεια που υπάρχει μέσα στο σήμα της απόκρισης,

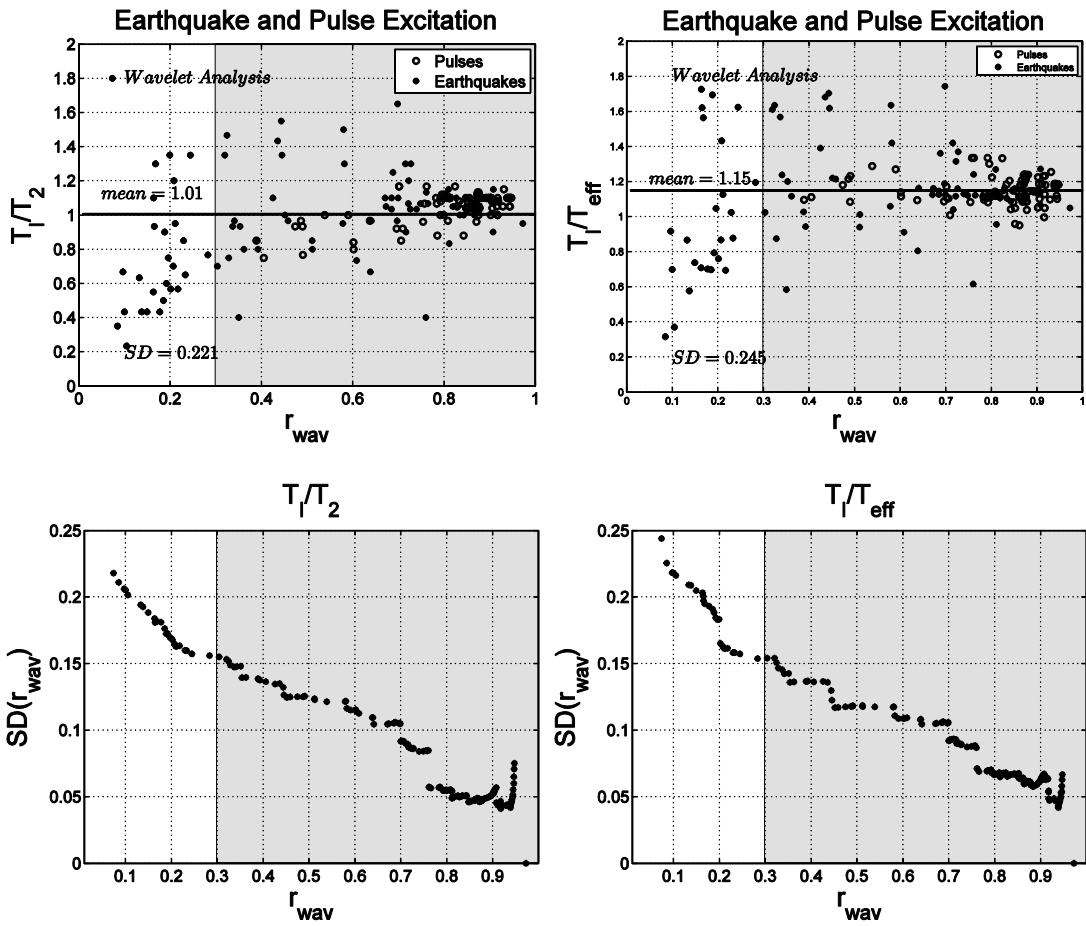
$$r_{wav} = \frac{\int_0^{T_e} |\psi(t)\ddot{u}_b(t)| dt}{\int_0^{T_e} [\ddot{u}_b(t)]^2 dt}, 0 < r_{wav} < 1$$

και,

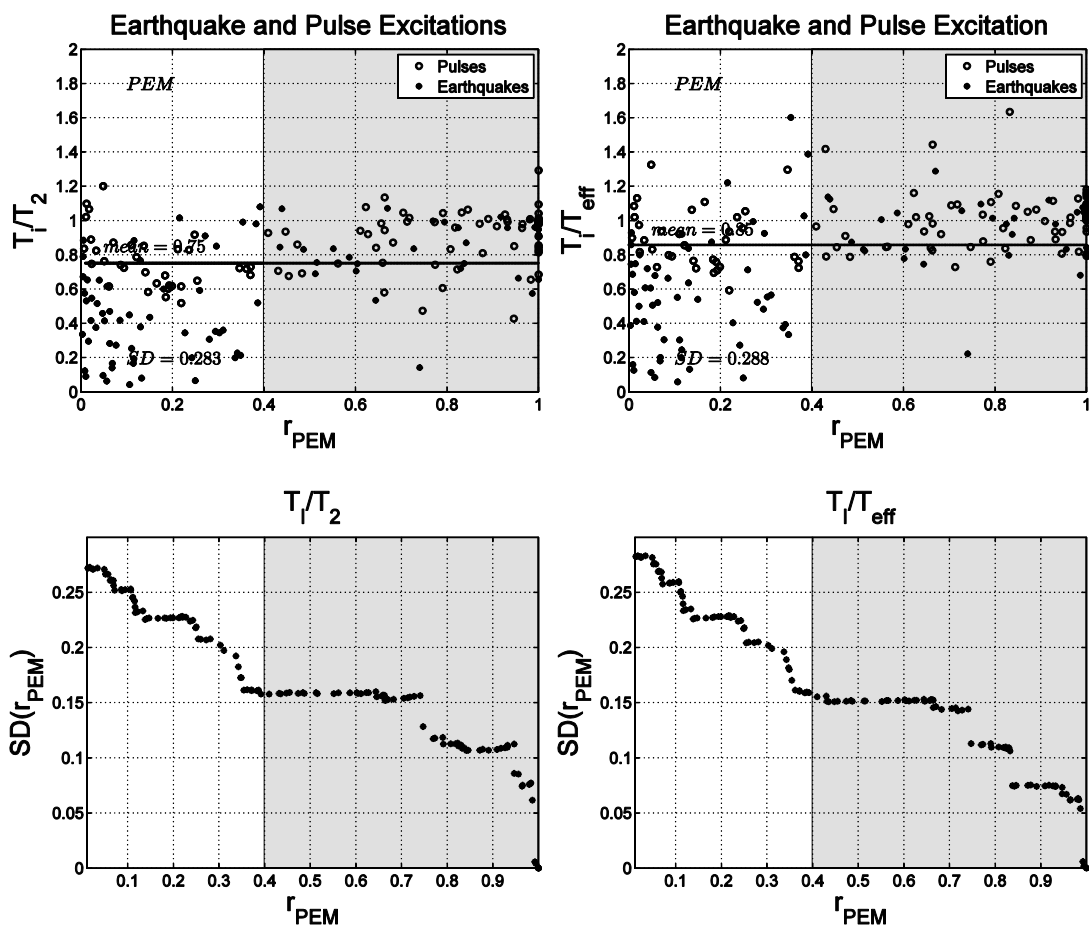
$$r_{PEM} = \frac{\int_0^{T_e} |a(t)\ddot{u}_b(t)| dt}{\int_0^{T_e} [\ddot{u}_b(t)]^2 dt}, 0 < r_{PEM} < 1 \quad (7.16)$$

όπου $\psi(t)$ είναι το καλύτερα συσχετισμένο αριθμητικό κυματίδιο, $a(t)$ είναι το σήμα επιτάχυνσης που προέκυψε από την εφαρμογή της PEM και το $\ddot{u}_b(t)$ είναι η απόκριση του διγραμμικού συστήματος. Προφανώς, οι δείκτες r_{wav} και r_{PEM} λαμβάνουν τιμές στο $[0 \ 1]$.

Το Σχήμα 7.13(άνω) παρουσιάζει τις αναγνωρισθείσες περιόδους μόνωσης μεγάλου εύρους διγραμμικών συστημάτων από την εφαρμογή της μεθόδου των αριθμητικών κυματιδίων όταν τα συστήματα υπόκεινται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις (παλμικές και σεισμικές διεγέρσεις) (δηλαδή όλα τα αποτελέσματα των Σχ.7.8 και 7.11), με την διαφορά ότι τώρα παρουσιάζονται συναρτήσει του δείκτη, r_{wav} όπως ορίστηκε από την εξίσωση (7.16). Το Σχήμα 7.13(άνω) αναδεικνύει ότι καθώς ο δείκτης, r_{wav} , αυξάνεται, μειώνεται η διασπορά των αποτελεσμάτων από το μέσο όρο, ανεξαρτήτως αν οι περίοδοι είναι αδιαστατοποιημένες με την T_2 ή την T_{eff} . Το Σχήμα 7.13(κάτω) απεικονίζει την τυπική απόκλιση όλων των τιμών του Σχ.7.13(άνω) για τις αντίστοιχες τιμές του r_{wav} μέχρι την τιμή $r_{wav} = 1$ κάθε φορά. Πιο συγκεκριμένα, η τιμή $SD \approx 0.15$ που αντιστοιχεί στην $r_{wav} = 0.3$, είναι η τυπική απόκλιση όλων των αδιάστατων περιόδων μέσα στο εύρος, $0.3 \leq r_{wav} \leq 1$ (τα σημεία μέσα στην γκριζα περιοχή). Το Σχήμα 7.14(άνω) παρουσιάζει τις περιόδους μόνωσης που αναγνωρίστηκαν μέσω της PEM (όλα τα αποτελέσματα των Σχ.7.9 και 7.12), αντιστοίχως, αλλά τώρα παρουσιάζονται συναρτήσει του δείκτη, r_{PEM} όπως ορίζεται από την εξ. (7.16). Το Σχήμα 7.14(κάτω) απεικονίζει τις τυπικές αποκλίσεις όλων των αποτελεσμάτων του Σχ. 7.14(άνω) από την αντίστοιχη τιμή r_{PEM} έως την τιμή $r_{PEM} = 1$. Ενδεικτικά, η τιμή $SD = 0.4$ αντιστοιχεί στην $r_{PEM} = 0.4$ και εκφράζει την τυπική απόκλιση όλων των δεδομένων μέσα στο διάστημα $0.4 \leq r_{PEM} \leq 1.0$ (όλα τα σημεία στην γκρι περιοχή). Όπως και το Σχήμα 7.13, έτσι και το Σχήμα 7.14 αναδεικνύει ότι ανεξαρτήτως αν οι αναγνωρισθείσες περίοδοι μόνωσης αδιαστατοποιηθούν με την T_2 ή την T_{eff} η τυπική απόκλιση μειώνεται, όσο αυξάνεται ο δείκτης r_{PEM} .



Σχήμα 7.13. Άνω: Τιμές αναγνωρισθείσας περιόδου μόνωσης διγραμμικών συστημάτων όταν υπόκεινται εξαναγκασμένες ταλαντώσεις (παλμικές και σεισμικές διεγέρσεις) μέσω της μεθόδου των αριθμητικών κυματιδίων (όλα τα αποτελέσματα των Σχ.7.8,7.11) συναρτήσει του επιμέρους δείκτη αξιοπιστίας, r_{wav} . Κάτω: Τυπική απόκλιση, $SD(r_{wav})$ των παραπάνω σημείων από την αντίστοιχη τιμή r_{wav} έως $r_{wav} = 1$.



Σχήμα 7.14. Άνω: Τιμές της αναγνωριθείσας περιόδου μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων όταν υπόκεινται εξαναγκασμένες ταλαντώσεις (παλμικές και σεισμικές διεγέρσεις) μέσω της PEM (όλα τα αποτελέσματα των Σχ.7.9 και 7.12) συναρτήσεως του επιμέρους δείκτη αξιοπιστίας, r_{wav} . Κάτω: Τυπική απόκλιση, $SD(r_{wav})$ όλων των παραπάνω σημείων από την αντίστοιχη τιμή r_{wav} έως την $r_{wav} = 1$.

Στα Σχ. 7.13 και 7.14 φαίνεται ότι υπάρχουν αποκρίσεις με r_{wav} ή r_{PEM} – τιμές χαμηλές όπως το 0.3 ή ακόμα μικρότερες, στις οποίες η περίοδος μόνωσης απέχει από την μέση τιμή σε βαθμό ώστε να προκαλεί δυσανάλογη αύξηση της τυπικής απόκλισης όσο ο r_{wav} ή ο r_{PEM} πλησιάζουν την αρχή των αξόνων.

Επομένως, υπάρχει η ανάγκη να αναπτυχθεί μία διαδικασία η οποία να διαχωρίζει τις «επίλεκτες» αποκρίσεις στις οποίες ο συσχετισμός της έννοιας της περιόδου μόνωσης όπως προτάζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί έχει φυσικό νόημα. Αυτό ο διαχωρισμός αποκτά ιδιαίτερη σημασία στις μελέτες αναγνώρισης και ταυτοποίησης ιδιοπεριόδων σεισμικά μονωμένων γεφυρών, καθώς γίνεται η προσπάθεια συσχετισμού της έννοιας της ιδιοπεριόδου με την κατασκευή χρησιμοποιώντας τα σήματα πάνω και κάτω από τα εφάδρανα.

Ανάδειξη «Επίλεκτων» Αποκρίσεων

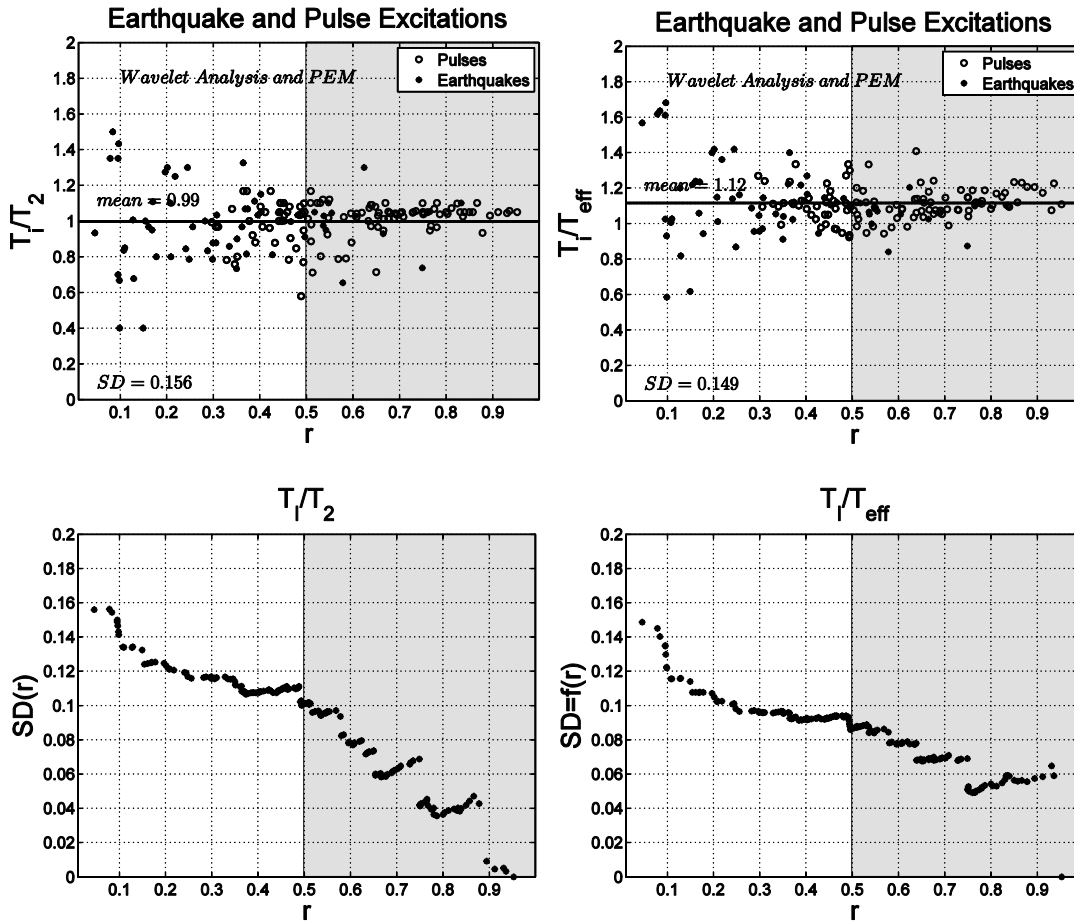
Ο διαχωρισμός εκείνων των ψευδογραμμικών αποκρίσεων στις οποίες ο συσχετισμός ιδιοπεριόδου έχει φυσικό νόημα μπορεί να επιτευχθεί βάσει των γραφημάτων τυπικών αποκλίσεων, $SD(r_{wav})$ και $SD(r_{PEM})$ (Σχ. 7.13 (κάτω) και 7.14 (κάτω)) στα οποία παρατηρείται έντονη αύξηση της αντίστοιχης τυπικής απόκλισης όταν $r_{wav} < 0.3$ και όταν $r_{PEM} < 0.4$. Στο Σχήμα 7.10(κάτω) όπου το διγραμμικό σύστημα με $Q/mg = 0.03$ και $T_2 = 3s$ διεγείρεται με τη καταγραφή Gilroy Array#6 του σεισμού Coyote Lake 1979, λίγες μετακινήσεις του συστήματος υπερβαίνουν την u_y (βλ. λίγα σημεία στα plateau της χρονοϊστορίας της εσωτερικής μεταβλητής z). Σε τέτοιες περιπτώσεις, παρότι έχει ενεργοποιηθεί το σύστημα σεισμικής μόνωσης, η απόκριση περιέχει «φτωχές» και ελλιπείς πληροφορίες όσον αφορά την περίοδο μόνωσης, T_2 , η οποία σχετίζεται με τον δεύτερο κλάδο του συστήματος. Συνεπώς, κατά την αποτίμηση των δεικτών αξιοπιστίας μίας απόκρισης πρέπει να προσδιορίζεται σε ποιο βαθμό έχει ενεργοποιηθεί το σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Αυτή η ανάγκη εξυπηρετείται από το λόγο ενεργοποίησης $\sum N_i plateau / \sum N_i$, όπου $N_i plateau$ είναι ο αριθμός των σημείων που ισχύει $|z(t)| = 1$ και N_i όλα τα σημεία μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας διαρροής του συστήματος (διάστημα ενεργοποίησης) κατά την διάρκεια της εδαφικής διέγερσης.

Ο διαχωρισμός βασίζεται στην επιλογή των εκείνων των δεδομένων από το Σχήμα 7.13 για τα οποία ισχύει $r_{wav} > 0.3$ και των δεδομένων από Σχήμα 7.14 για τα οποία $r_{PEM} > 0.4$ και τον επανυπολογισμό των με χρήση ενός πιο γενικού δείκτη αξιοπιστίας, ο οποίος εμπεριέχει και το λόγο ενεργοποίησης:

$$r = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\dot{a} N_{i,plateau}}{\dot{a} N_i} \sqrt{r_{wav}^2 + r_{PEM}^2} \quad 0 \leq r \leq 1 \quad (7.17)$$

Κάθε απόκριση με $r_{wav} > 0.3$ ή $r_{PEM} > 0.4$ διατηρούνται ως δυνητικά ψευδογραμμικές αποκρίσεις και οι αντίστοιχες, αναγνωρισθείσες περίοδοι μόνωσής τους παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.16 συναρτήσει του πιο γενικού δείκτη αξιοπιστίας, r , όπως ορίζεται από την εξίσωση (7.17). Επομένως, το Σχήμα 7.15 (άνω) απεικονίζει την περίοδο μόνωσης από τα σήματα των αποκρίσεων οι οποίες πέρασαν το πρώτο κριτήριο των επιμέρους δεικτών ($r_{wav} > 0.3$ or $r_{PEM} > 0.4$). Συνεπώς, ο αριθμός των σημείων του Σχήματος 7.15 είναι μικρότερος από τον αριθμό των σημείων που φαίνονται στα Σχ. 7.13 και 7.14.



Σχήμα 7.15. Άνω: Τιμές των αναγνωρισθέντων, αδιάστατων περιόδων μόνωσης των διγραμμικών συστημάτων που υπόκεινται σε εξαναγκασμένες ταλαντώσεις με επιμέρους δείκτες αξιοπιστίας $r_{wav} > 0.3$ ή $r_{PEM} > 0.4$ συναρτήσει του βελτιωμένου δείκτη αξιοπιστίας, r , όπως ορίζεται από την εξ. (7.17). Κάτω: Τυπική απόκλιση, $SD(r_{wav})$ των παραπάνω σημείων από την αντίστοιχη τιμή r έως την $r = 1.0$.

Ενδιαφέρον παρπουσιάζει το γεγονός ότι πολλές αποκρίσεις οι οποίες πέρασαν το πρώτο κριτήριο των επιμέρους δεικτών αξιοπιστίας, στο Σχήμα 7.15 φαίνεται ότι αντιστοιχούν σε φτωχό βελτιωμένο δείκτη r ($r < 0.3$) – οπότε είναι επιτακτική ανάγκη να υπάρξει ακόμα περισσότερο προσεκτική επιλογή. Το Σχήμα 7.15 (κάτω) απεικονίζει τις τυπικές αποκλίσεις των δεδομένων του Σχ. 7.15 (άνω) με την προηγούμενη λογική των Σχ. 7.13 (κάτω), 7.14 (κάτω). Για παράδειγμα, η τιμή $SD = 0.1$ όταν $r = 0.5$ αντιστοιχεί στην τυπική απόκλιση όλων των τιμών μέσα στο διάστημα $0.5 \leq r \leq 1.0$.

Για τιμές $r < 0.5$ η τυπική απόκλιση $SD(r)$ παρουσιάζει ένα πεπερασμένο άλμα πάνω από την τιμή $SD = 0.1$ και για τιμές $r < 0.35$, η $SD(r)$ παρουσιάζει δυσανάλογη αύξηση με κατεύθυνση την αρχή των αξόνων.

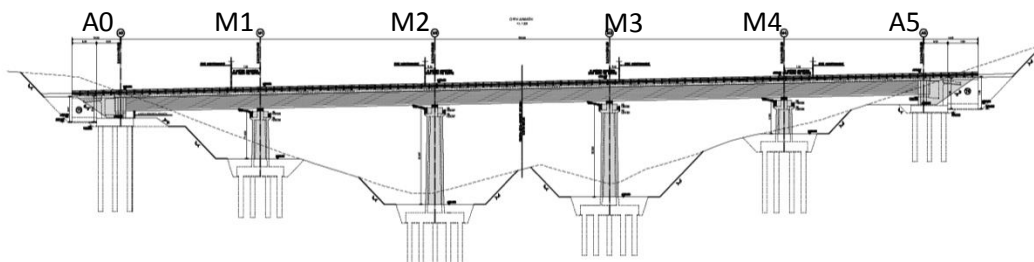
Συμπερασματικά, τα σήματα των αποκρίσεων με $r > 0.5$ χαρακτηρίζονται ως «επίλεκτες ψευδογραμμικές» αποκρίσεις όπου η αναγνωρισθείσα περίοδος μόνωσης, T_1 , είναι ισχυρά συσχετισμένη με την «δεύτερη περίοδο», T_2 , και με την ισοδύναμη περίοδο, T_{eff} (καλύτερα με την T_2). Από την άλλη, η παραπάνω διαδικασία δείχνει ότι για τις αποκρίσεις με δείκτη αξιοπιστίας, $r < 0.5$,

δεν υπάρχει φυσικό νόημα να τις συσχετίσουμε με καμία περίοδο ταλάντωσης καθώς είναι αρκετά μη-γραμμικές και μία γραμμική έννοια όπως αυτή της περιόδου ταλάντωσης αποκτά περιθωριακό ρόλο.

7.3. ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΟΥ ΕΔΡΑΖΕΤΑΙ ΣΕ ΑΝΙΣΟΪΨΗ ΒΑΘΡΑ

Όπως προαναφέρθηκε, οι σεισμικά μονωμένες γέφυρες είναι απλά γεωμετρικά, δομικά συστήματα τα οποία κατασκευάζονται για τη γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων. Στην προσπάθεια αυτή, τα βάθρα ακολουθούν τη μορφολογία του εδάφους ή της κοιλάδας με αποτέλεσμα να έχουν διαφορετικά ύψη όπως, για παράδειγμα, φαίνεται στη σεισμικά μονωμένη γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων που απεικονίζεται στο Σχήμα 7.16 και η οποία κατασκευάστηκε προσφάτως στην κεντρική Ελλάδα. Όσο μεγαλύτερες οι διαφορές στα ύψη και άρα στην δυσκαμψία των πυλώνων τόσο μεγαλύτερη ποικιλομορφία παρατηρείται στο σήμα της απόκρισής της. Πιο συγκεκριμένα, στην προσπάθεια να γίνει αναγνώριση και ταυτοποίηση των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών της σεισμικά μονωμένης γέφυρας θα πρέπει να οριστεί γεωμετρικά και μηχανικά ένα συγκεκριμένο, ισοδύναμο γραμμικό προσομοίωμα. Σε αντίθεση με την προηγούμενη παράγραφο στην οποία εξετάζεται ένα μονοβάθμιο διγραμμικό σύστημα, οι γέφυρες αποτελούν δυναμικά συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας.

Η εξέταση σεισμικά μονωμένων κατασκευών διευκολύνεται εν γένει από το γεγονός ότι η κυρίαρχη ιδιομορφή στην απόκριση είναι η πρώτη, επισκιάζοντας έντονα όλες τις υπόλοιπες, παρότι το σύστημα είναι πολυβάθμιο. Αναλυτικότερα, έστω ότι εξετάζεται η διβάθμια σεισμικά μονωμένη κατασκευή του Σχήματος 7.17. Τα εφέδρανα θεωρούνται γραμμικά και ιξωδοελαστικά. $T_s = 2\pi\sqrt{m_s/k_s}$ και $T_b = 2\pi\sqrt{(m_s + m_b)/k_b}$ είναι οι επιμέρους περίοδοι της κατασκευής ούσα πακτωμένη και των εφεδράνων στην περίπτωση άκαμπτης ανωδομής.



Σχήμα 7.16. Όψη σεισμικά μονωμένης γέφυρας με ανισοΰψείς πυλώνες κατασκευασμένη στην κεντρική Ελλάδα.

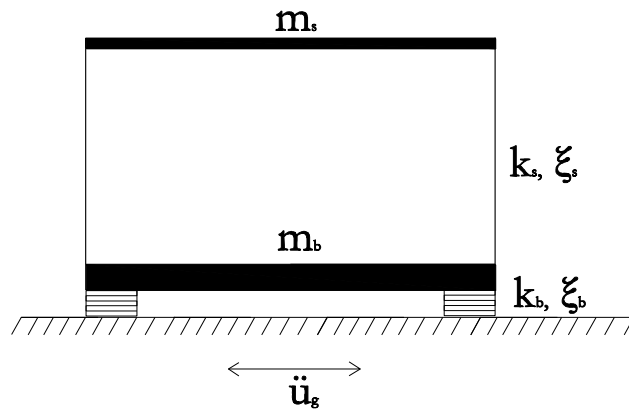
Έπομένως, οι δύο ιδιομορφές που προκύπτουν είναι:

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}, \phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{Bmatrix}$$

όπου $\varepsilon = (T_s/T_b)^2 \approx 10^{-2}$ και $\gamma = m_s/(m_s + m_b)$. Το διάνυσμα της πρώτης ιδιομορφής, $\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$, είναι παρεμφερές με το διάνυσμα που αφορά την διέγερση $\mathbf{r}\ddot{u}_g = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}\ddot{u}_g$. στην εξίσωση κίνησης της κατασκευής (Kelly 1997),

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = -M\mathbf{r}\ddot{u}_g \quad (7.18)$$

$$\text{όπου } M = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}, C = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}, u = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix}, r = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}.$$

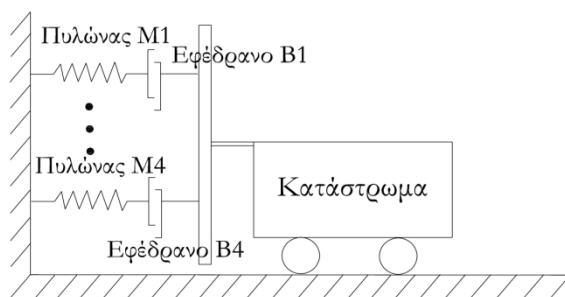


Σχήμα 7.17. Διβάθμιο σεισμικά μονωμένο σύστημα που εξιδανικεύεται γραμμικά κατά Kelly (1997).

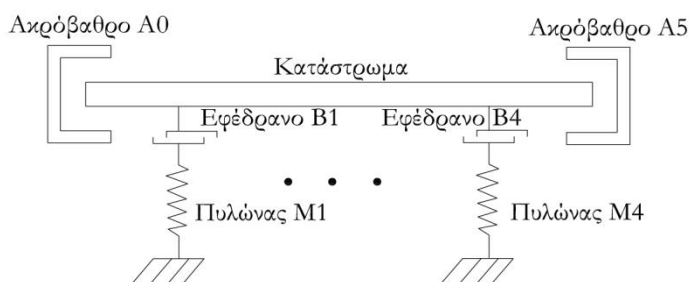
Από την γραμμική θεωρία είναι γνωστό ότι τα διανύσματα των ιδιομορφών είναι ορθογώνια μεταξύ τους, δηλαδή, $\phi_{nT}M\phi_1 = 0$, $n \neq 1$, οπότε $\phi_{nT}M\mathbf{r} = 0$. Το συμπέρασμα είναι ότι η διέγερση, ακόμα και αν έχει ενέργεια στην δεύτερη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, δεν θα την μεταδώσει στην κατασκευή μέσω των άλλων ιδιομορφών παρά μόνο της πρώτης. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης δεν απορροφά απλώς την σεισμική ενέργεια που πλήττει την κατασκευή, αλλά την εμποδίζει μέσω της ισχυρής ιδιότητας της ορθογωνιότητας να εκφραστεί σε ευρύ συχνοτικό φάσμα (Kelly 1997). Σύμφωνα με το παραπάνω συμπέρασμα η πραγματική πρόκληση στη διαδικασία αναγνώρισης και ταυτοποίησης ιδιοπεριόδων σεισμικά μονωμένων κατασκευών είναι η επιτυχής και αξιόπιστη αναγνώριση και ταυτοποίηση της πρώτης, και σημαντικότερης, ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Στη διαμήκη διεύθυνση το κατάστρωμα θεωρείται άκαμπτο και για αυτό το σύστημα μπορεί να μεταπέσει σε μονοβάθμιο ταλαντωτή (το κατάστρωμα εκτελεί κίνηση στερεού σώματος). Στην εγκάρσια διεύθυνση δεν μπορεί να γίνει παρόμοια παραδοχή καθότι στην συνολική μετατόπιση συμπεριλαμβάνεται και η κάμψη του καταστρώματος. Σύμφωνα με τα παραπάνω, ο φορέας του Σχήματος 7.16 μπορεί να προσομοιωθεί στις δύο διευθύνσεις με τα απλά μηχανικά μοντέλα του Σχήματος 7.18. Κατόπιν, το μεγάλο ζήτημα που προκύπτει είναι ότι η γέφυρα στην διάρκεια της

απόκρισής της θέτει σε λειτουργία πολλούς διαφορετικούς φορείς.



Διαμήκης Διεύθυνση



Εγκάρσια Διεύθυνση

Σχήμα 7.18. Μηχανική προσομοίωση του φορέα του Σχήματος 7.16 στην διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.18 το σύστημα σεισμικής μόνωσης (εφεδράνα) είναι συνδεδεμένο σε σειρά με το βάθρο στο οποίο εδράζεται. Στη διαμήκη διεύθυνση καθώς το κατάστρωμα αρχίζει να μετατοπίζεται τα βάθρα ακολουθούν την κίνηση με τα –αρχικά - «κλειδωμένα» εφεδράνα, έως ότου, για να διατηρηθεί το συμβιβαστό των παραμορφώσεων, ενεργοποιηθούν τα εφεδράνα του πλέον κοντού/δύσκαμπτου βάρου (π.χ. M4 στο Σχήμα 7.16). Κατόπιν, ο φορέας αλλάζει υπόσταση καθώς αλλάξει η δυσκαμψία των εφεδράνων και άρα του ενιαίου συστήματος εφεδράνων-βάρου. Εν συνεχεία, ενεργοποιούνται τα εφεδράνα του αμέσως ψηλότερου βάρου (π.χ. M1 στο Σχήμα 7.16) και ο φορέας αλλάζει ξανά μέχρι να ενεργοποιηθούν διαδοχικά τα εφεδράνα συνολικά όλων των βάρων (αν το επιτρέψει η διέγερση) και έτσι το κατάστρωμα να αξιοποιήσει την μέγιστη δυνατότητα που του παρέχει το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Φυσικά, κατά την απενεργοποίηση ακολουθείται αντίστροφη πορεία «κλειδώματος» του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

Από την προαναφερθείσα διαδικασία γίνεται αντιληπτό ότι κατά τη διάρκεια της εξαναγκασμένης ταλάντωσης του καταστρώματος δύνανται να ενεργοποιηθούν $\nu + 1$ διαφορετικά δυναμικά συστήματα (φορείς) λόγω της διαδοχικής ενεργοποίησης των εφεδράνων, όπου ν ο αριθμός των βάρων στα οποία εδράζεται το κατάστρωμα. Άρα χάριν ακρίβειας, στη διαμήκη διεύθυνση η γέφυρα συντίθεται από πολλούς διαδοχικούς μονοβάθμιους ταλαντωτές και έτσι ο μηχανικός καλείται να αναγνώσει από το σήμα ποια είναι τα χρονικά διαστήματα που επιδρά ο εκάστοτε ταλαντωτής. Το ίδιο ισχύει και στην εγκάρσια διεύθυνση, αλλά με πολυβάθμιους ταλαντωτές αντίστοιχα.

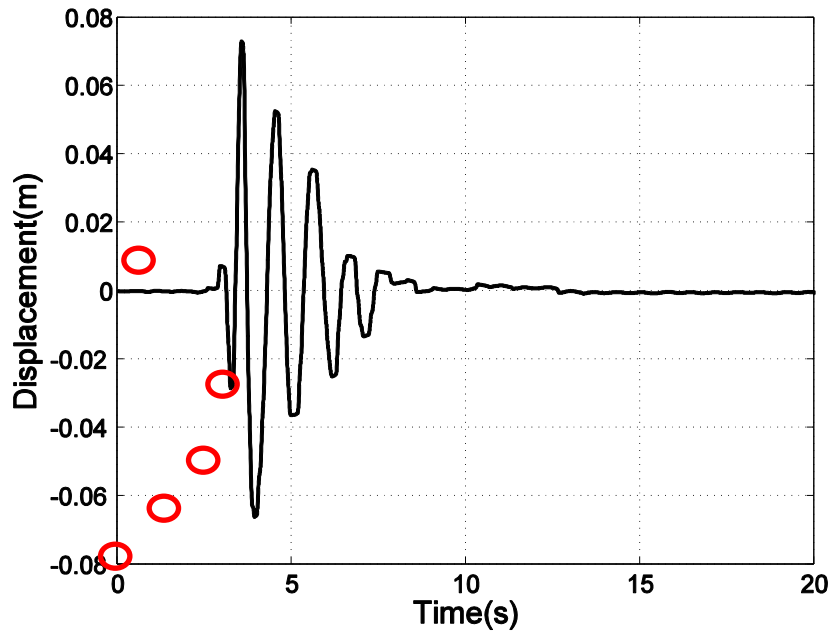
Διαχωρισμός χρονικών διαστημάτων στο συνολικό σήμα

Όπως προαναφέρθηκε, η απλή ανάγνωση του σήματος του καταστρώματος της γέφυρας μπορεί να οδηγήσει σε παραπλανητικά αποτελέσματα. Η σταδιακή ενεργοποίηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης λόγω της διαφορετικής δυσκαμψίας των μεσοβάθρων προκαλεί την διαδοχική δράση διαφορετικών φορέων στη συνολική απόκριση της γέφυρας. Για να μπορέσουν να διαχωριστούν τα χρονικά διαστήματα λειτουργίας των αντιστοίχων δυναμικών συστημάτων μέσα στο συνολικό σήμα του καταστρώματος χρειάζεται προσεκτική μελέτη της ενεργοποίησης των εφεδράνων. Υπάρχουν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις για να γίνει ο διαχωρισμός των διαστημάτων ανάλογα με τον διαθέσιμο εξοπλισμό πάνω στην γέφυρα. Αρχικά αξιοποιούνται - αν είναι διαθέσιμες - οι καταγραφές μετακινήσεων από τα επιμηκυσσιόμετρα πάνω και κάτω από τα εφεδράνα. Το σήμα εκφράζει τη σχετική μετατόπιση του εφεδράνου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.19.

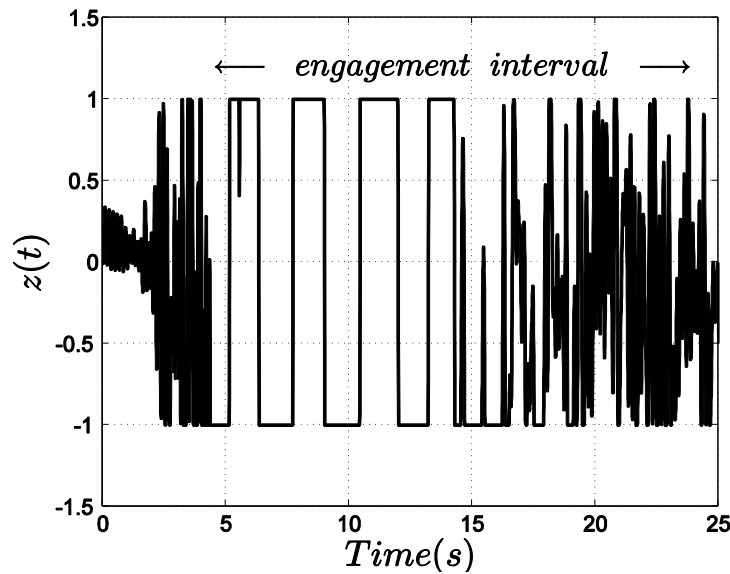
Από τη στιγμή που υπάρχει η πληροφορία της σχετικής μετατόπισης διαθέσιμη, αρχικά, πρέπει να αναγνωριστούν τα χρονικά διαστήματα στα οποία δεν είναι ενεργοποιημένο το εφεδράνο – δηλαδή τα διαστήματα στα οποία η μετακίνηση δείχνει σχεδόν οριζόντια (stick intervals), όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.19. Εάν δεν υπάρχουν καταγραφές διαθέσιμες από LVDTs, τότε χρειάζεται να δημιουργηθεί η εσωτερική μεταβλητή $z(t)$ του ισοδύναμου μοντέλου Bouc-Wen (Wen 1975,1976) του κάθε εφεδράνου. Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο η εσωτερική μεταβλητή παίρνει τιμές στο κλειστό διάστημα $[-1 \ 1]$. Όταν το σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι ενεργοποιημένο η μεταβλητή παίρνει τιμές -1 και 1 ενώ όταν είναι «κλειδωμένο» παίρνει τιμές στο ανοιχτό διάστημα $(-1 \ 1)$. Στόχος είναι να οριστεί το διάστημα ενεργοποίησης των υπό εξέταση εφεδράνων. Επομένως, για να κατασκευαστεί η εσωτερική μεταβλητή, $z(t)$, χρειάζεται να υπάρχει το σήμα της σχετικής επιτάχυνσης των εφεδράνων. Με τη βοήθεια της απεικόνισης του χώρου φάσεων εκφράζεται το ισοδύναμο μοντέλο Bouc-Wen ως εξής,

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u(t) \\ \dot{u}(t) \\ z(t) \end{Bmatrix} \Rightarrow \{\dot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{Y}_1 \\ \dot{Y}_2 \\ \dot{Y}_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{u}(t) \\ \ddot{u}(t) \\ \dot{z}(t) \end{Bmatrix} = \begin{cases} du(t)/dt \\ \text{δεδομενη} \\ \frac{1}{u_y} [\gamma |\dot{u}(t)| z(t) |z(t)|^{n-1} + \beta \dot{u}(t) |z(t)|^n - \dot{u}(t)] \end{cases} \quad (7.19)$$

Στη συνέχεια, με δεδομένη τη σχετική επιτάχυνση του εφεδράνου, «κατασκευάζεται» η σχετική ταχύτητα, η μετατόπιση και η ζητούμενη εσωτερική μεταβλητή, $z(t)$. Η μέθοδος της εσωτερικής μεταβλητής $z(t)$ είναι ακριβέστερη από τη μέθοδο των LVDTs, ειδικά όσον αφορά εφεδράνα με πολύ μικρή μετατόπιση διαρροής (π.χ. σφαιρικά εφεδράνα ολίσθησης) παρότι και οι δύο τρόποι είναι άμεσα εξαρτώμενοι από την ζητούμενη αριθμητική ακρίβεια που αποζητά ο μηχανικός της πράξης.



Σχήμα 7.19. Παράδειγμα καταγραφής σχετικής μετατόπισης εφεδράνου.



Σχήμα 7.20. Παράδειγμα της εσωτερικής μεταβλητής $z(t)$ και το αντίστοιχο διάστημα ενεργοποίησης ενός εφεδράνου (από το πρώτο -1 ή 1 μέχρι το τελευταίο).

Στη συνέχεια, βάσει των διαστημάτων ενεργοποίησης των εφεδράνων του κάθε μεσοβάθρου αναγνωρίζονται τα χρονικά διαστήματα δράσης των διαφορετικών φορέων μέσα στο συνολικό σήμα.

Συμπερασματικά, για την ολοκληρωμένη αναγνώριση και ταυτοποίηση των ιδιοπεριόδων σεισμικά μονωμένων γεφυρών είναι εξαιρετικά χρήσιμη η τοποθέτηση επιταχυνσιομέτρων πάνω στο κατάστρωμα (κυρίως στις θέσεις των μεσοβάθρων), για την καταγραφή της κίνησης σε όλο το μήκος του, καθώς και στην κεφαλή κάθε βάθρου, για την καταγραφή της σχετικής επιτάχυνσης των εφεδράνων και την ανίχνευση περαιτέρω ιδιομορφών που αφορούν μεμονωμένα τα βάθρα. Για την απόκτηση ολοκληρωμένης εικόνας είναι σημαντική η τοποθέτηση επιταχυνσιομέτρων στους κεφαλόδεσμους των πασσάλων, στα αναχώματα πρόσβασης και στα ακρόβαθρα της γέφυρας, εάν

υπάρχουν. Επίσης χρήσιμες αποδεικνύονται οι μετρήσεις μετακινήσεων πάνω και κάτω από τα εφάδρανα κάθε μεσοβάθρου για την καταγραφή των σχετικών τους μετατοπίσεων.

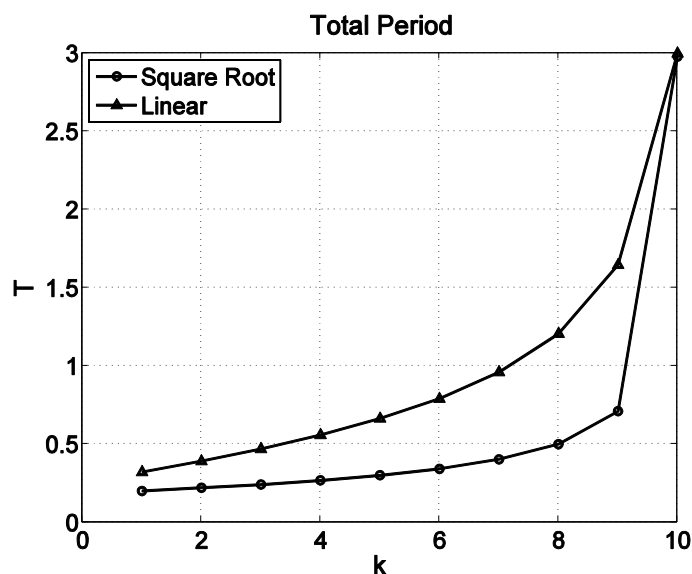
Μελέτη συμπεριφοράς ιδιοπεριόδων

Σε αυτή την παράγραφο η γέφυρα αντιμετωπίζεται ως γραμμικό σύστημα, όπως αυτό του Σχήματος 7.18, με ισοδύναμα ελατήρια στη θέση των εφεδράνων. Η δυσκαμψία των ελατηρίων είναι η αρχική δυσκαμψία του εφεδράνου, αν αυτό είναι «κλειδωμένο», είτε αυτή που προκύπτει από το δεύτερο κλάδο απόκρισής του, εάν έχει ενεργοποιηθεί. Στόχος είναι να αναζητηθεί σε κάθε περίπτωση η ιδιοπερίοδος του συνολικού συστήματος. Η γέφυρα εξετάζεται στη διαμήκη διεύθυνση, καθότι συμπεριφέρεται ως σύνολο διαδοχικών μονοβάθμιων ταλαντωτών.

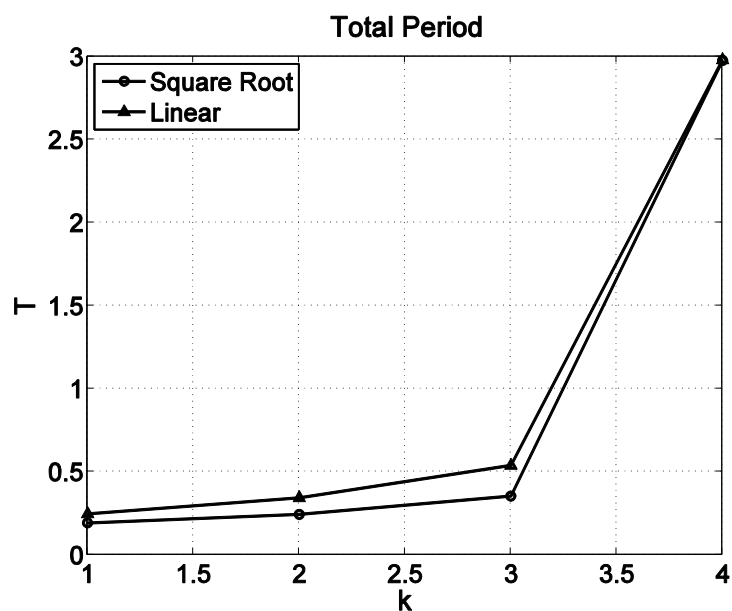
Στο παράδειγμα, το σύστημα αποτελείται από δέκα ανισοϋπή βάθρα (ίδιας διατομής) οι δυσκαμψίες των οποίων είναι αντιστρόφως ανάλογες με τη θέση που κατέχουν κατά μήκος του καταστρώματος (1 έως 10). Τα ελατήρια-εφάδρανα είναι παντού τα ίδια. Η ιδιοπερίοδος του ενεργοποιημένου εφεδράνου είναι $T_B = 3.0s$. Το Σχήμα 7.21 παρουσιάζει την διακύμανση της συνολικής ιδιοπεριόδου της γέφυρας, T , καθώς ενεργοποιούνται διαδοχικά τα εφάδρανα των δέκα βάθρων, $k = 1, 2, \dots, 10$. Έστω ότι η περίοδος των ανισοϋπών βάθρων αυξάνεται, είτε ανάλογα με την τετραγωνική ρίζα της θέσης του εκάστοτε βάθρου κατά μήκος του καταστρώματος (μείωση της αντίστοιχης δυσκαμψίας γραμμικά με τη θέση του πυλώνα), είτε γραμμικά (μείωση της αντίστοιχης δυσκαμψίας ανάλογα με το τετράγωνο της θέσης του πυλώνα στο κατάστρωμα).

Το Σχήμα 7.21 παρουσιάζει την εξέλιξη της ιδιοπεριόδου της γέφυρας όταν ενεργοποιούνται διαδοχικά όλα τα εφάδρανα της, ακολουθώντας την λογική πορεία της απόκρισής της σε οποιαδήποτε διέγερση. Παρατηρείται, ότι όταν ενεργοποιηθούν όλα τα εφάδρανα, η ιδιοπερίοδος της γέφυρας στην διαμήκη διεύθυνση θα είναι περίπου ίδια με την περίοδο του μεμονωμένου εφεδράνου, $T \approx T_B = 3.0s$.

Επιπλέον, από το Σχήμα 7.21 καθίσταται σαφές ότι είναι σημαντικό να γνωρίζουμε ποιός φορέας δρα σε κάθε χρονικό διάστημα στην απόκριση της γέφυρας (δηλαδή πόσα εφάδρανα της γέφυρας είναι ενεργοποιημένα κάθε φορά) καθώς οι διαφορές που υπάρχουν στις τιμές των ιδιοπεριόδων τους δεν είναι αμελητέες.



Σχήμα 7.21. Ιδιοπερίοδος γέφυρας με πυλώνες των οποίων η περίοδος ταλάντωσής τους μειώνεται είτε με την τετραγωνική ρίζα είτε γραμμικά με την θέση που κατέχουν κατά μήκος του καταστρώματος (1 έως 10) έναντι του αριθμού των ενεργοποιημένων εφεδράνων, k .



Σχήμα 7.22. Ιδιοπερίοδος γέφυρας με πυλώνες των οποίων η περίοδος ταλάντωσής τους μειώνεται είτε με την τετραγωνική ρίζα είτε γραμμικά με την θέση που κατέχουν κατά μήκος του καταστρώματος (1 έως 4) έναντι του αριθμού των ενεργοποιημένων εφεδράνων, k .

Από την άλλη, το Σχήμα 7.22 το οποίο παρουσιάζει τα ίδια αποτελέσματα με το Σχήμα 7.21 αλλά αφορά κοντύτερη γέφυρα με τέσσερα βάθρα, παρουσιάζει μικρότερες διαφορές. Ένα ενδιαφέρον στοιχείο είναι το μεγάλο άλμα της ιδιοπεριόδου το οποίο αντιστοιχεί στην ενεργοποίηση των εφεδράνων του τελευταίου βάθρου, όπως και το ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων των προηγούμενων φορέων είναι πολύ κοντινές (για πρακτικές εφαρμογές έως και αμελητέες). Ενδεχομένως, σε μικρότερες γέφυρες, με λογικές διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των βάθρων, να μην χρειάζεται να

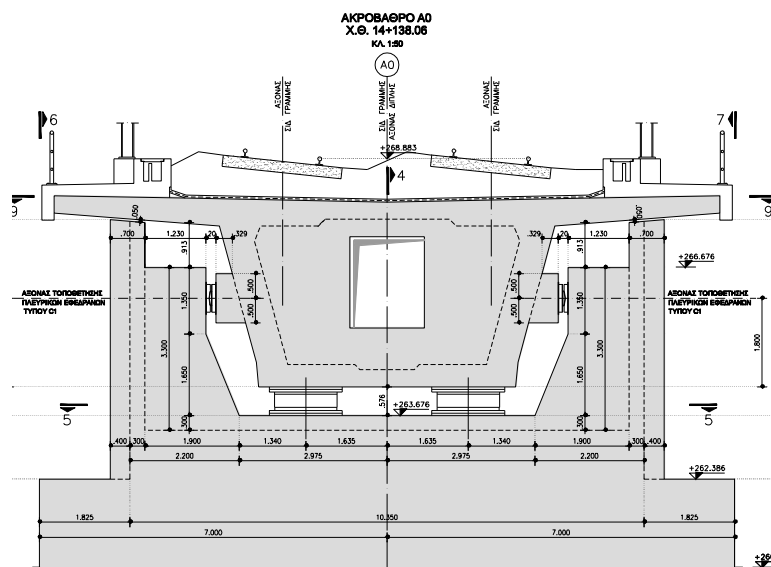
διαχωριστεί το συνολικό σήμα στα αντίστοιχα χρονικά διαστήματα, παρά μόνο σε δύο, δηλαδή σε αυτά που αντιστοιχούν σε πλήρη και καθόλου ενεργοποίηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

Περιγραφή φορέα και μηχανική συμπεριφορά μελών του

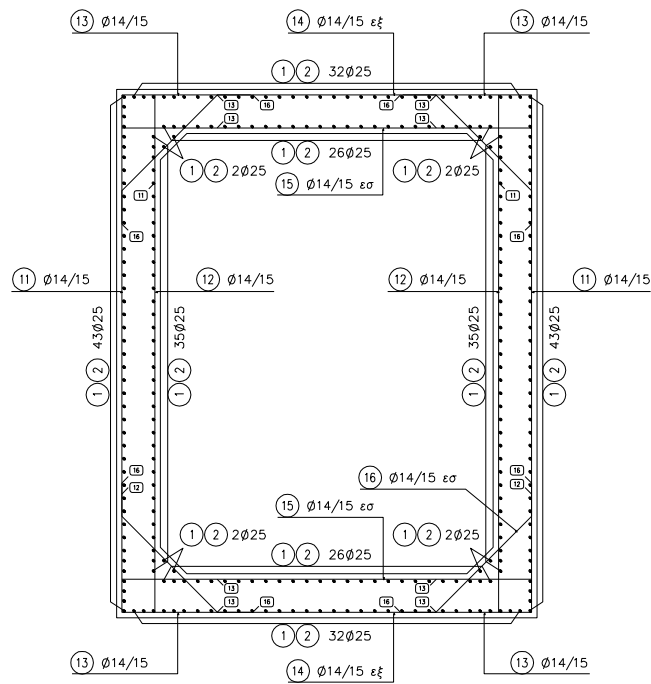
Η τρέχουσα παράγραφος προχωράει αρχικά με τις μη-γραμμικές αναλύσεις μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας και στην συνέχεια με την αναγνώριση και ταυτοποίηση των ιδιοπεριοδών της. Για λόγους παρουσίασης επιλέχθηκε ένα σχετικά απλό σύστημα με στοιχεία από πραγματικές γέφυρες για να είναι ρεαλιστικό σε συνέχεια με το Κεφ. 5.

Το κατάστρωμα της γέφυρας έχει τη διατομή που φαίνεται στο Σχήμα 7.23 και μήκος 126m. Στις αναλύσεις θεωρείται ότι παραμένει ελαστικό και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Το κατάστρωμα είναι τριών ανοιγμάτων και εδράζεται σε δύο μεσόβαθρα M1 και M2. Οι διατομές των μεσοβάθρων είναι ίδιες και παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.24. Τα ύψη των πυλώνων είναι 25.97m και 10.38m αντίστοιχα.

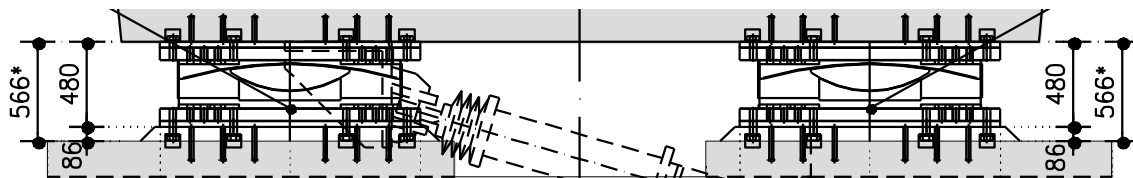
Σε κάθε ακρόβαθρο και μεσόβαθρο, το κατάστρωμα εδράζεται σε ζεύγη σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (Friction pendulum system, FPS) όπως φαίνονται στο Σχήμα 7.25. Ειδικότερα στα ακρόβαθρα η στήριξη επιτρέπει ελεύθερα την μετακίνηση κατά την διαμήκη διεύθυνση πάνω στα εφέδρανα FPS ενώ δεσμεύει πλήρως την κίνηση του καταστρώματος στην εγκάρσια διεύθυνση. Αυτή η εγκάρσια δέσμευση είναι μια συνήθης τακτική σχεδιασμού σε σιδηροδρομικές γέφυρες για να μην χάνουν οι ράγες την ευθυγράμμισή τους.



Σχήμα 7.23. Διατομή του καταστρώματος της γέφυρας στη θέση του ακρόβαθρου το οποίο περιορίζει την εγκάρσια κίνηση του καταστρώματος



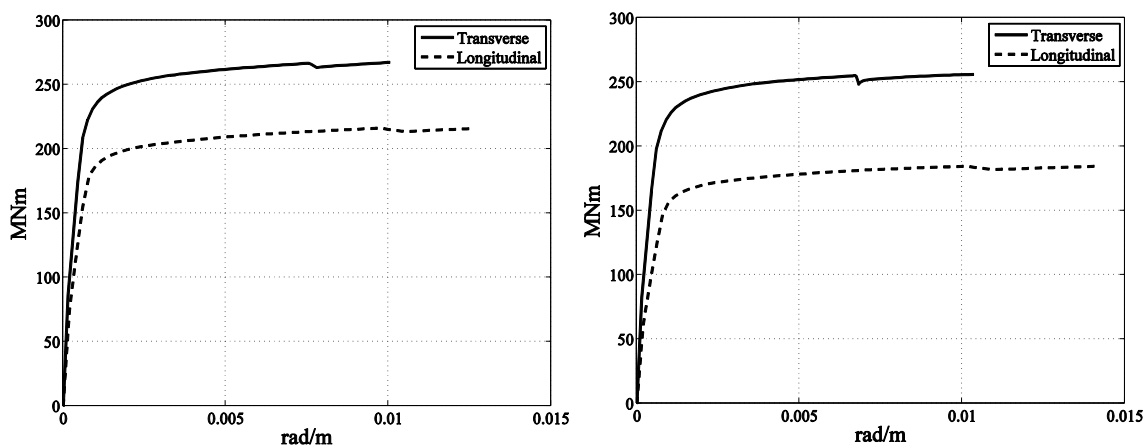
Σχήμα 7.24. Διατομή μεσοβάθρων στην βάση τους



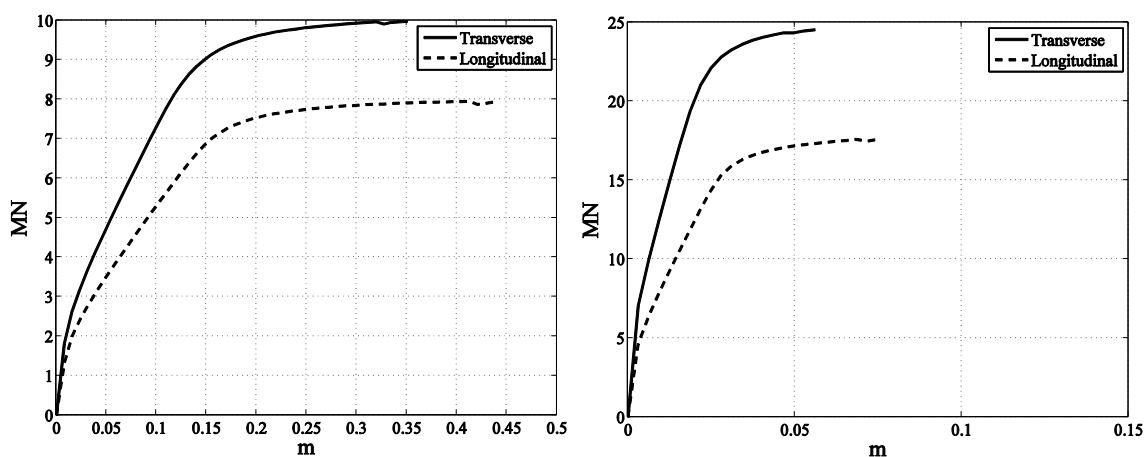
Σχήμα 7.25. Απεικόνιση ζεύγους σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (FPS) σε μεσόβαθρο

Μηχανική Συμπεριφορά Μελών Γέφυρας

Η αντίσταση του φορέα της ανωδομής εξαρτάται άμεσα από τα διαγράμματα απόκρισης ροπών-καμπυλοτήτων των μεσοβάθρων. Η θλιπτική αντοχή και παραμορφωσιμότητα του σκυροδέματος εξαρτάται από τον εγκάρσιο οπλισμό. Σε αυτά τα πλαίσια έγινε ανάλυση διατομής και διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων χρησιμοποιώντας το μοντέλο του Mander (Mander et al. 1988). Τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (εγκάρσια-ισχυρή και διαμήκης-ασθενής) παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.26, ενώ το Σχήμα 7.27 απεικονίζει τις αντίστοιχες καμπύλες αντίστασης σε πλευρική φόρτιση (διαγράμματα P-δ). Όπως προαναφέρθηκε, κάθε μεσόβαθρο και ακρόβαθρο εδράζεται σε ζεύγος σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης.



Σχήμα 7.26. Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων των μεσοβάθρων M1 (αριστερά) και M2 (δεξιά) στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.



Σχήμα 7.27. Διαγράμματα καμπύλων αντίστασης σε πλευρική φόρτιση των μεσοβάθρων M1 (αριστερά) και M2 (δεξιά) στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Πίνακας 7.2. Χαρακτηριστικά διεγέρσεων στις οποίες υποβλήθηκε η σεισμικά μονωμένη γέφυρα.

Σεισμός	Καταγραφή	M_w	PGA(g)
1979 Coyote Lake, CA	Gilroy Array #6 230	5.7	0.43
1979 Imperial Valley, CA	El Centro Array #5 140	6.5	0.52
1986 El Salvador	Geot. Inv. Center 180	5.5	0.48
1992 Erzincan, Turkey	95 Erzincan	6.9	0.52
1992 Cape Mendocino, CA	Cape Mendocino/000	7.2	1.49
1995 Aigion, Greece	OTE Building	6.2	0.54

Εδαφικές διεγέρσεις

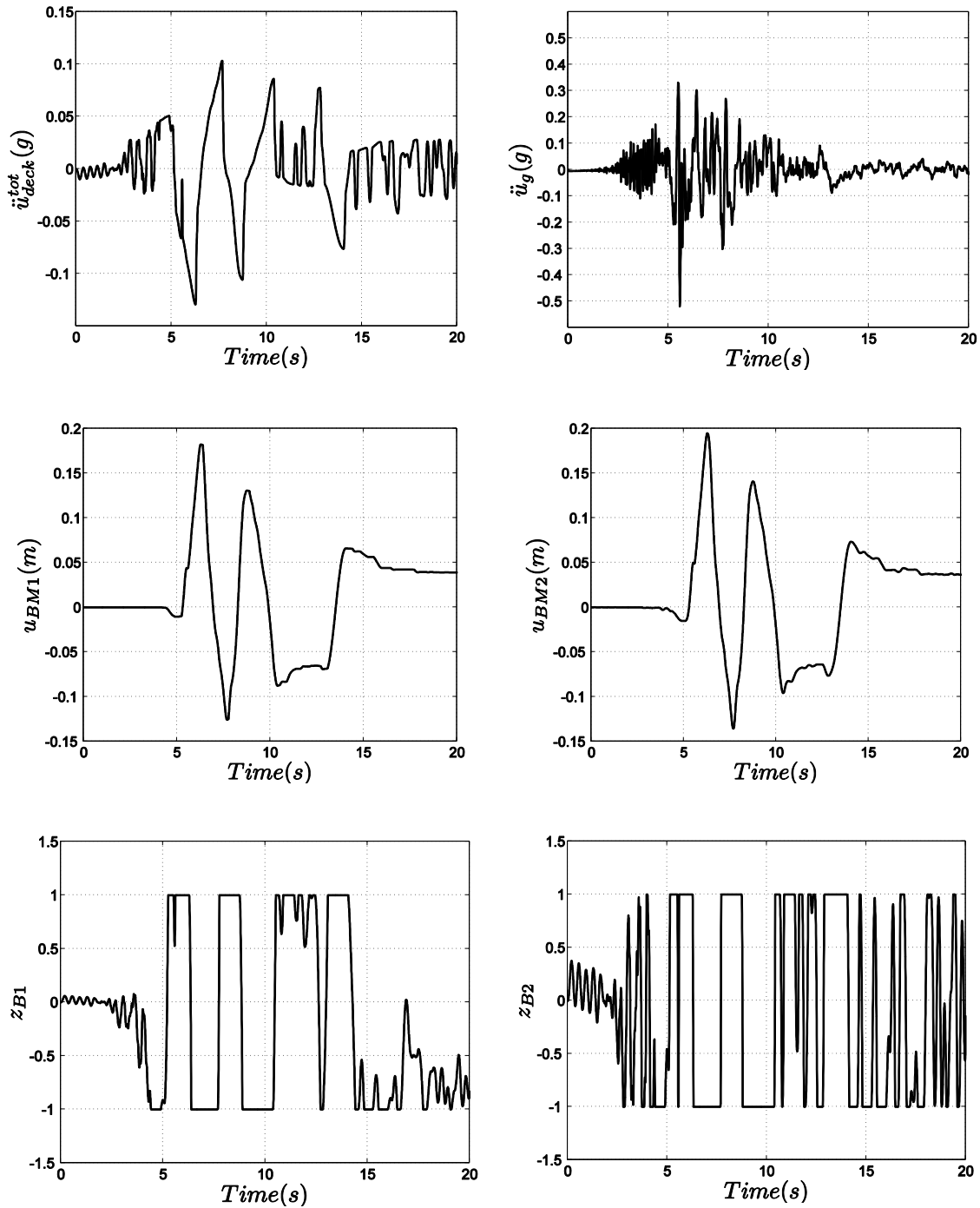
Η σεισμικά μονωμένα γέφυρα η υποβλήθηκε σε μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Το σύστημα λειτουργεί στις οριζόντιες διευθύνσεις κατ' αναλογία με τα απλά μηχανικά μοντέλα του Σχήματος 7.18, και τα εφεδράνα ακολουθούν το διγραμμικό μοντέλο Bouc-Wen με τα χαρακτηριστικά που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η γέφυρα υποβλήθηκε στις έξι ισχυρές, ιστορικές εδαφικές διεγέρσεις που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.2.

Αναγνώριση και ταυτοποίηση ιδιοπεριόδων

Στην διαμήκη διεύθυνση η σεισμικά μονωμένα γέφυρα λειτουργεί ως διαδοχικοί μονοβάθμιοι ταλαντωτές, καθώς το κατάστρωμα προσεγγίζει την κίνηση στερεού σώματος. Οι δυναμικές αναλύσεις έγιναν με την βοήθεια του λογισμικού MATLAB (2002). Τα Σχήματα 7.28-7.33 παρουσιάζουν την επιτάχυνση του καταστρώματος (άνω-αριστερά), την επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), τις μετατοπίσεις των εφεδράνων κάθε μεσοβάθρου (κέντρο) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους (κάτω) για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις.

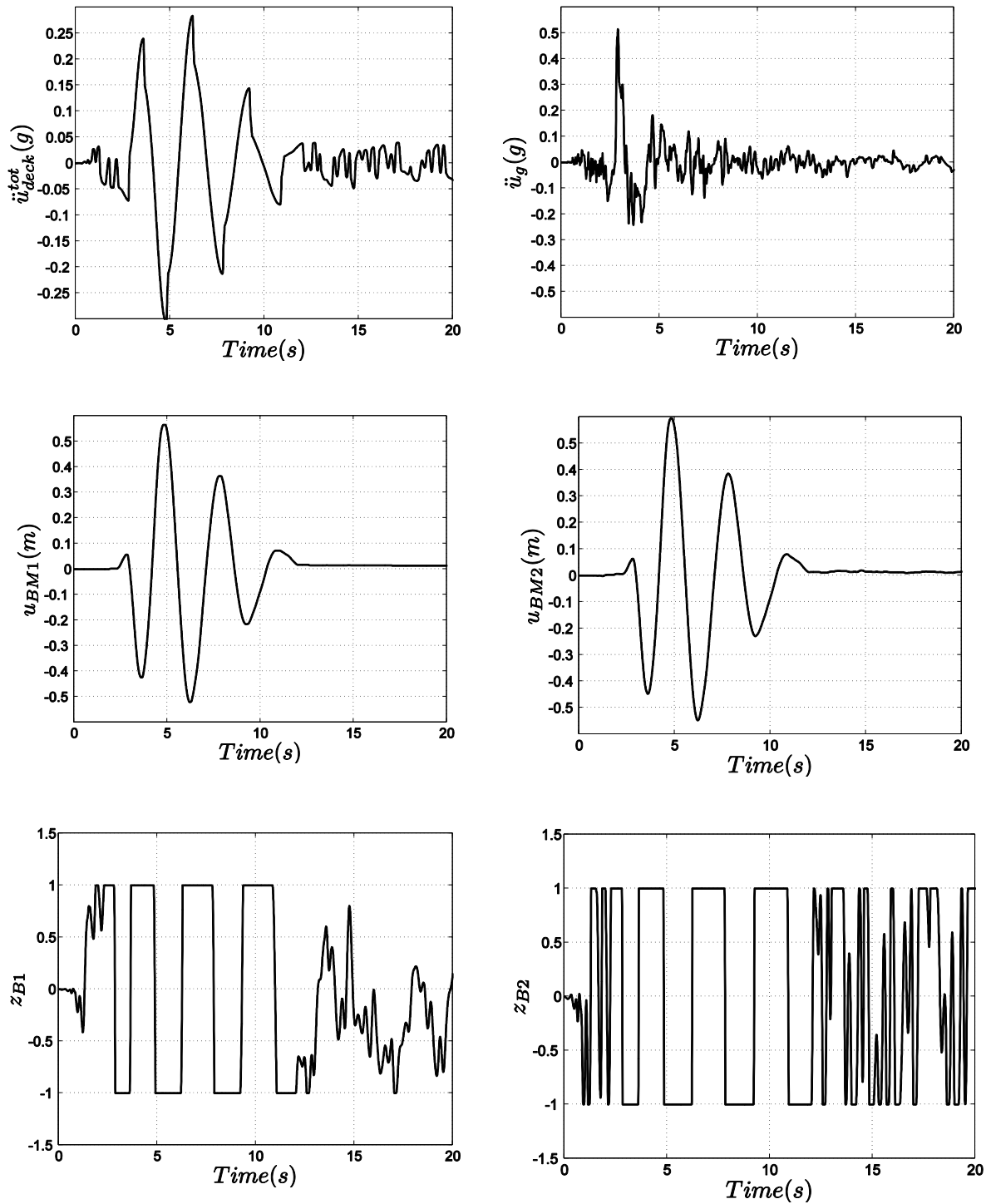
Για την αναγνώριση της ιδιοπεριόδου του συστήματος χρησιμοποιήθηκε αρχικά το συνολικό σήμα της επιτάχυνσης του καταστρώματος (Σχήμα 7.28-7.33 άνω-αριστερά), αγνοώντας τη δράση των διαφορετικών φορέων κατά τη διάρκεια της απόκρισής του. Η αναγνώριση και η ταυτοποίηση των ιδιοπεριόδων έγινε εφαρμόζοντας την Prediction Error Method (PEM) και την Wavelet Transform Method (WTM) στο σήμα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.34. Φαίνεται ότι η μέθοδος PEM είναι αποτελεσματική μόνο στην περίπτωση της καταγραφής του Geot. Inv. Center, ενώ η μέθοδος WTM στις καταγραφές El Centro Array #5 και 95 Erzincan. Η μέθοδος WTM δίνει καλύτερα αποτελέσματα καθώς δεν επηρεάζεται από το υπόλοιπο σήμα και στοχεύει στον πιο ενεργητικό παλμό.

1979 Imperial Valley, El Centro Array#5



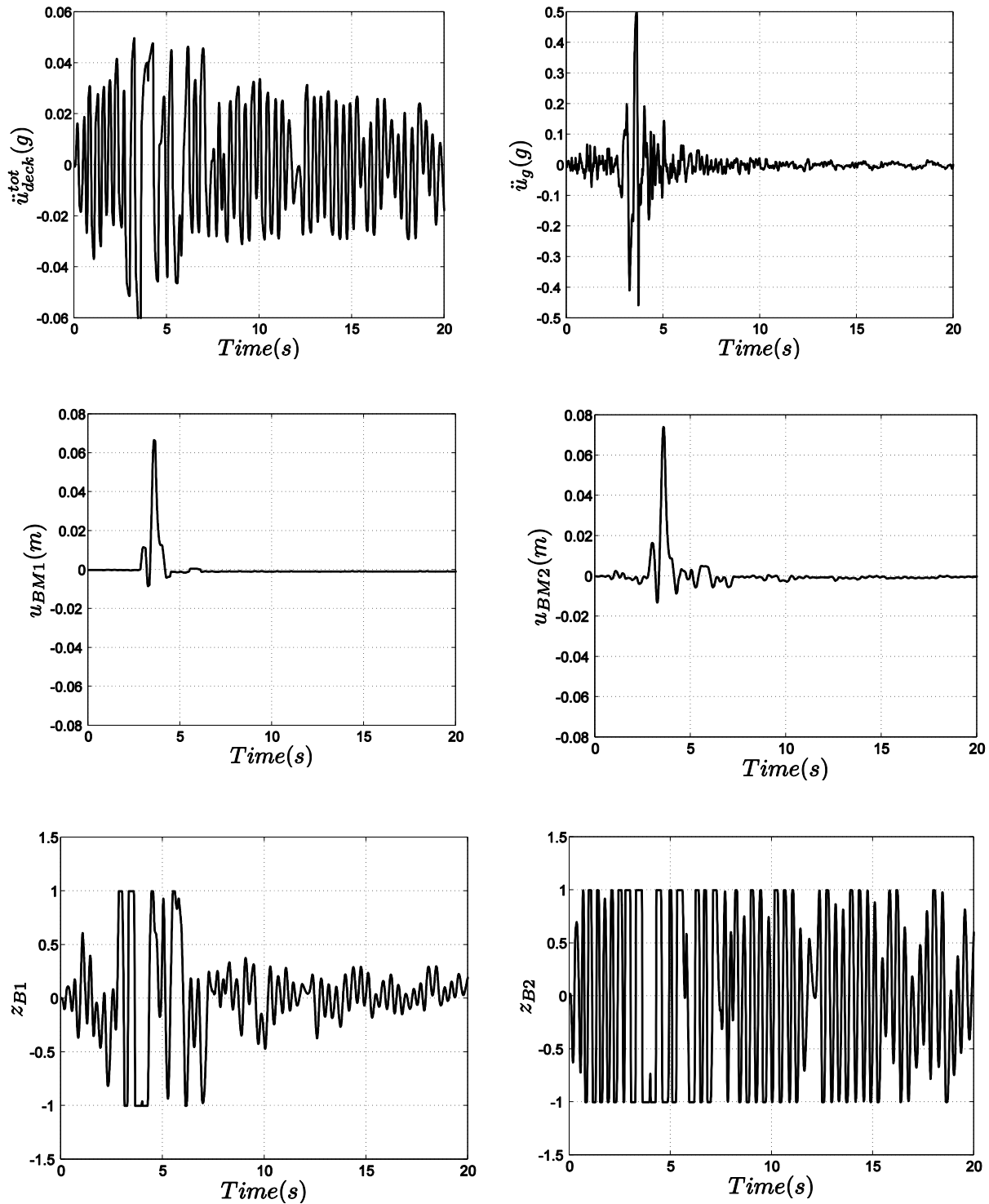
Σχήμα 7.28. Επιτάχυνση καταστώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδράνων μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους, z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1979 Imperial Valley από την καταγραφή El Centro Array#5.

1992 Erzincan, 95 Erzincan



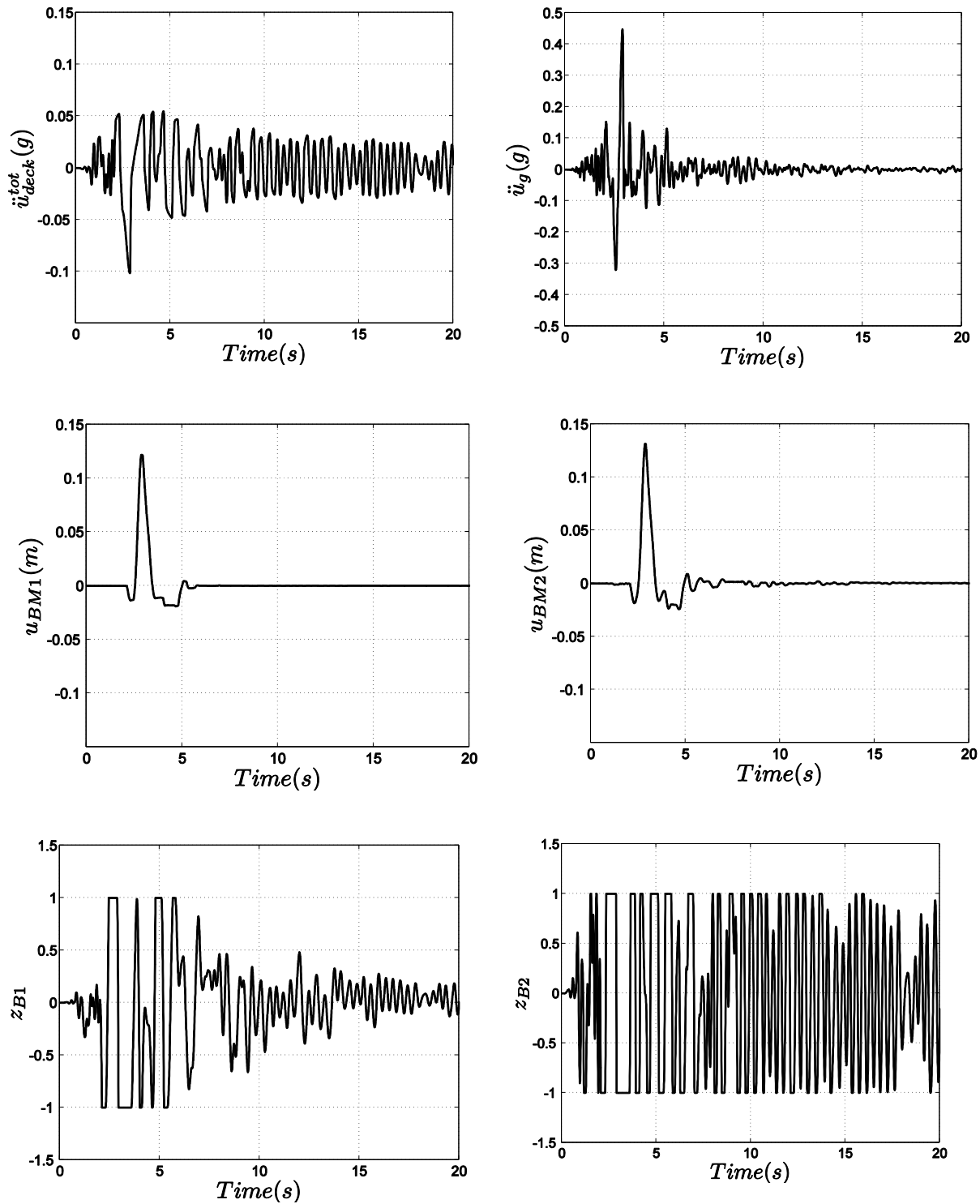
Σχήμα 7.29. Επιτάχυνση καταστρώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδράνων μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1992 Erzincan από την καταγραφή 95 Erzincan.

1995 Aigion, OTE building



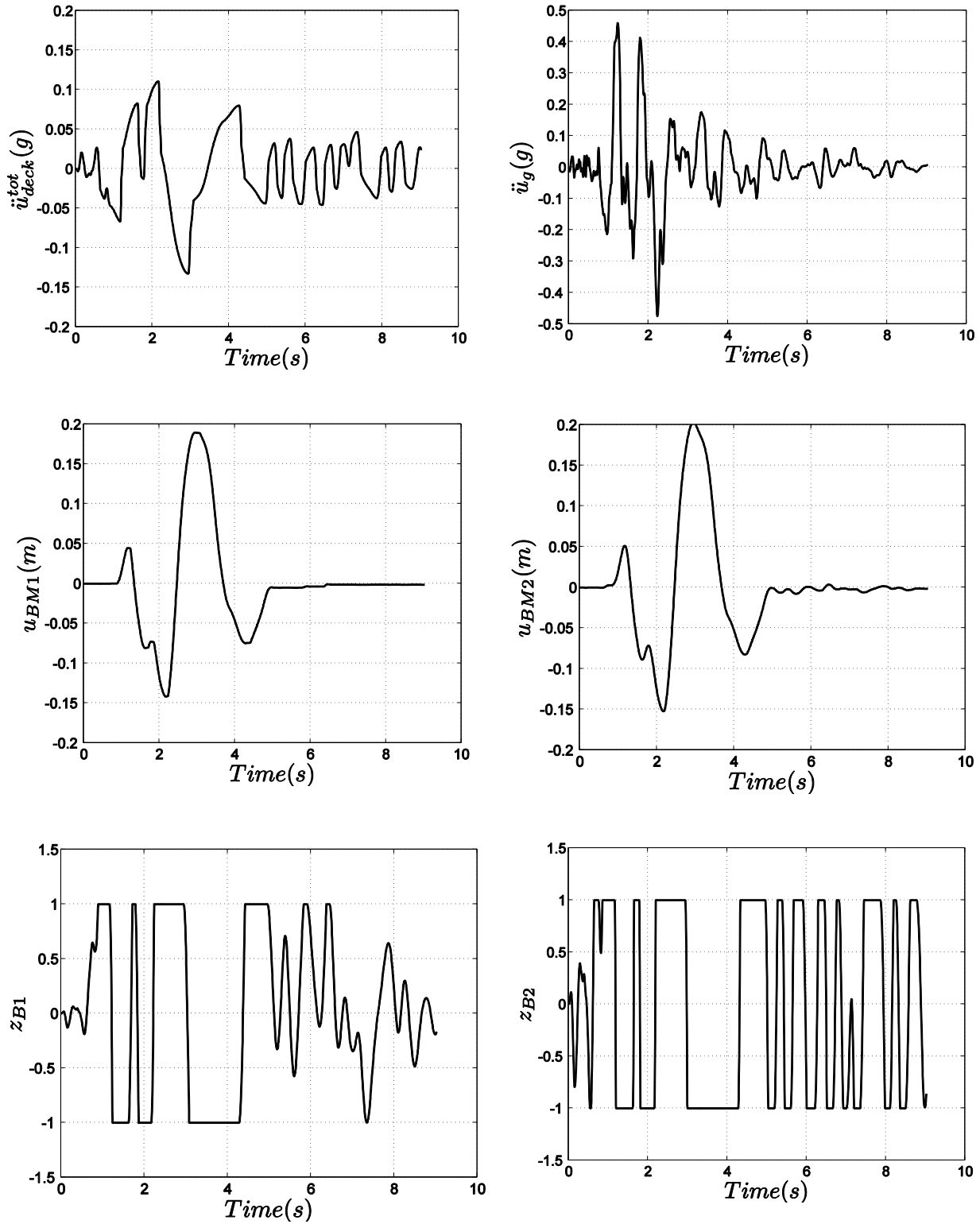
Σχήμα 7.30. Επιτάχυνση καταστρώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδράνων μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1995 Aigion από την καταγραφή OTE building.

1979 Coyote Lake, Gilroy Array#6



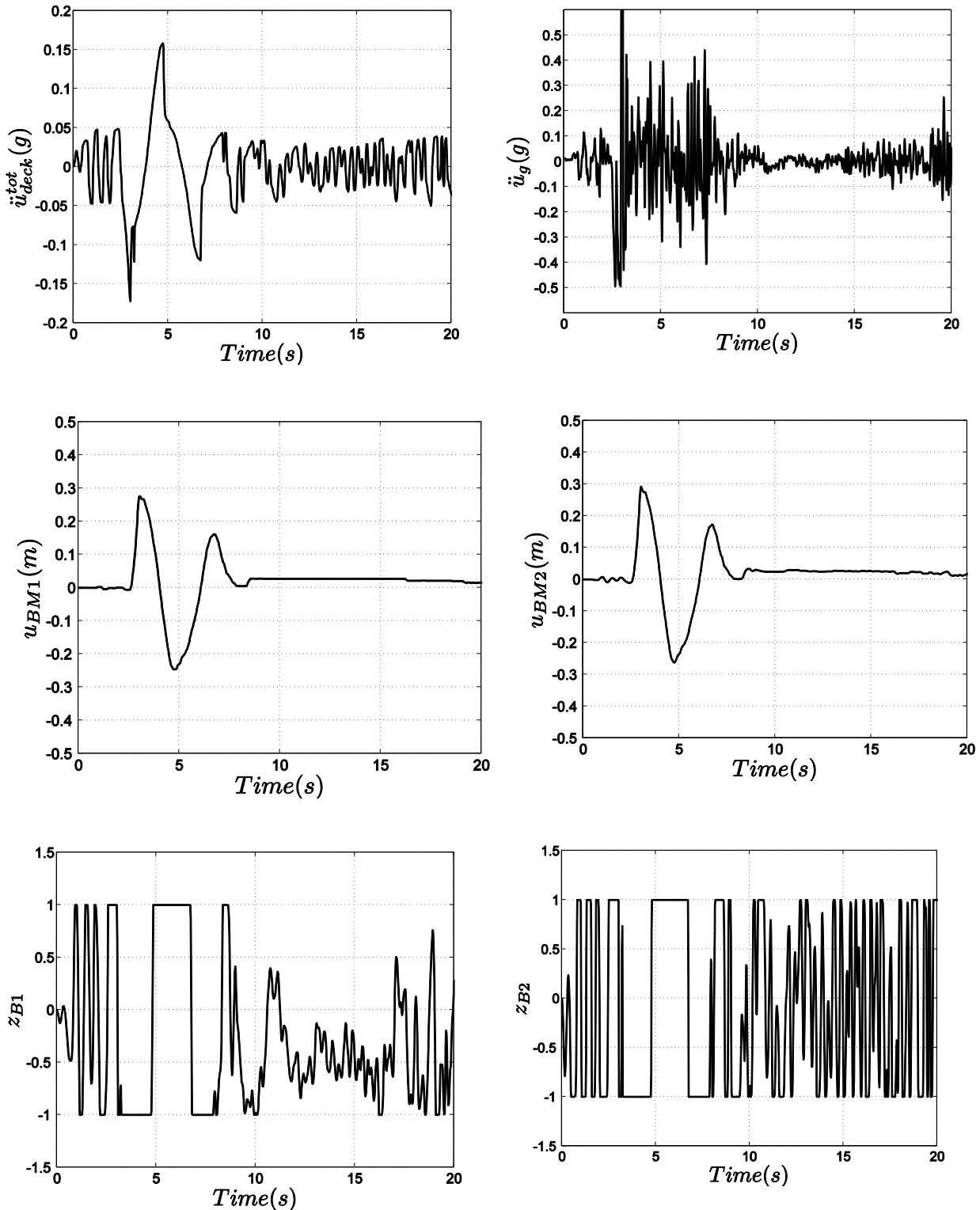
Σχήμα 7.31. Επιτάχυνση καταστρώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδρώνων μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1979 Coyote Lake από την καταγραφή Gilroy Array#6.

1992 Cape Mendocino, Cape Mendocino/000

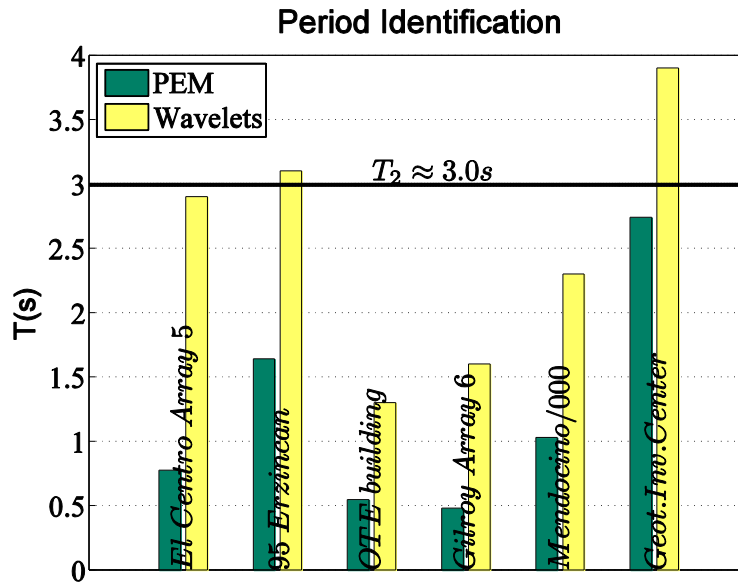


Σχήμα 7.32. Επιτάχυνση καταστρώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδράνων μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1992 Cape Mendocino από την καταγραφή Cape Mendocino/000.

1986 El Salvador, Geot. Inv. Center



Σχήμα 7.33. Επιτάχυνση καταστρώματος (άνω-αριστερά), επιτάχυνση εδάφους (άνω-δεξιά), μετατοπίσεις εφεδρών μεσοβάθρου M1 (κέντρο-αριστερά) και M2 (κέντρο-δεξιά) μαζί με τις αντίστοιχες εσωτερικές μεταβλητές τους z_{B1} και z_{B2} (κάτω) για τον σεισμό 1987 El Salvador από την καταγραφή Geot. Inv. Center.



Σχήμα 7.34. Αναγνώριση ιδιοπεριόδων με εφαρμογή των PEM και WTM σε όλο το σήμα της επιτάχυνσης του καταστρώματος για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις.

Μετά την αρχική αναγνώριση των ιδιοπεριόδων από το συνολικό σήμα, στη συνέχεια, διαχωρίζεται το σήμα στα χρονικά διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων. Εδώ γίνεται μία παρένθεση για να περιγραφούν οι τρεις διαφορετικοί φορείς που δρουν κατά την απόκριση της συγκεκριμένης σεισμικά μονωμένης γέφυρας στην διαμήκη διεύθυνση.

Η μετατόπιση διαρροής του συστήματος σεισμικής μόνωσης που έχει επιλεγεί είναι

$u_{y1} = u_{y2} = 0.00025m$ με συντελεστή τριβής $\mu_1 = \mu_2 = Q_1 = Q_2 = 0.045$, ακτίνα καμπυλότητας σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, $R_1 = R_2 = 2.2m$ και άρα η περίοδος που προκύπτει από την πρώτη δυσκαμψία είναι $T_{B1,py} = T_{B2,py} = 0.15s$ ενώ από την δεύτερη, $T_{B1,py} = T_{B2,py} = 3.0s$. Οι τρεις διαδοχικοί φορείς που θα δράσουν είναι:

1. Φορέας 0: Ο γραμμικός φορέας στον οποίο τα εφέδρανα στα δύο μεσόβαθρα παραμένουν «κλειδωμένα». Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος του φορέα είναι $T \approx 0.36s$.
2. Φορέας 1: Είναι ο «ενδιάμεσος» φορέας –όταν ενεργοποιείται το εφέδρανο του κοντού-δύσκαμπτου πυλώνα (M2) ενώ το εφέδρανο του εύκαμπτου πυλώνα (M1) παραμένει «κλειδωμένο». Αν θεωρήσουμε ότι το ενεργοποιημένο εφέδρανο έχει περίοδο, $T_{B2,py} = 3.0s$, τότε ο φορέας έχει ισοδύναμη ιδιοπερίοδο, $T \approx 0.95s$.
3. Φορέας 2: Είναι ο πλήρως ενεργοποιημένος φορέας, του οποίου η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος είναι $T \approx 3.0s$.

Το Σχήμα 7.35 απεικονίζει την εσωτερική μεταβλητή, z_{B1} (άνω), z_{B2} (κέντρο) των εφεδράνων των μεσοβάθρων M1 και M2 αντίστοιχα και την επιτάχυνση του καταστρώματος (κάτω) για τον σεισμό του 1979 Imperial Valley. Μέσω των εσωτερικών μεταβλητών χωρίζεται το συνολικό σήμα της

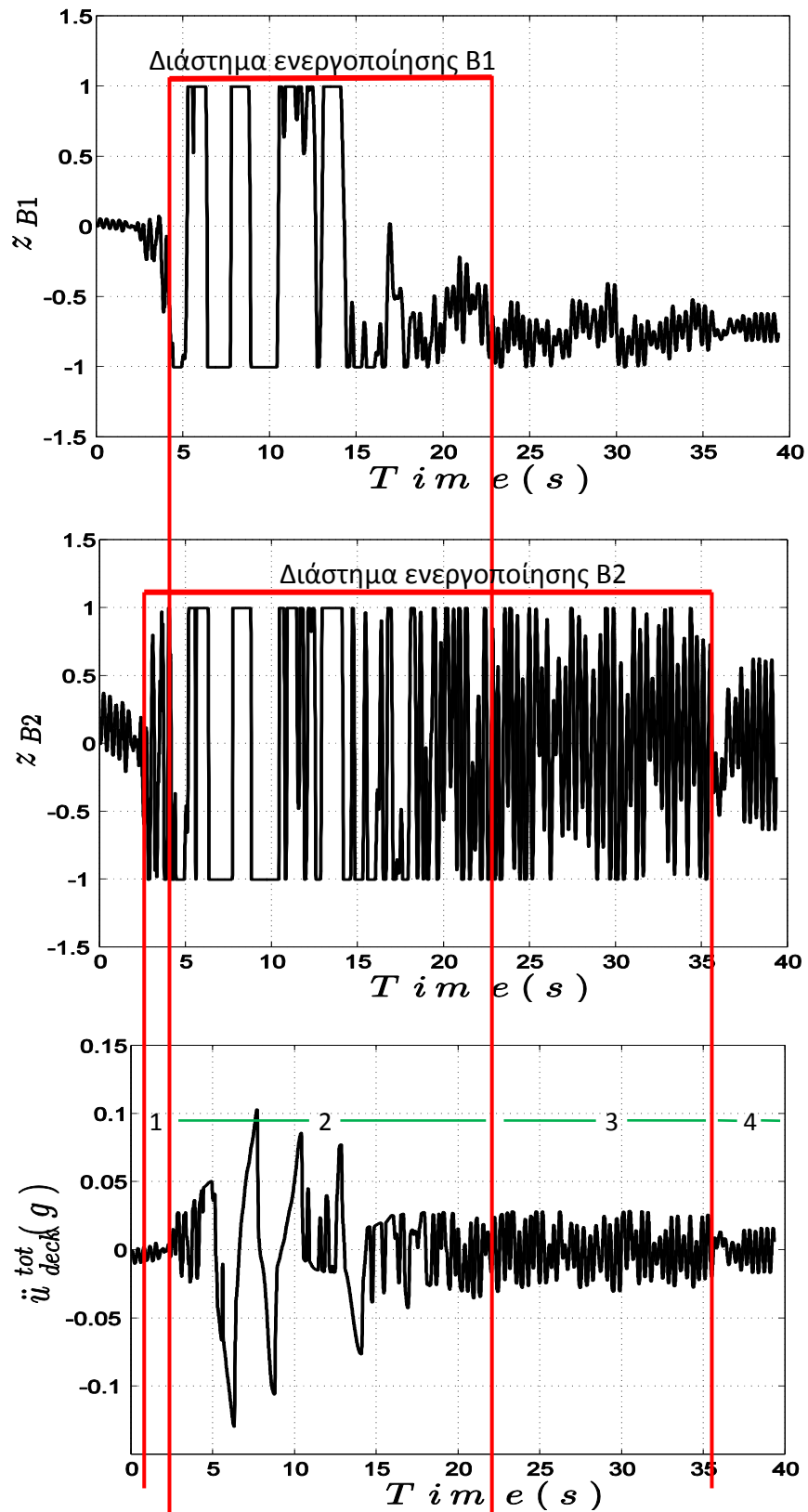
επιτάχυνσης του καταστρώματος στα επιμέρους διαστήματα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.35. Από την ανάγνωση των σημάτων των z_{B1} και z_{B2} συνάγεται ότι το εφέδρανο του μεσοβάθρου M1 (ψηλός πυλώνας) παραμένει λιγότερο ενεργοποιημένο από το αντίστοιχο εφέδρανο του μεσοβάθρου M2 (κοντός πυλώνας), όπως αναμενόταν. Από το Σχήμα 7.35 φαίνεται ότι το χρονικό διάστημα 1 αντιστοιχεί στον φορέα στον οποίο το εφέδρανο B2 είναι ενεργοποιημένο, ενώ το B1 παραμένει «κλειδωμένο» (Φορέας 1). Το διάστημα 2 αντιστοιχεί στον φορέα όπου τα εφέδρανα B1 και B2 είναι ενεργοποιημένα (Φορέας 2), το διάστημα 3 στον Φορέα 1 και το διάστημα 4 στον γραμμικό φορέα όπου όλα τα εφέδρανα παραμένουν «κλειδωμένα» (Φορέας 0). Αντίστοιχα χωρίζονται τα σήματα της απόκρισης της γέφυρας όταν υπόκειται στις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις.

Τα Σχήματα 7.36-7.41 παρουσιάζουν αριστερά τις εσωτερικές μεταβλητές των εφεδράνων B1 και B2, z_{B1} και z_{B2} αντίστοιχα, για κάθε χρονικό διάστημα και δεξιά την επιτάχυνση του καταστρώματος σε κάθε διάστημα, για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Τα Σχήματα 7.42-7.45 απεικονίζουν τις ιδιοπεριόδους που αναγνωρίστηκαν σε κάθε χρονικό διάστημα μέσω της εφαρμογής της Prediction Error Method (PEM) και της Wavelet Transform Method (WTM) στην επιτάχυνση του καταστρώματος στο συγκεκριμένο διάστημα.

Είναι σαφές ότι από το διάστημα 1 και 3 μπορούμε να συλλέξουμε πληροφορίες για τον Φορέα 1. Συνήθως στο διάστημα 1 δεν υπάρχει αρκετή πληροφορία για να εξάγουμε με αξιοπιστία μέσα από το σήμα την περίοδο ταλάντωσης του Φορέα 1. Από το διάστημα 3 προκύπτουν καλύτερα αποτελέσματα (πιο κοντά στην επιθυμητή τιμή) αλλά παρότι υπάρχει επαρκής ποσότητα πληροφορίας δεν δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα καθώς δεν είναι ποιοτική πληροφορία για τον Φορέα 1. Με τον όρο ποιοτική πληροφορία υποδηλώνεται η ιδανική κατάσταση για την αναγνώριση της ιδιοπεριόδου του Φορέα 1 –να είναι πλήρως ενεργοποιημένο το εφέδρανο B2 αλλά να παραμένει «κλειδωμένο» το B1. Εν γένει, είναι δύσκολο να βρεθούν στο σήμα πλούσιες πληροφορίες για τον «ενδιάμεσο» φορέα.

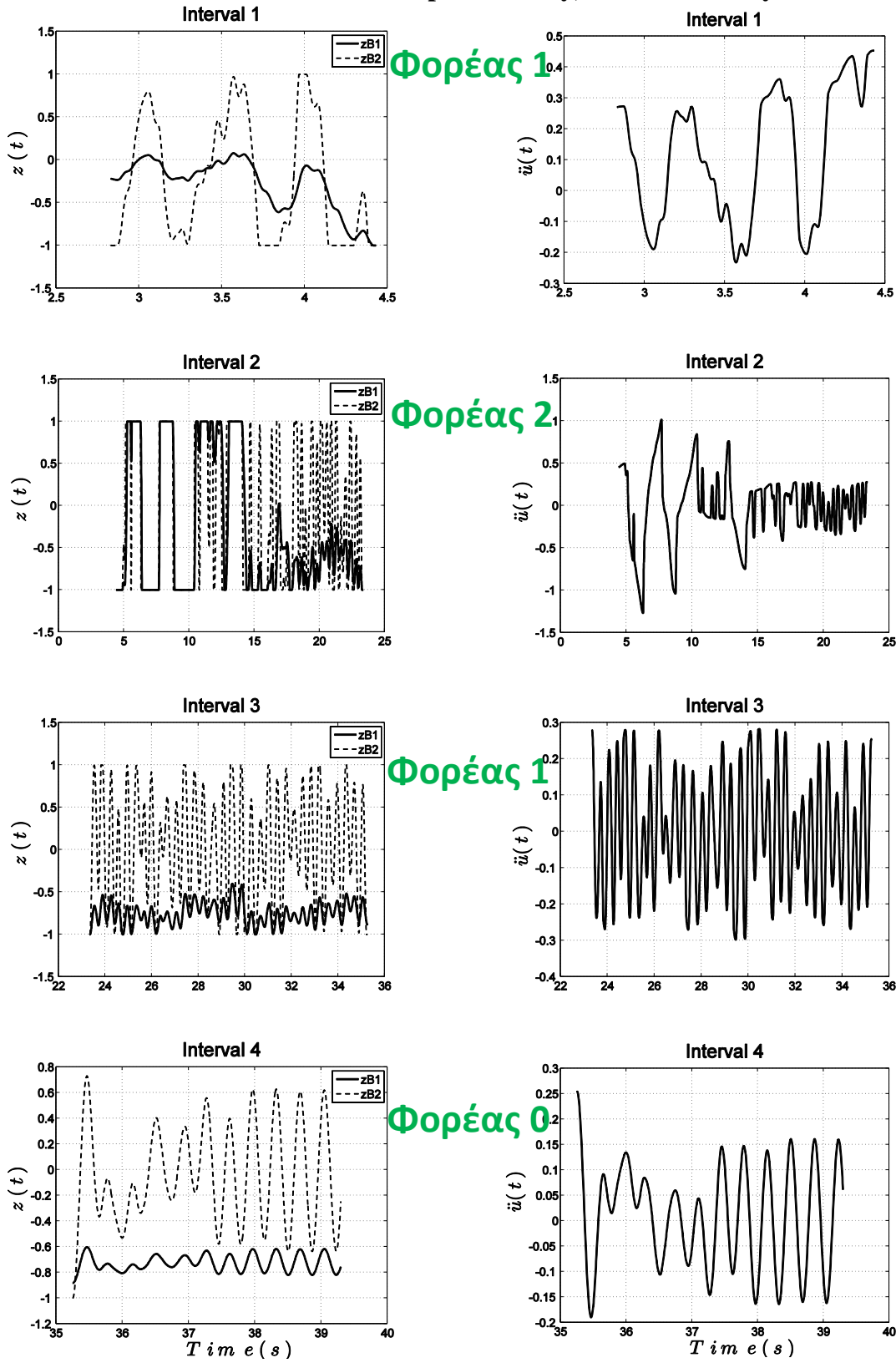
Όσον αφορά την ιδιοπερίοδο του Φορέα 2, το Σχήμα 7.43 δίνει βελτιωμένα αποτελέσματα σε σχέση με το Σχήμα 7.34 και σε αρκετές περιπτώσεις η ιδιοπερίοδος ταυτοποιείται ικανοποιητικά. Παρόλα αυτά, είναι φανερό ότι για να δουλέψουν και οι δύο μέθοδοι αναγνώρισης και ταυτοποίησης πιο αξιόπιστα, το σήμα πρέπει να διαθέτει πλούσια πληροφορία για την ενεργοποίηση των εφεδράνων B1 και B2 (δηλαδή πολλά σημεία πάνω στο plateau του z_{B1} και z_{B2}). Επιπλέον, για μεγαλύτερη ακρίβεια η PEM, χρειάζεται πολύ προσεκτικό διαχωρισμό στα χρονικά διαστήματα, καθώς επηρεάζεται έντονα από όλο το υπό εξέταση σήμα, σε αντίθεση με τα αριθμητικά κυματίδια τα οποία αναζητούν τον πιο ενεργητικό παλμό στο σήμα ανεξαρτήτως των υπόλοιπων δεδομένων.

Το Σχήμα 7.45 ταυτοποιεί σε ικανοποιητικό βαθμό την ιδιοπερίοδο του Φορέα 0 επιβεβαιώνοντας για ακόμα μία φορά ότι η PEM και η WTM δουλεύουν με μεγάλη επιτυχία σε γραμμικούς φορείς.



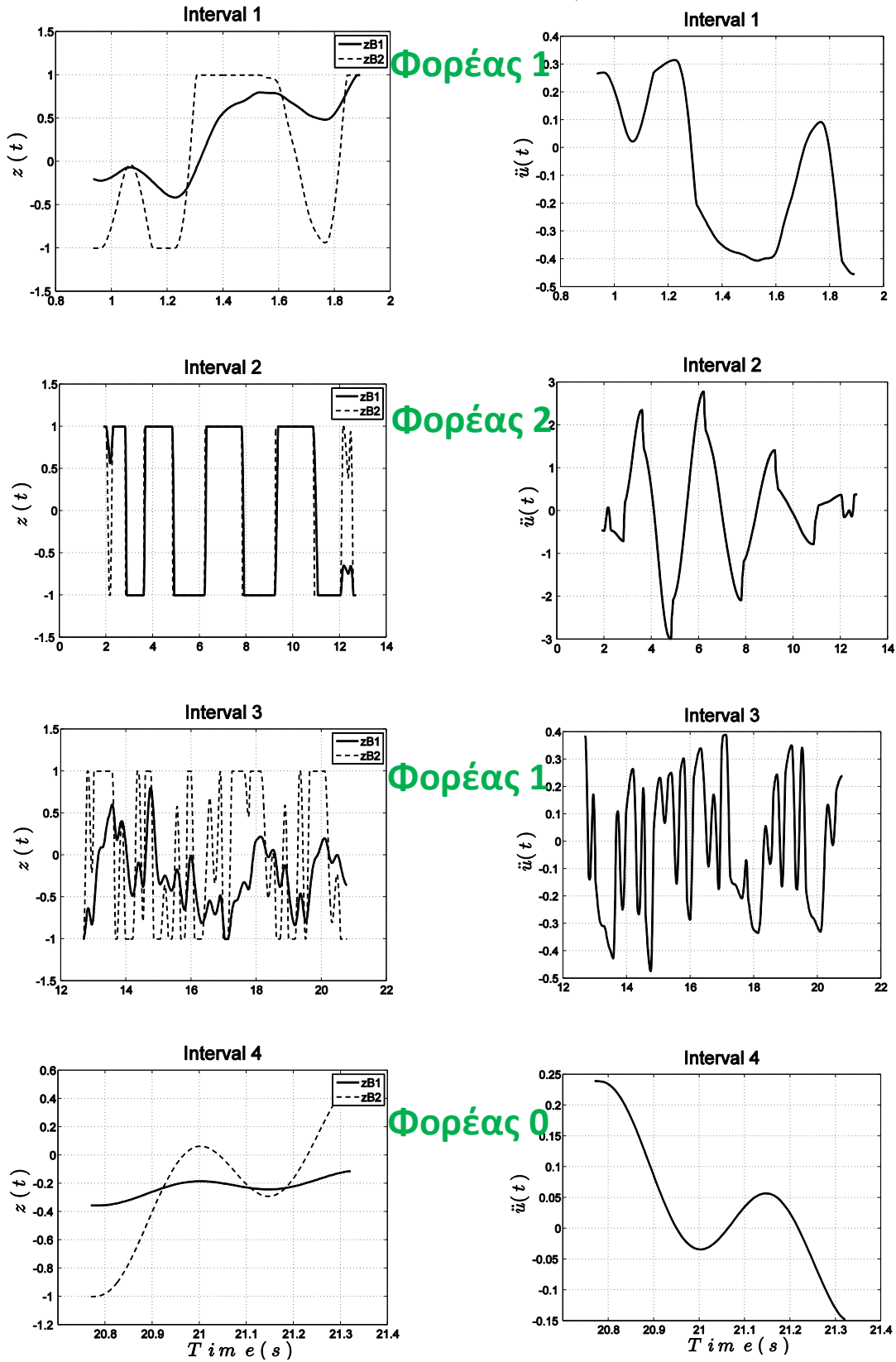
Σχήμα 7.35. Διαχωρισμός του σήματος της επιτάχυνσης του καταστράματος (κάτω), από τα διαστήματα ενεργοποίησης των εφεδράνων B1 και B2 αντίστοιχα (άνω και κέντρο) όταν η γέφυρα υπόκειται στην διέγερση του σεισμού 1979 Imperial Valley.

1979 Imperial Valley, El Centro Array#5



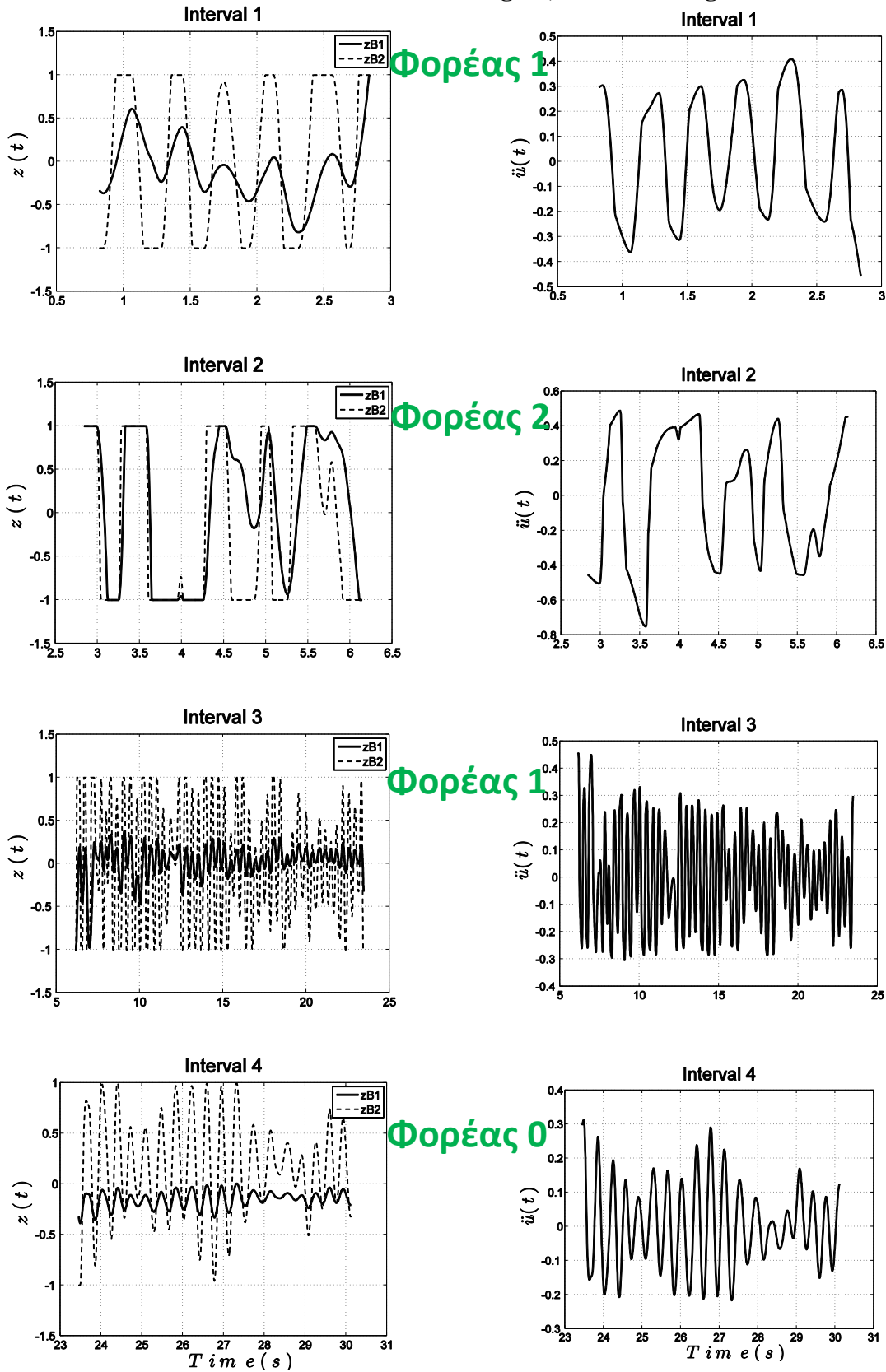
Σχήμα 7.36. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1979 Imperial Valley.

1992 Erzincan, 95 Erzincan



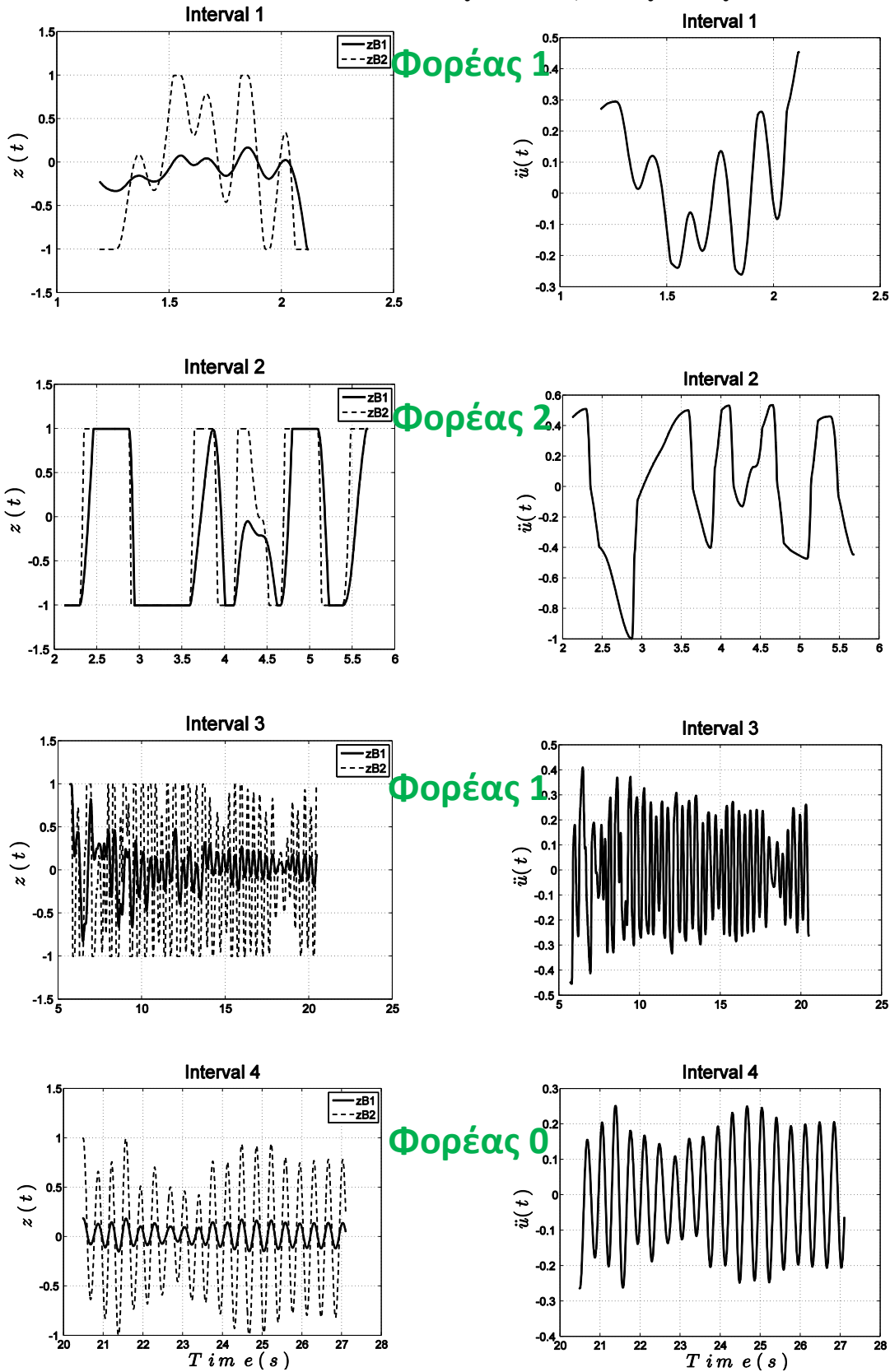
Σχήμα 7.37. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1992 Erzincan.

1995 Aigion, OTE building



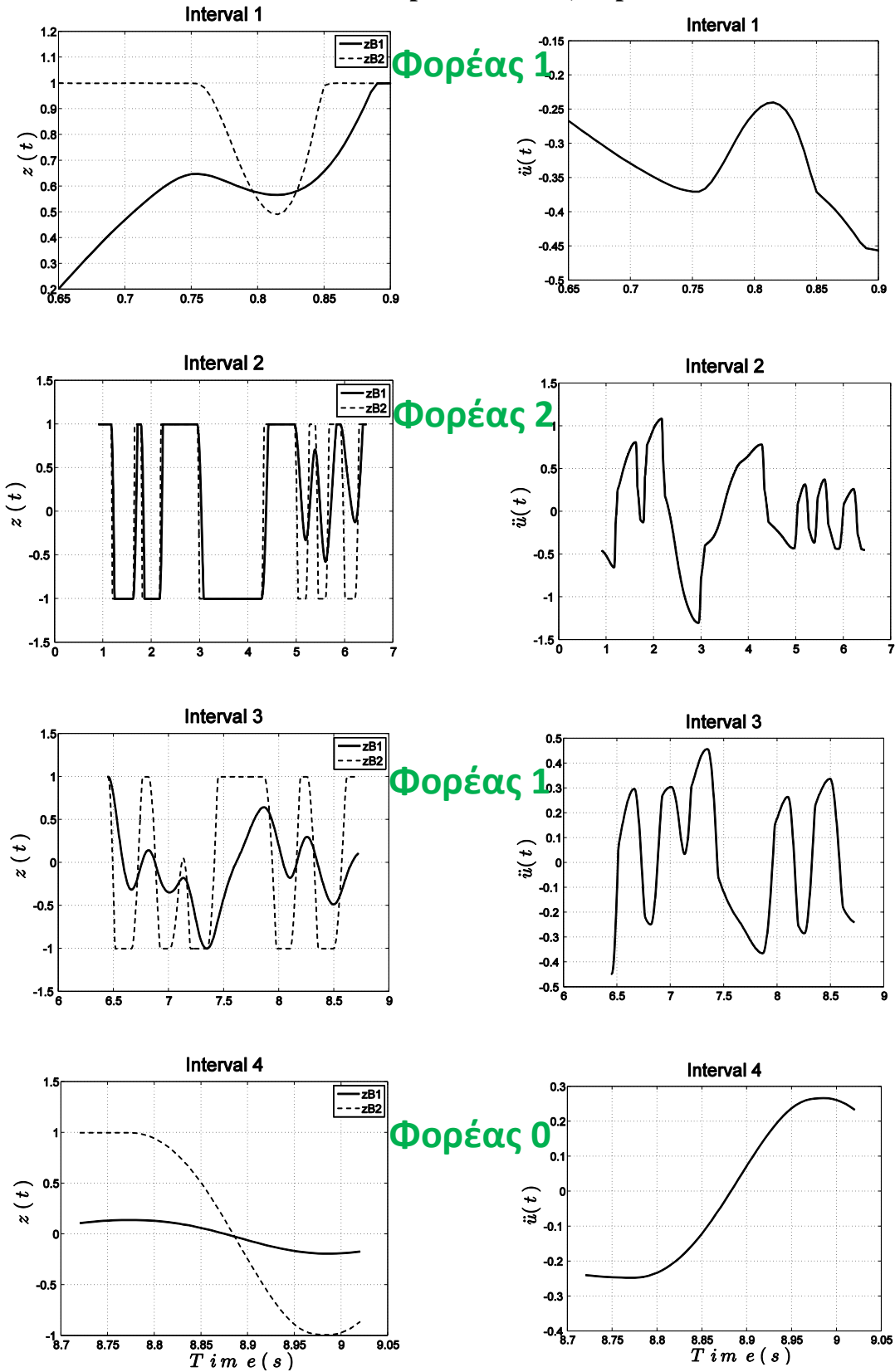
Σχήμα 7.38. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1995 Aigion.

1979 Coyote Lake, Gilroy Array#6



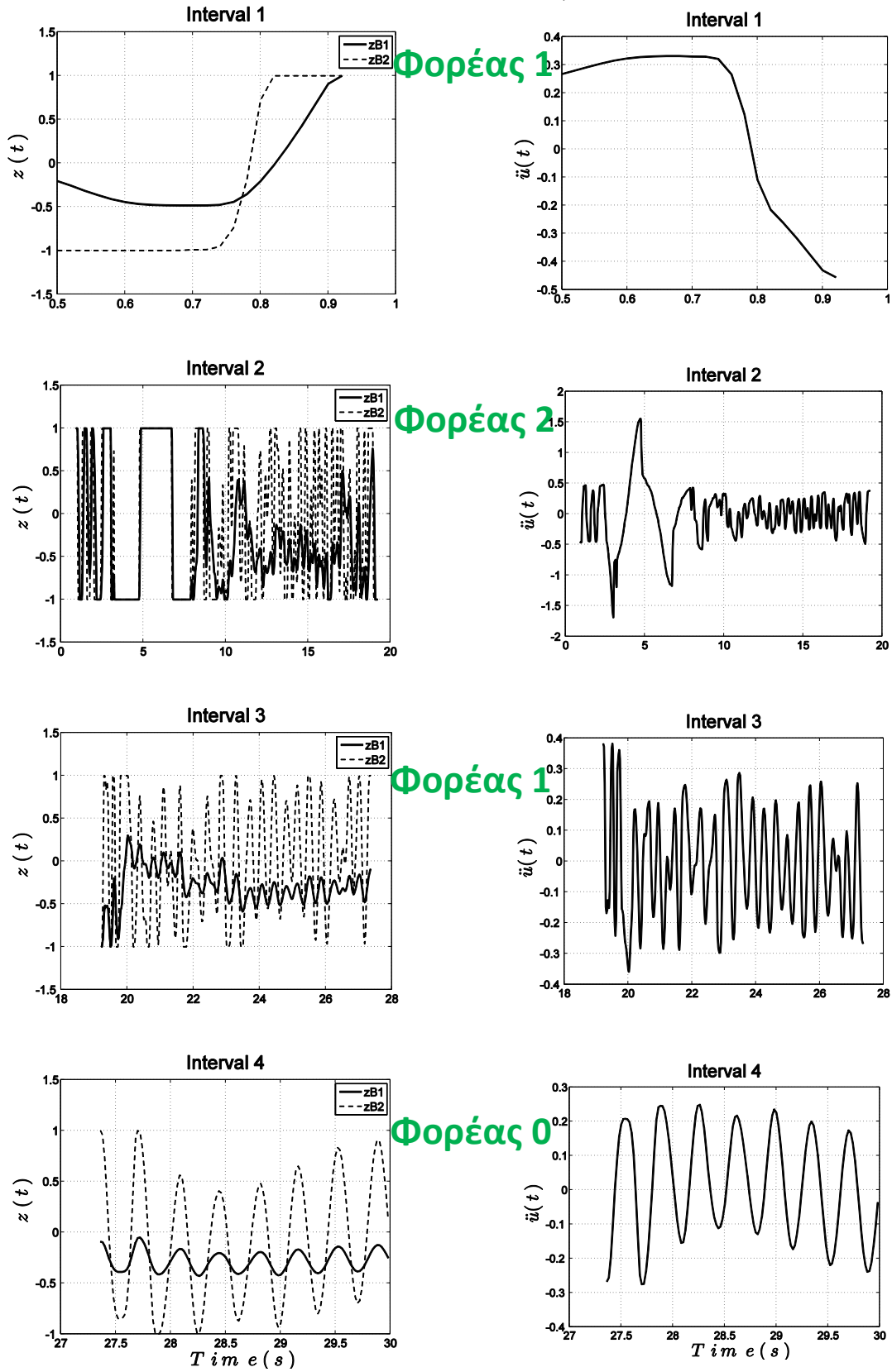
Σχήμα 7.39. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1979 Coyote Lake.

1992 Cape Mendocino, Cape Mendocino/000

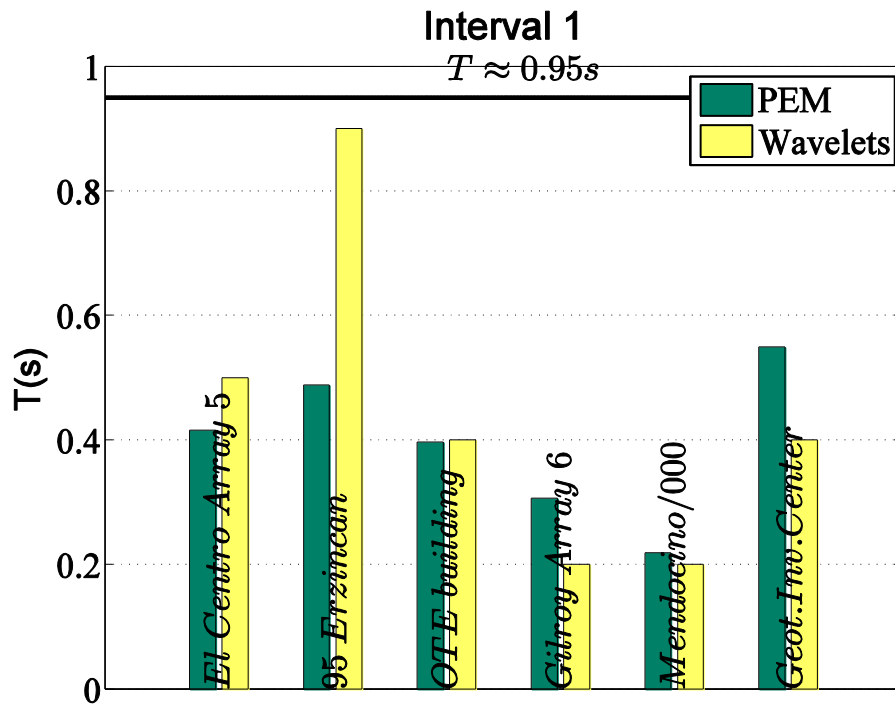


Σχήμα 7.40. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1992 Cape Mendocino.

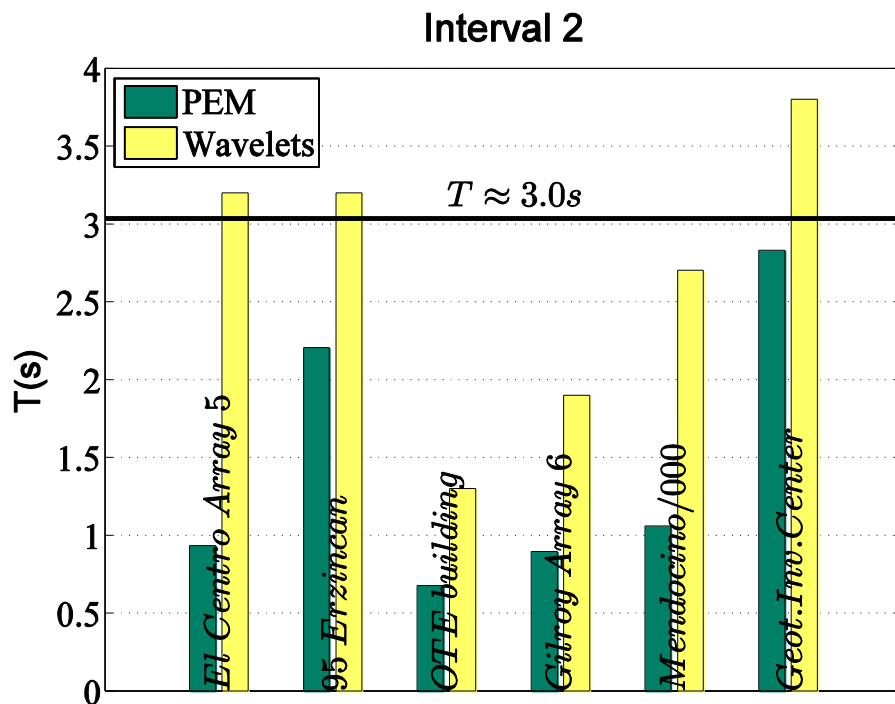
1986 El Salvador, Geot. Inv. Center



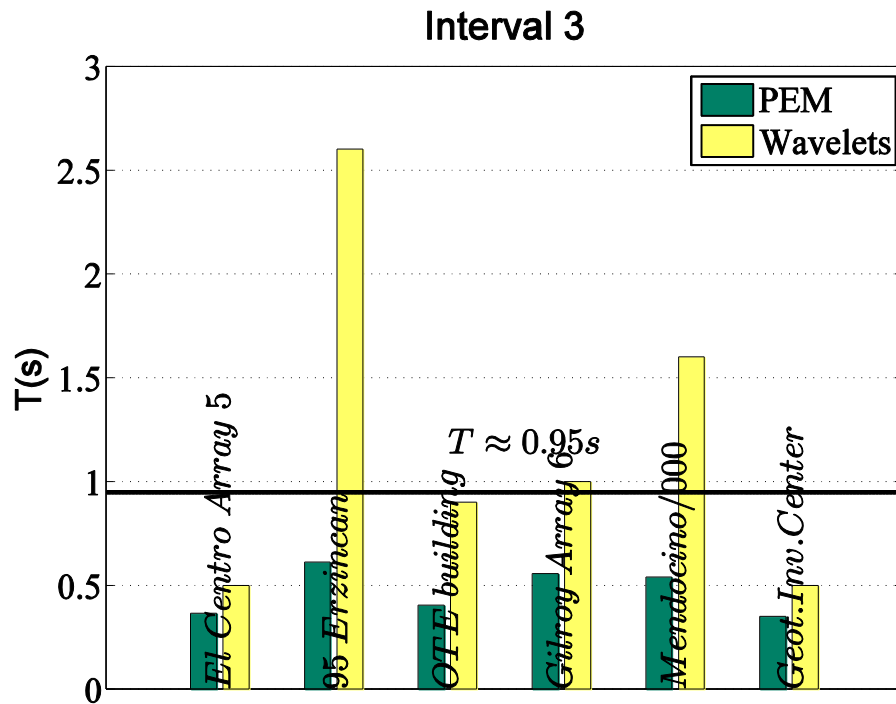
Σχήμα 7.41. Διαστήματα δράσης των διαδοχικών φορέων της γέφυρα κατά τον σεισμό 1986 El Salvador.



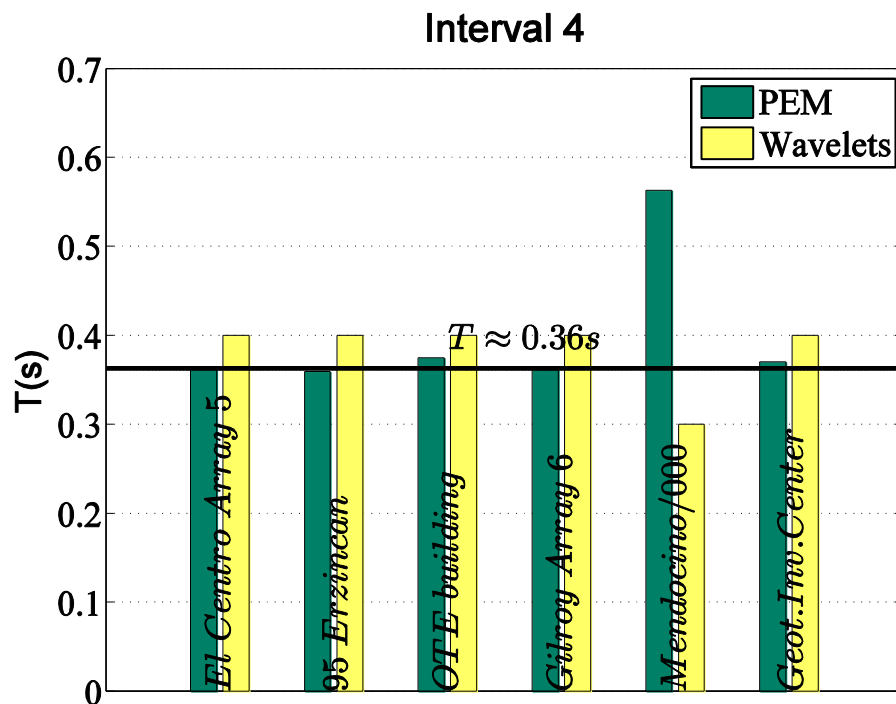
Σχήμα 7.42. Περίοδοι που αναγνωρίστηκαν από την εφαρμογή της PEM και της WTM στο χρονικό διάστημα 1 για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις.



Σχήμα 7.43. Περίοδοι που αναγνωρίστηκαν από την εφαρμογή της PEM και της WTM στο χρονικό διάστημα 2 για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις.



Σχήμα 7.44. Περίοδοι που αναγνωρίστηκαν από την εφαρμογή της PEM και της WTM στο χρονικό διάστημα 3 για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις.



Σχήμα 7.45. Περίοδοι που αναγνωρίστηκαν από την εφαρμογή της PEM και της WTM στο χρονικό διάστημα 4 για όλες τις εδαφικές επιταχύνσεις.

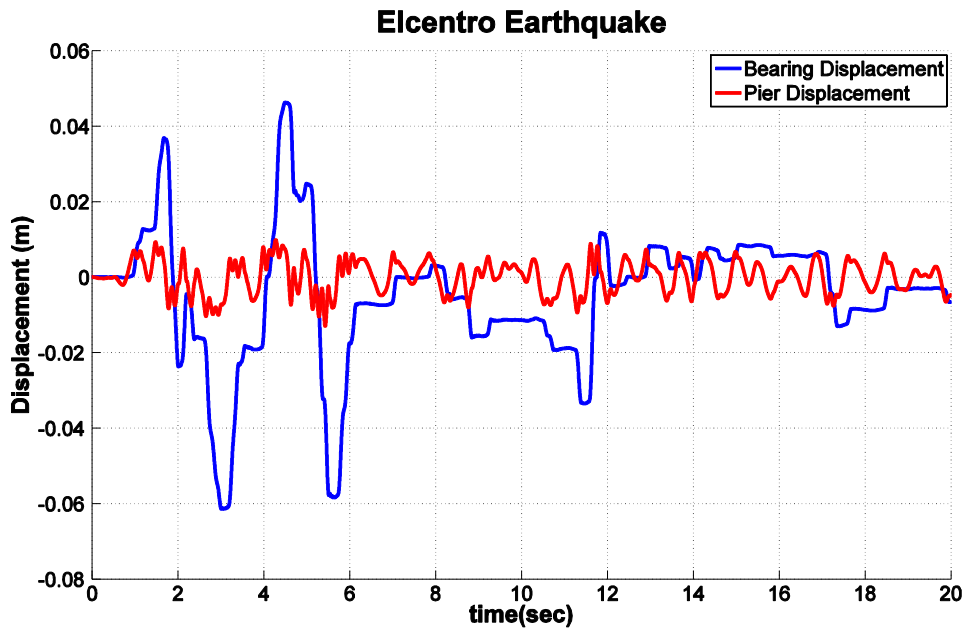
7.4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΟΥ ΕΔΡΑΖΕΤΑΙ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ

Μετά την ενδελεχή διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων γεφυρών στις προηγούμενες παραγράφους, ακολουθεί η διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης της σεισμικά μονωμένης γέφυρας του Σχήματος 7.1. Η γέφυρα υποβλήθηκε στις σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 7.3. Τα Σχήματα 7.46-7.53 παρουσιάζουν τις μετατοπίσεις των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης και των αντίστοιχων βάθρων για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Τα Σχήματα 7.54-7.61 συγκρίνουν τις μετατοπίσεις του καταστρώματος της σεισμικά μονωμένης γέφυρας του Σχήματος 7.1 με του καταστρώματος της ίδιας γέφυρας χωρίς τα σφαιρικά εφεδράνα ολίσθησης αλλά με λικνιζόμενα βάθρα. Είναι σαφές ότι η μετατόπιση του καταστρώματος στην περίπτωση της κλασσικής σεισμικής μόνωσης είναι μικρότερη. Παρόλα αυτά, αξίζει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση του σεισμού του Imperial Valley 1979 παρατηρείται το αντίθετο αποτέλεσμα. Αυτό συμβαίνει επειδή εκτός από τον κυρίαρχο παλμό, έχει αναγνωριστεί και ένας δευτερεύων παλμός με $a_p = 0.07g$, $T_p 2.9s$ που συντονίζει την κατασκευή με σεισμική μόνωση, αφού η ιδιοπερίοδος της σεισμικά μονωμένης κατασκευής είναι $T_f \approx 3.0s$.

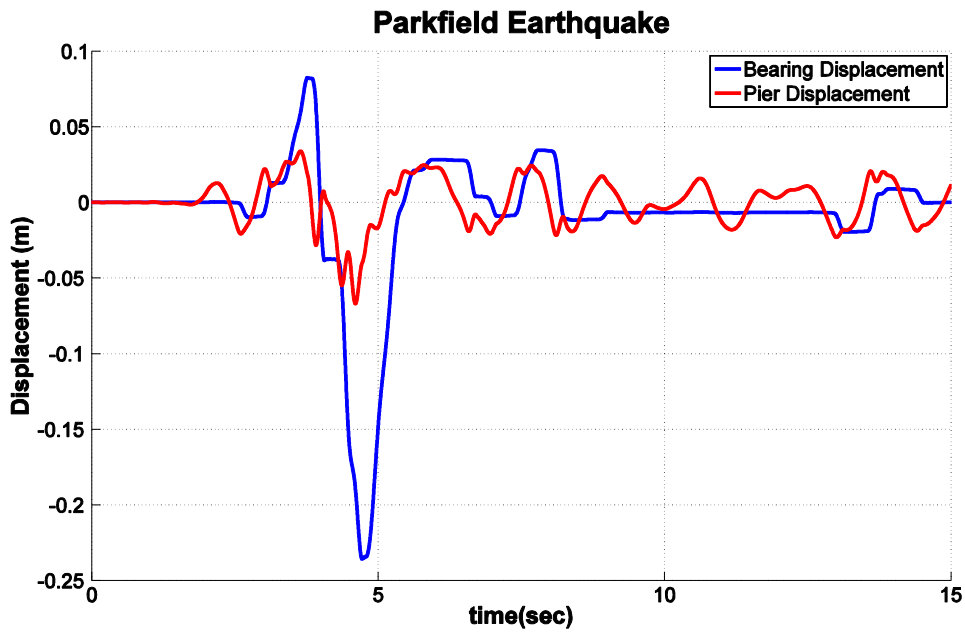
Τα πλεονεκτήματα της γέφυρας με τα λικνιζόμενα βάθρα συνοψίζονται στα (α) δεν υπάρχει ο φόβος για συντονισμό της κατασκευής με την διέγερση καθότι η δυσκαμψία του συστήματος είναι αρνητική και (β) τα βάθρα δεν εμφανίζουν προβλήματα επεναφοράς στην αρχική θέση του συστήματος όπως τα εφεδράνα σε μερικές περιπτώσεις στην κλασσική σεισμική μόνωση (residual displacement).

Πίνακας 7.3. Σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν ως διεγέρσεις.

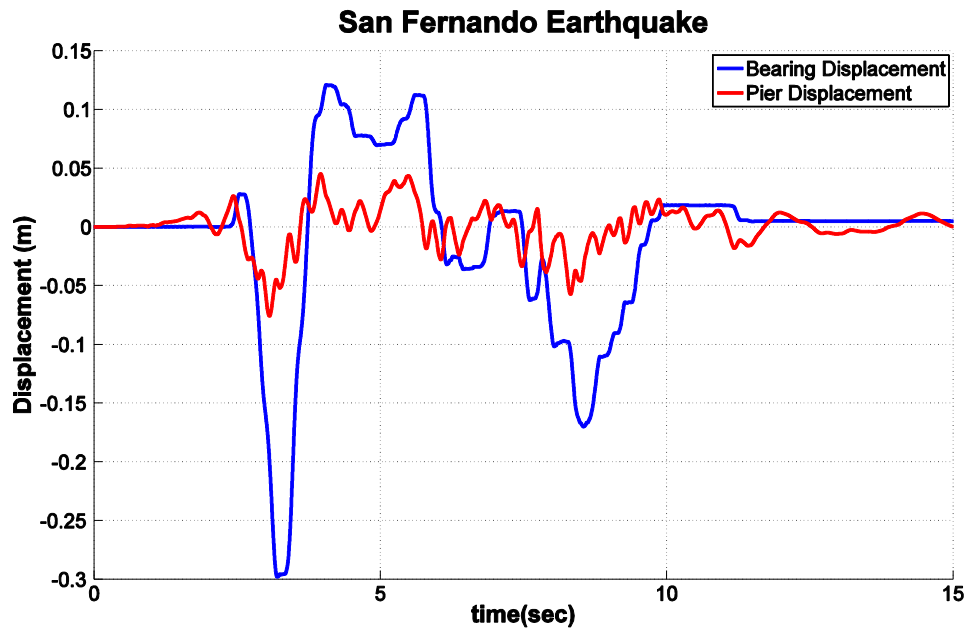
Earthquake	Record	M_w	$PGA(g)$	$a_p(g)$	$T_p(s)$	φ	γ	$L_e(m)$
1940 El Centro	El Centro NS	7.1		0.3	0.60	3.14	2	1.06
1966 Parkfield	Cholame #2 065	6.0	0.48	0.41	0.60	1.57	3	1.45
1971 San Fernando	Pacoima Dam/164	6.6	1.23	0.3	1.35	0	3	5.36
1973 Λευκάδα	OTE FP NS	6.3	0.53	0.50	0.80	2.36	1	3.14
1979 Imperial Valley	ElCentro Array#5	6.5		0.45	0.30	0	1	0.4
1986 Καλαμάτα	Κτίριο Νομαρχίας NS	5.9	0.27	0.20	0.40	1.57	3	0.31
1994 Northridge	Rinaldi Station 228	6.7	0.84	0.80	1.35	0.79	1	14.3
1995 Αίγιο	OTE FP	6.5	0.50	0.38	0.55	0	3	1.13



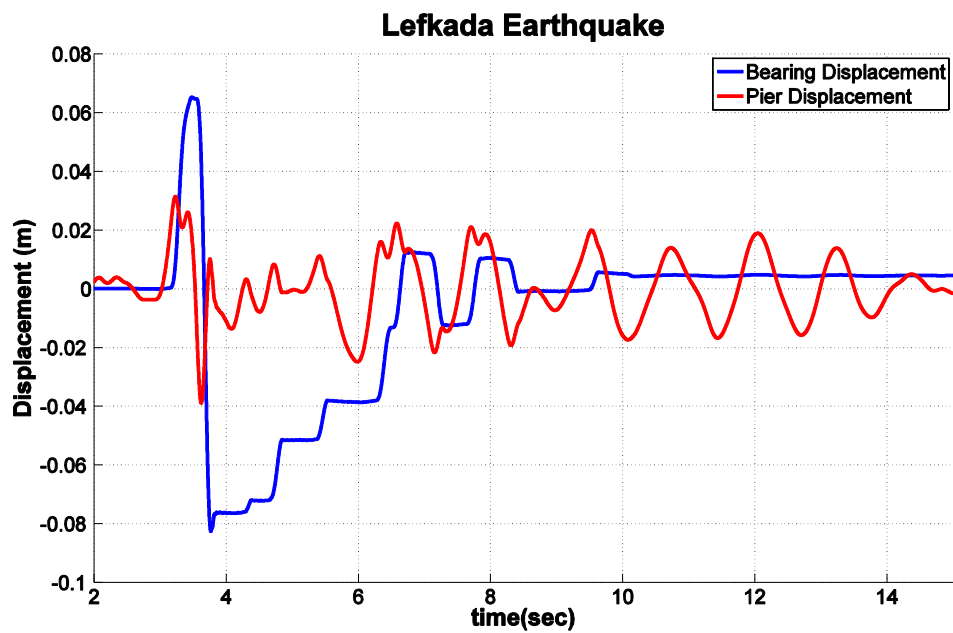
Σχήμα 7.46. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



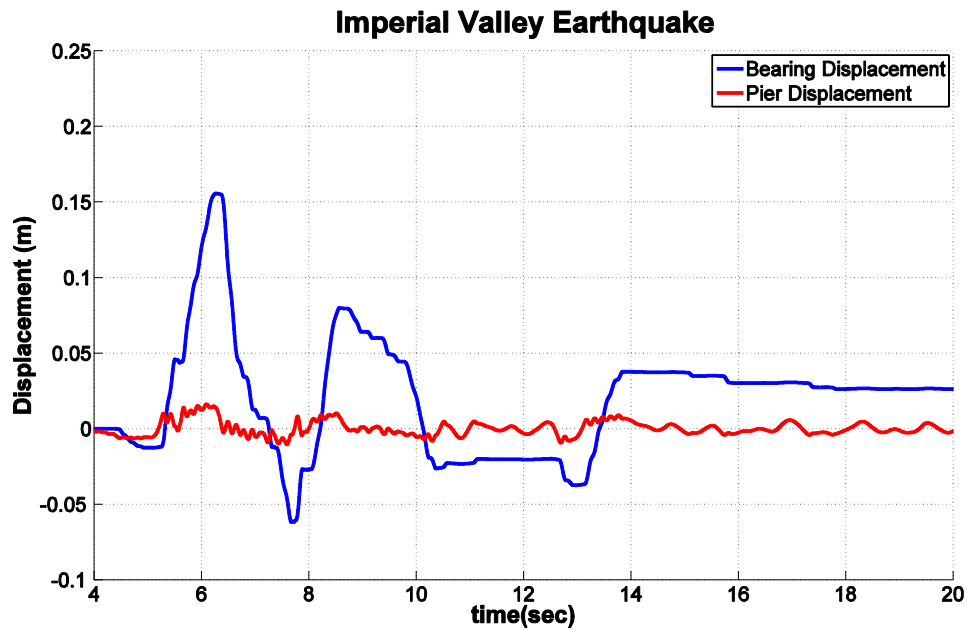
Σχήμα 7.47. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή Cholame #2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



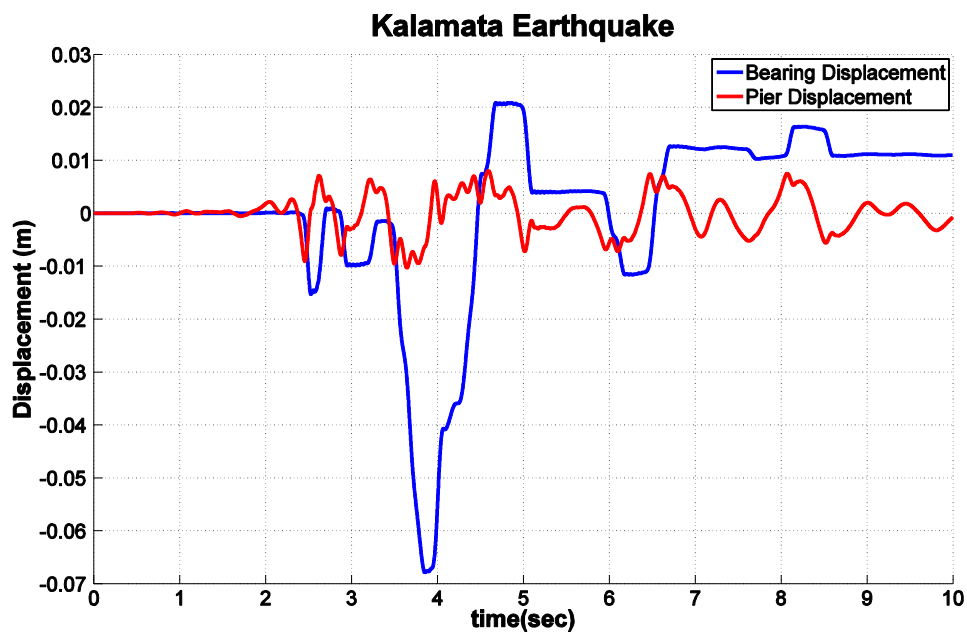
Σχήμα 7.48. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam/164 του σεισμού του San Fernando 1971.



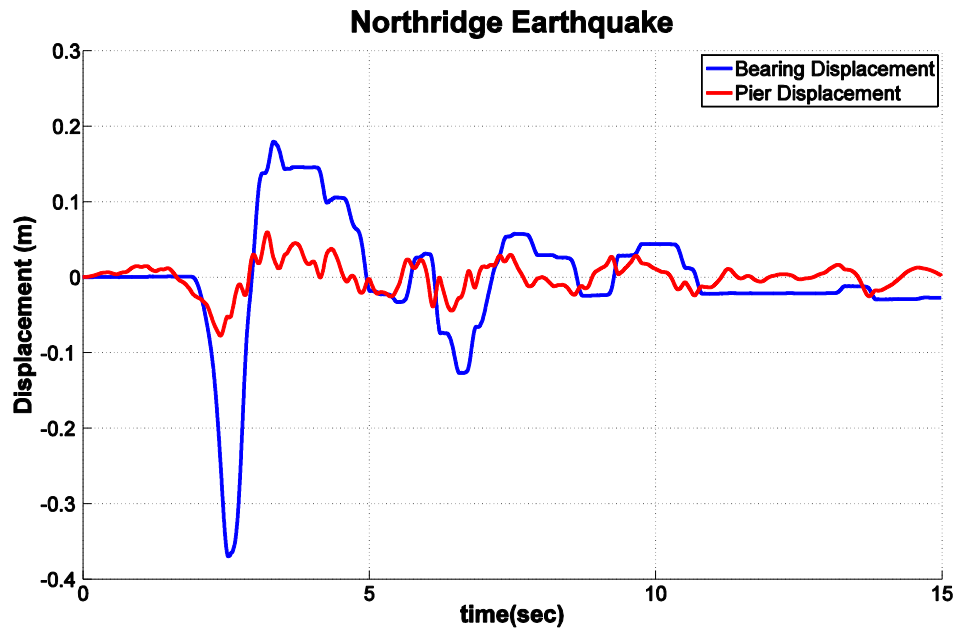
Σχήμα 7.49. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ FP του σεισμού της Λευκάδας 1973.



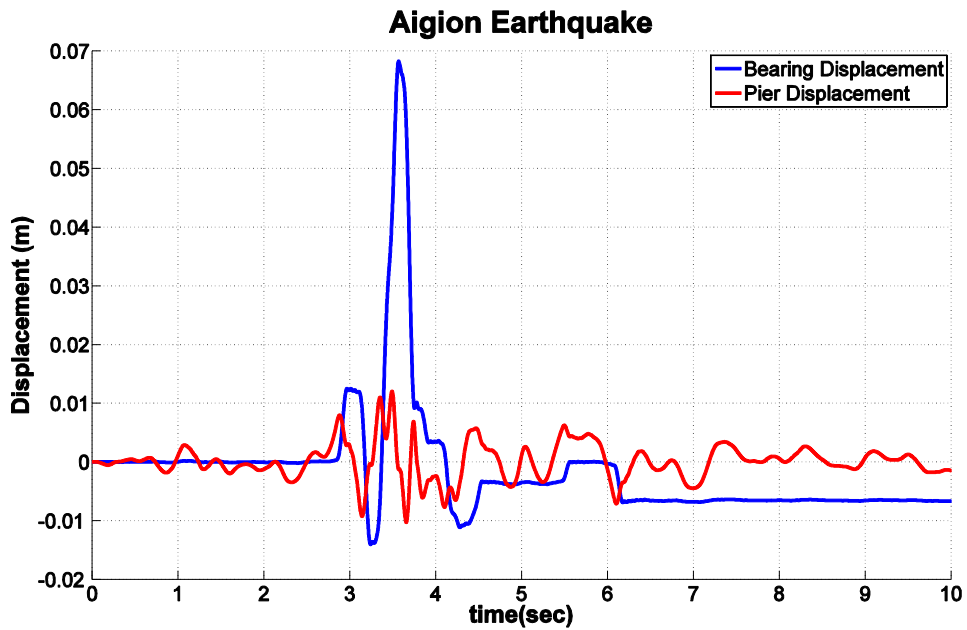
Σχήμα 7.50. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή ElCentro Array#5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



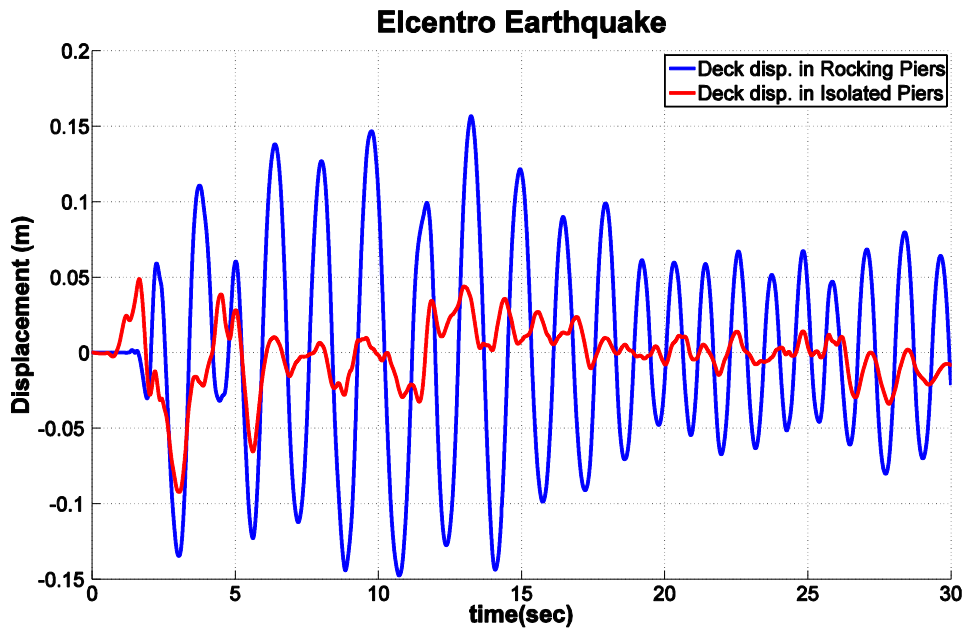
Σχήμα 7.51. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



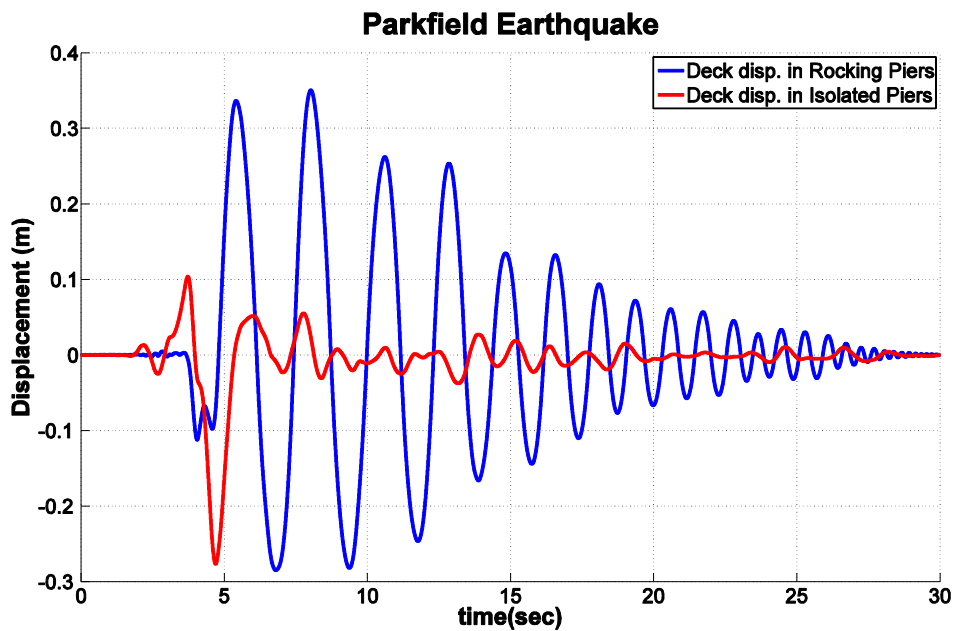
Σχήμα 7.52. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή Rinaldi Station 228 του σεισμού του Northridge 1994.



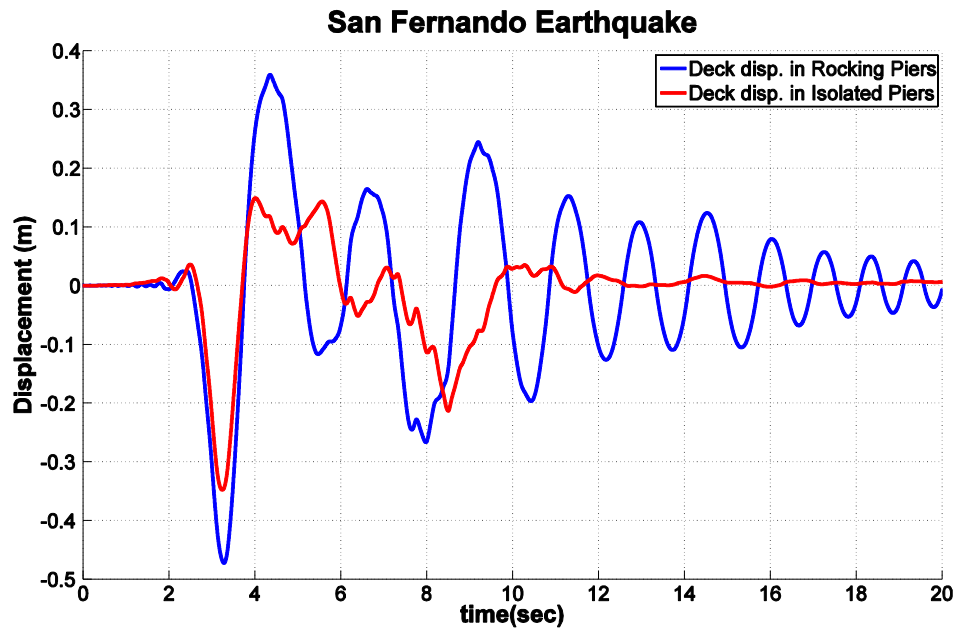
Σχήμα 7.53. Μετατόπιση των σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης (μπλε καμπύλη) και των βάθρων (κόκκινη καμπύλη) της γέφυρας του Σχήματος 7.1 όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ FP του σεισμού του Αιγίου 1995.



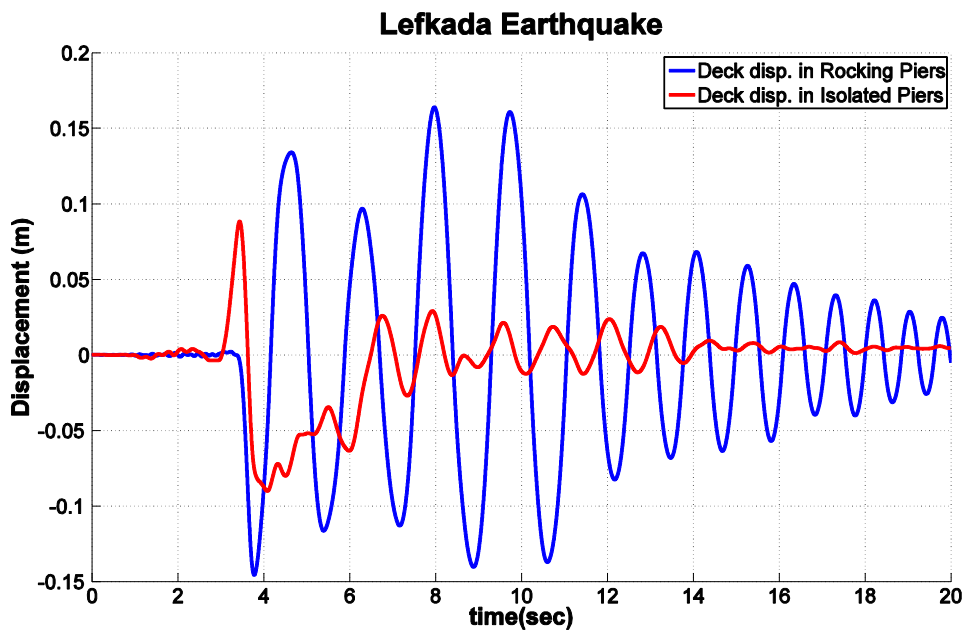
Σχήμα 7.54. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφέδρανα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή El Centro NS του σεισμού του El Centro 1940.



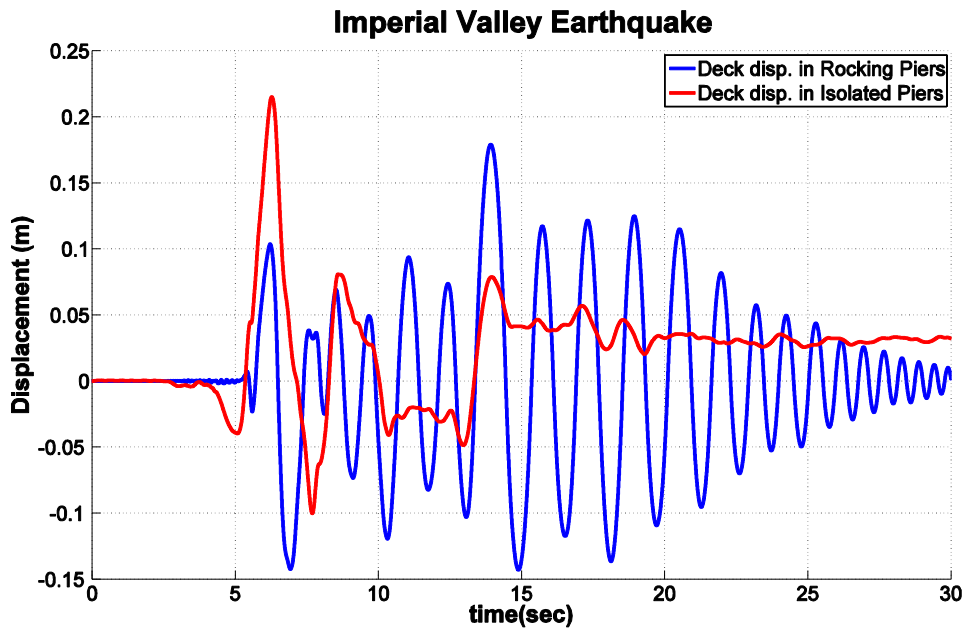
Σχήμα 7.55. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφέδρανα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή Cholame #2 065 του σεισμού του Parkfield 1966.



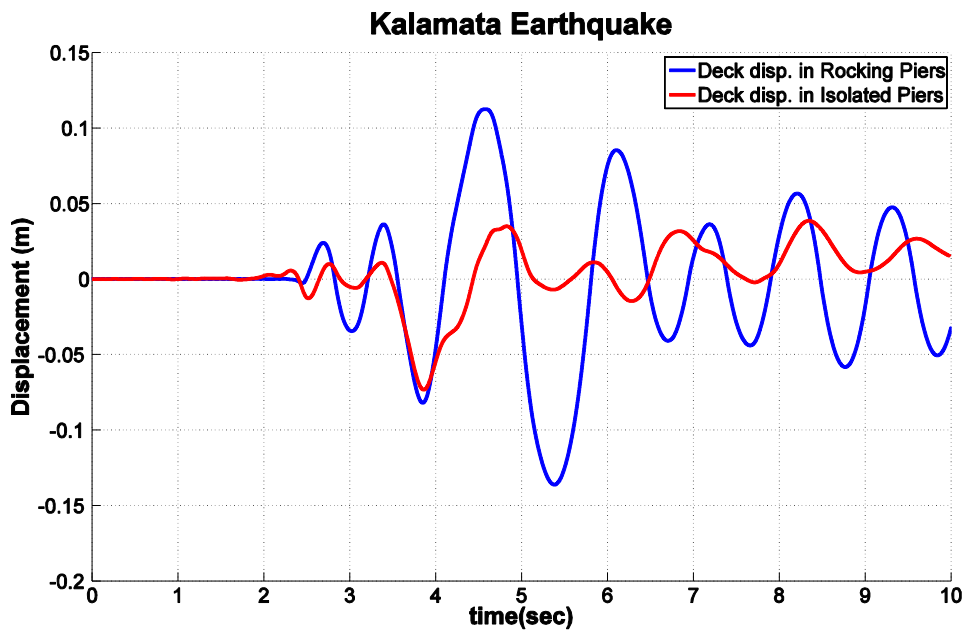
Σχήμα 7.56. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδράνα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή Pacoima Dam/164 του σεισμού του San Fernando 1971.



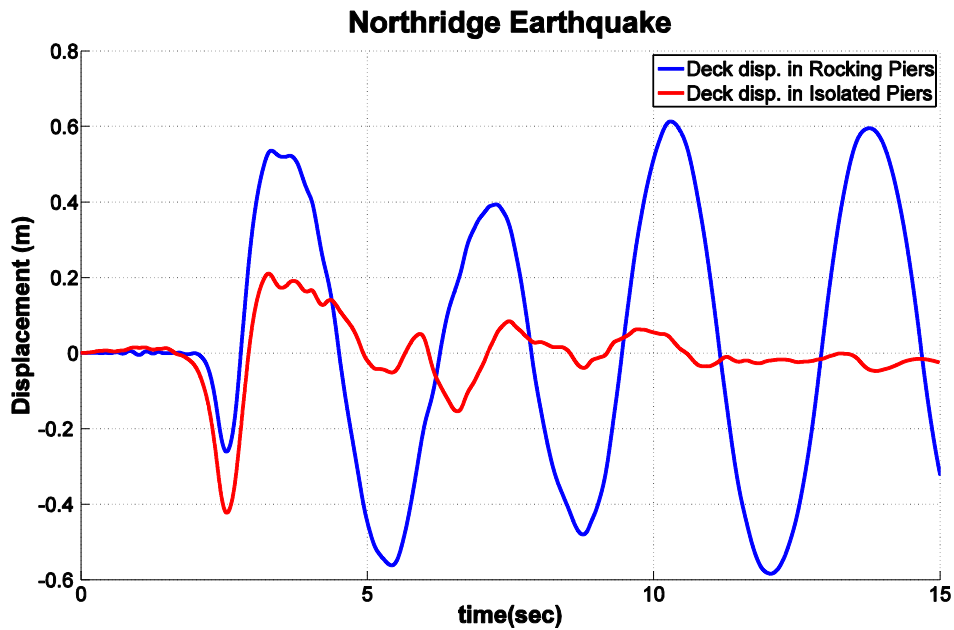
Σχήμα 7.57. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδράνα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ FP του σεισμού της Λευκάδας 1973.



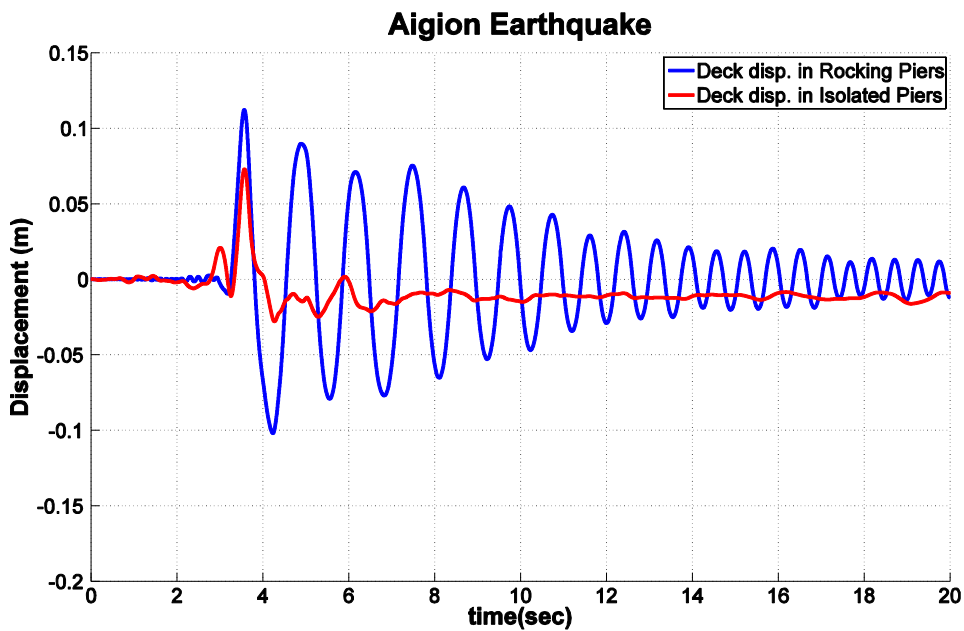
Σχήμα 7.58. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδράνα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή ElCentro Array#5 του σεισμού του Imperial Valley 1979.



Σχήμα 7.59. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδράνα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου Νομαρχίας NS του σεισμού της Καλαμάτας 1986.



Σχήμα 7.60. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδρανα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή Rinaldi Station 228 του σεισμού του Northridge 1994.

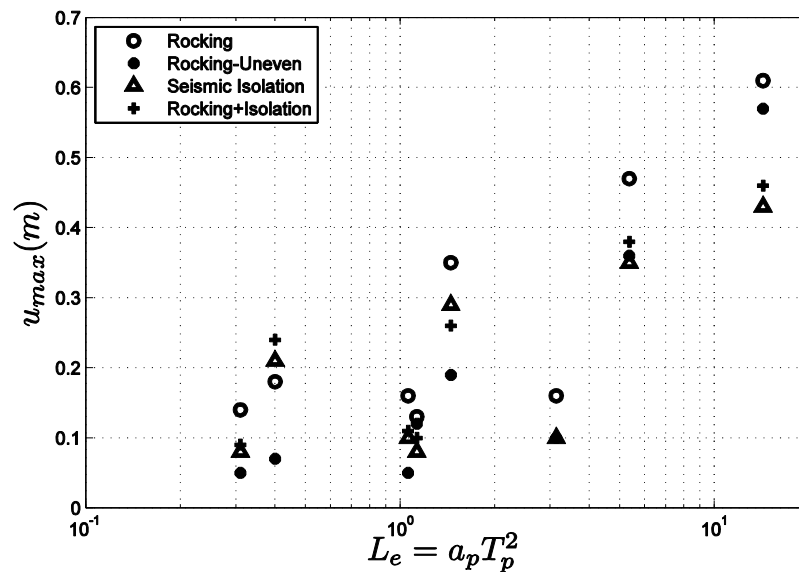


Σχήμα 7.61. Μετατόπιση του καταστρώματος της γέφυρας του Σχήματος 7.1 (κόκκινη καμπύλη) και της ίδιας γέφυρας, χωρίς σφαιρικά εφεδρανα όταν τα βάθρα αφήνονται να λικνίζονται ελεύθερα (μπλε καμπύλη), όταν υπόκειται στην καταγραφή του κτιρίου ΟΤΕ FP του σεισμού του Αιγίου 1995.

Στο Σχήμα 7.62 παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις των γεφυρών των Κεφαλαίων 5 και 7:

1. Γέφυρα με λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking),
2. Γέφυρα με ανισοϋπή λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking-Uneven),
3. Σεισμικά μονωμένη γέφυρα (Seismic Isolation) και
4. Γέφυρα με κλασσική σεισμική μόνωση στα κοντά βάρθρα και λικνιζόμενα ψηλά βάρθρα (Rocking+Isolation)

όταν υπόκεινται στις σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 7.3, σε συνάρτηση με το ενεργό μήκος του κυριάρχου παλμού σε κάθε σεισμική διέγερση, $L_e = a_p T_p^2$, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 7.3. Είναι σαφές ότι όταν το ενεργό μήκος του κυριάρχου παλμού των σεισμικών διεγέρσεων αυξάνεται, αυξάνονται και οι μέγιστες αποκρίσεις. Επίσης, η γέφυρα που εδράζεται σε ισοϋπή λικνιζόμενα βάρθρα, δίνει μεγαλύτερες μέγιστες τιμές αποκρίσεων πλην ορισμένων εξαιρέσεων.



Σχήμα 7.62. Μέγιστες μετατοπίσεις των γεφυρών των Κεφ. 5 και 7: (α) Γέφυρα με λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking), (β) Γέφυρα με ανισοϋπή λικνιζόμενα βάρθρα (Rocking-Uneven), (γ) Σεισμικά μονωμένη γέφυρα (Seismic Isolation) και (δ) Γέφυρα με κλασσική σεισμική μόνωση στα κοντά βάρθρα και λικνιζόμενα ψηλά βάρθρα (Rocking+Isolation) όταν υπόκεινται στις σεισμικές διεγέρσεις του Πίνακα 7.3, σε συνάρτηση με το ενεργό μήκος του κυριάρχου παλμού σε κάθε σεισμική διέγερση, $L_e = a_p T_p^2$, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 7.3.

7.5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάστηκαν ενδελεχώς οι δυναμικές ιδιότητες και η δυναμική συμπεριφορά των σεισμικά μονωμένων κατασκευών.

Αρχικά, διερευνήθηκε η ιδιοπερίοδος σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Η προσέγγιση βασίσθηκε στην αναγνώριση και ταυτοποίηση της ιδιοπεριόδου από τα σήματα απόκρισης σεισμικά μονωμένων συστημάτων με διαφορετικές παραμέτρους, όταν υπόκεινται σε παλμικές και σεισμικές διεγέρσεις είτε όταν εκτελούν ελεύθερες ταλαντώσεις χρησιμοποιώντας τεχνικές αναγνώρισης και ταυτοποίησης ιδιομορφικών χαρακτηριστικών στο πεδίο του χρόνου, της συχνότητας και κατά χρόνο και συχνότητα

ταυτόχρονα. Διαπιστώθηκε ότι όταν επιζητείται να προσδοθεί η δυναμική ιδιότητα της ιδιοπεριόδου σε ένα διγραμμικό σύστημα, καλύτερη επιλογή είναι η περίοδος που είναι συσχετισμένη με την δεύτερη περίοδο του διγραμμικού συστήματος, T_2 , έστω και αν η (πλασματική) έννοια της ισοδύναμης περιόδου, T_{eff} , αποτελεί καλή προσέγγισή της.

Στην συνέχεια, διερευνήθηκαν οι προκλήσεις που αφορούν την εύρεση της ιδιοπεριόδου σεισμικά μονωμένων γεφυρών. Διαπιστώθηκε ότι κατά τη διάρκεια της απόκρισης της σεισμικά μονωμένης γέφυρας, διαφορετικοί φορείς αποκρίνονται σε διαφορετικά χρονικά διαστήματα. Άρα καθίσταται αναγκαίο να γίνεται σωστός εντοπισμός και διαχωρισμός των επιμέρους χρονικών διαστημάτων που αποκρίνεται ο κάθε φορέας στο συνολικό σήμα απόκρισης του καταστρώματος της γέφυρας, πριν την εφαρμογή των μεθόδων αναγνώρισης και ταυτοποίησης των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών της γέφυρας (Fourier Analysis, PEM, Wavelets). Στόχος είναι να εφαρμοστούν οι μέθοδοι στο εκάστοτε χρονικό διάστημα ξεχωριστά. Η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων είναι συνάρτηση του βαθμού ενεργοποίησης των εφεδράνων.

Το τελευταίο μέρος της διερεύνησης του Κεφ. 7 εστιάζεται στη σύγκριση της απόκρισης της σεισμικά μονωμένης γέφυρας του Σχήματος 7.1 με την απόκριση της ίδιας γέφυρας αλλά με βάθρα ελεύθερα λικνιζόμενα. Η μετατόπιση του καταστρώματος στην περίπτωση της κλασικής σεισμικής μόνωσης είναι μικρότερη πλην των εξαιρέσεων όπου ο ισχυρός σεισμικός παλμός συντονίζει την σεισμικά μονωμένη κατασκευή. Τα πλεονεκτήματα της γέφυρας με τα λικνιζόμενα βάθρα εντοπίζονται στο ότι:

1. δεν υπάρχει περίπτωση να συντονιστεί η κατασκευή με την διέγερση, καθότι η δυσκαμψία του συστήματος είναι αρνητική, και,
2. τα βάθρα δεν εμφανίζουν προβλήματα επαναφοράς στην αρχική θέση του συστήματος όπως τα εφέδρανα σε μερικές περιπτώσεις στην κλασική σεισμική μόνωση (residual displacement).

Επίσης, από το Σχήμα 7.62 είναι φανερό ότι:

1. όταν το ενεργό μήκος του κυρίαρχου παλμού των σεισμικών διεγέρσεων αυξάνεται, αυξάνονται και οι μέγιστες αποκρίσεις,
2. η γέφυρα που εδράζεται σε ισοϋψή λικνιζόμενα βάθρα, δίνει μεγαλύτερες μέγιστες τιμές αποκρίσεων πλην ορισμένων εξαιρέσεων (π.χ. σεισμός Imperial Valley 1979) και
3. από πλευράς μετατοπίσεων, το μοντέλο με τα λικνιζόμενα ανισοϋψή βάθρα φαίνεται να είναι πιο αποτελεσματικό σε σχέση με το μοντέλο που συνδιάζει την κλασική σεισμική μόνωση στα κοντά βάθρα και τα λικνιζόμενα ψηλά βάθρα.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Addison P. S. (2002), “*The illustrated wavelet transform handbook*”, Institute of Physics Handbook.
- Acikgoz, S., & DeJong, M. J. (2012). The interaction of elasticity and rocking in flexible structures allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(15), 2177-2194.
- Al Shawa O., de Felice G., Mauro A. and Sorrentino L. (2012) " Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls" *Earthquake Engineering And Structural Dynamics.*, 41:949–968
- Alavi B, Krawinkler H. (2001) Effects of near-source ground motions on frame-structures. *Technical Report No. 138*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University
- Albuerne A, Huerta S (2010) Coulomb’s theory of arches in Spain ca. 1800: the manuscript of Joaquín Monasterio. Proc. 6th int conf. on Arch Bridges (ARCH’10), (ed. B. Chen & J. Wei), Fuzhou, China, pp 354-362.
- Allen, R. H., Oppenheim, I. J., Parker, A. R., & Bielak, J. (1986). On the dynamic response of rigid body assemblies. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 14(6), 861-876.
- Alexakis H, Makris N (2013) Structural Stability and Bearing Capacity Analysis of the Tunnel-Entrance to the Stadium of Ancient Nemea. *Int. J. Arch. Her.* 7:673-692. doi: 10.1080/15583058.2012.662262
- Alexakis H, Makris N (2013) Minimum thickness of elliptical masonry arches. *Acta Mech* 224:2977-2991. doi: 10.1007/s00707-013-0906-2
- Alexakis, H., & Makris, N. (2014). Limit equilibrium analysis and the minimum thickness of circular masonry arches to withstand lateral inertial loading. *Archive of Applied Mechanics*, 84(5), 757-772.
- Ambraseys, N., & Psycharis, I. N. (2011). Earthquake stability of columns and statues. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(5), 685-710.
- Anti-seismic devices, (2009), “*European Standard*”, FprEN 15129, Eurocode.
- Apostolou, M., Gazetas, G., & Garini, E. (2007). Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(7), 642-654.
- Aslam, M., Scalise, D. T., and Godden, W. G. (1980). “Earthquake rocking response of rigid bodies.” *J. Struct. Div.*, ASCE, 106(2), 377–392.
- Barthes, C., M. Hube and B. Stojadinovic, (2010) “Dynamics of a Post-Tensioned Rocking Block”, Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, July 25-29, 2010, Toronto, Canada
- Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1486-1501.
- Beck, J. L., & Skinner, R. I. (1973). The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(4), 343-358.
- Bertero, V. V., Mahin, S. A., & Herrera, R. A. (1978). Aseismic design implications of near-fault san fernando earthquake records. *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, 6(1), 31-42.
- Buckle IG, Constantinou MC, Diclali M and Chasemi H. 2006 “Seismic Isolation of Highway Bridges”, Research Report MCEER-06-SP07, MCEER, University of Buffalo, NY.
- Chatzis, M. N., & Smyth, A. W. (2011). Robust modeling of the rocking problem. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(3), 247-262.

- Chen, Y. H., Liao, W. H., Lee, C. L., & Wang, Y. P. (2006). Seismic isolation of viaduct piers by means of a rocking mechanism. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(6), 713-736.
- Cheng, C. T. (2007). Energy dissipation in rocking bridge piers under free vibration tests. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(4), 503-518.
- Cheng, C. T. (2008). Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure. *Engineering Structures*, 30(12), 3426-3433.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M., & Folz, B. (2002). Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1111-1120.
- Clemente P (1998) Introduction to dynamics of stone arches. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 27:513-522. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199805)27:5<513::AID-EQE740>3.0.CO;2-O
- Cohagen L., Pang JBK, Stanton JF and Eberhard MO (2008) "A precast Concrete Bridge Bent Designed to Recenter after an Earthquake", *Research Report, Federal Highway Administration*
- Constantinou MC, Soong TT and Dargush GF 1998, "Passive energy dissipation Systems for Structural Design and Retrofit, Monograph Series, MCEER, University of Buffalo, NY
- Couplet P (1729, 1730) De la poussée des voûtes, *Histoire de l'Académie Royale des Sciences*, Paris.
- Cundall PA (1971) A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock system. *Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, vol I. Nancy, France, n.II-8.
- Cundall, P. A. (1987). Distinct element models of rock and soil structure. In E.T. Brown (Ed.), *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*. London: Allen and Unwin.
- De Lorenzis L, DeJong M, Ochsendorf J (2007) Failure of masonry arches under impulse base motion. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 36:2119-2136. doi: 10.1002/eqe.719
- De Luca A, Giordano A, Mele E (2004) A simplified procedure for assessing the seismic capacity of masonry arches. *Eng. Struct.* 26:1915-1929. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.07.003
- DeJong M (2009) Seismic Assessment Strategies for Masonry Structures. PhD dissertation. Department of Architecture. Massachusetts Institute of Technology, USA.
- DeJong, M. J., & Dimitrakopoulos, E. G. (2014). Dynamically equivalent rocking structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(10), 1543-1563.
- Design of lead-rubber bearings, (1983), "Civil division publication 818/A", New Zealand Ministry of Works and Development, Wellington, New Zealand.
- Dimitri R., L. De Lorenzis, G. Zavarise (2011) "Numerical study on the dynamic behavior of masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method" *Engineering Structures* 33 3172–3188
- Dimitrakopoulos, E. G., & DeJong, M. J. (2012). Overturning of retrofitted rocking structures under pulse-type excitations. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(8), 963-972.
- Doherty K, Griffith MC, Lam NTK, Wilson JL (2002) Displacement-based analysis for out-of-plane bending of seismically loaded unreinforced masonry walls. *Earthq Eng Struct Dynam* 31(4):833–850
- FEMA 310 (1998), "Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard", ASCE.
- FHWA, (1995), "Seismic Retrofitting manual for Highway Bridges", U.S. Department of Transportation: U.S.A.
- Foce, F., & Aita, D. (2003). The masonry arch between «limit» and «elastic» analysis. A critical re-examination of Durand-Claye's method. In S. Huerta (Ed.), *Proceedings of the 1st International Congress on Construction History* (vol. 2, pp 895-905). Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Foce F (2005) On the safety of the masonry arch. Different formulations from the history of structural mechanics. In *Essays in the history of theory of structures*, (ed. S. Huerta, Madrid: Instituto Juan de Herrera), pp. 117-142.

- Foce F (2007) Milankovitch's Theorie der Druckkurven: Good mechanics for masonry architecture. *Nexus Netw. J.* 9:185-210. doi: 10.1007/s00004-007-0039-9
- Gabor, D. (1946), "Theory of communication. I. The analysis of information", *IEEE* 93, 429–441.
- Garini, E., Gazetas, G., and Anastasopoulos, I. (2010), "Accumulated Assymmetric Slip Caused by Motions Containing Severe 'Directivity' and 'Fling' Pulses", *Geotechnique*, 70.
- Gazetas, G., Garini, E., Anastasopoulos, I., & Georgarakos, T. (2009). Effects of near-fault ground shaking on sliding systems. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(12), 1906-1921.
- Gaß S (1990) IL 25: Experiments. University of Lightweight Structures. Institute for Lightweight Structures, Germany.
- Guide specifications for seismic isolation design*, (1991), "American Association of State Highway and Transportation officials", Washington, D.C.
- Hall JF, Heaton TH, Halling MW, Wald DJ. (1995) Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*; **11**(4):569 –605.
- Heyman J (1969) The safety of masonry arches. *Int. J. mech. Sci.* 11:363-385. doi: 10.1016/0020-7403(69)90070-8
- Heyman J (2009) La Coupe des Pierres. Proc. 3rd int. cong. on Construction History, (eds. Kurrer KE, Lorenz W, Wetz V), Neunplus1, Berlin, 2, pp 807-812.
- Hogan, S. J. (1989). On the dynamics of rigid-block motion under harmonic forcing. *Proceedings of the Royal Society.*, London, A425, 441–476.
- Hogan, S. J. (1990). The many steady state responses of a rigid block under harmonic forcing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(7), 1057–1071.
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403-417.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2004). UDEC: Universal Distinct Element Code. Version 4.0. Minneapolis: Itasca.
- Kam, W. Y., Pampanin, S., Palermo, A., & Carr, A. J. (2010). Self-centering structural systems with combination of hysteretic and viscous energy dissipations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(10), 1083-1108.
- Karavasilis, T. L., Makris, N., Bazeos, N., and Beskos, D. E. (2010). "Dimensional response analysis of multistory regular steel MRF subjected to pulse-like earthquake ground motions." *J. Struct. Eng.*, 136(8), 921–932.
- Kelly, J. M., *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd edn, Springer, London, 1997.
- Kirkpatrick, P. (1927). Seismic measurements by the overthrow of columns. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 17(2), 95-109.
- Konstantinidis, D., & Makris, N. (2005). Seismic response analysis of multidrum classical columns. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(10), 1243-1270.
- Konstantinidis, D. and Makris, N. (2009). Experimental and analytical studies on the response of freestanding laboratory equipment to earthquake shaking. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 38(6), 827-848.
- Konstantinidis, D. and Makris, N. (2010). Experimental and analytical studies on the response of 1/4-scale models of freestanding laboratory equipment subjected to strong earthquake shaking. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1457-1477.
- Lagomarsino S. (2015). Seismic assessment of rocking masonry structures. *Bull Earthquake Eng* 13:97–128
- Lamé MG, Clapeyron E (1823) Mémoire sur la stabilité des voûtes. *Annales des mines* 8:789-836.

- Lemos JV (1995) Assessment of the ultimate load of a masonry arch using discrete elements. *Computer Methods in Structural Masonry*, (eds. Middleton J, Pande GN). Books & Journals International, Swansea, pp 294-302.
- Lemos JV (2007) Discrete element modelling of masonry structures. *Int. J. Arch. Her.* 1:190-213. doi: 10.1080/15583050601176868
- Mahin, S., Sakai, J., & Jeong, H. (2006). Use of partially prestressed reinforced concrete columns to reduce post-earthquake residual displacements of bridges. In *Fifth National Seismic Conference on Bridges & Highways, San Francisco, California*.
- Makris N. Rigidity–plasticity–viscosity: can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions? (1997) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; **26**:571–591.
- Makris N, Roussos Y. (2000) Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions. *Geotechnique*; **50**(3):243–262.
- Makris N, Chang S-P. Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures (2000). *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; **29**(1):85–107.
- Makris, N., & Zhang, J. (2001). Rocking response of anchored blocks under pulse-type motions. *Journal of engineering mechanics*, 127(5), 484-493.
- Makris, N., & Black, C. J. (2002). Uplifting and overturning of equipment anchored to a base foundation. *Earthquake spectra*, 18(4), 631-661.
- Makris, N. and Konstantinidis, D. (2003), The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. . *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 32, pp265–289.
- Makris, N., & Zhang, J. (2004). Seismic response analysis of a highway overcrossing equipped with elastomeric bearings and fluid dampers. *Journal of Structural Engineering*, 130(6), 830-845.
- Makris N, Black CJ. (2004a). Dimensional analysis of rigid-plastic and elastoplastic structures under pulse-type excitations *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*; **130**(9):1006–1018.
- Makris N, Black CJ. (2004b). Dimensional Analysis of Bilinear Oscillators under Pulse-Type Excitations *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* **130**(9) 1019-1031.
- Makris, N., & Zhang, J. (2004). Seismic response analysis of a highway overcrossing equipped with elastomeric bearings and fluid dampers. *Journal of Structural Engineering*, 130(6), 830-845.
- Makris, N., & Psychogios, T. (2006). Dimensional response analysis of yielding structures with first-mode dominated response. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(10), 1203-1224.
- Makris, N., Kampas, G., & Angelopoulou, D. (2010). The eigenvalues of isolated bridges with transverse restraints at the end abutments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(8), 869-886.
- Makris N, Vassiliou MF (2012) Sizing the slenderness of free-standing rocking columns to withstand earthquake shaking. *Arch Appl Mech* 82:1497-1511. doi: 10.1007/s00419-012-0681-x
- Makris N, Vassiliou MF (2013) Planar rocking response and stability analysis of an array of free-standing columns capped with a freely supported rigid beam. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 42:431-449. doi: 10.1002/eqe.2222
- Makris, N., & Kampas, G. (2013). Estimating the “effective period” of bilinear systems with linearization methods, wavelet and time-domain analyses: From inelastic displacements to modal identification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 80-88.
- Makris, N. and G. Kampas, "The Engineering Merit of the “Effective Period” of Bilinear Isolation Systems", *Earthquakes and Structures*, 2013, Vol. 4(4), pp. 397-428.
- Makris, N., & Vassiliou, M. F. (2014). Are some top-heavy structures more stable? *Journal of Structural Engineering ASCE*, 140(5), 06014001

- Makris N, Alexakis H (2012) From Hooke's "Hanging Chain" and Milankovitch's "Druckkurven" to a variational formulation: The adventure of the thrust-line of masonry arches. Report series in EEAM 2012-02. University of Patras, Greece.
- Makris N, Alexakis H (2013) The effect of stereotomy on the shape of the thrust-line and the minimum thickness of semicircular masonry arches. *Arch Appl Mech* 83:1511-1533. doi: 10.1007/s00419-013-0763-4
- Makris, N. (2014). The Role of the Rotational Inertia on the Seismic Resistance of Free-Standing Rocking Columns and Articulated Frames. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(5), 2226-2239.
- Mallat S. G. (1999), "*A wavelet tour of signal processing*", Academic Press.
- Mander, J. B., & Cheng, C. T. (1997). Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design. *Technical Report NCEER, 97*.
- Mander, J. B., & Cheng, C. T. (1999). Replaceable hinge detailing for bridge columns. *ACI Special Publication, 187*.
- Mavroeidis GP, Papageorgiou AS. (2003) A mathematical representation of near-fault ground motions. *Bull. Seism. Soc. Am.*; **93**(3):1099 –1131.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- MATLAB, (2002), "High-performance Language Software for Technical Computation", The MathWorks, Inc: Natick, MA.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., and Jeremic, B., (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Milankovitch M (1904) Beitrag zur Theorie der Druckkurven. Dissertation zur Erlangung der Doktorwürde, K.K. technische Hochschule, Vienna.
- Milankovitch M (1907) Theorie der Druckkurven. *Zeitschrift für Mathematik und Physik* 55:1-27.
- Milne, J. (1885). "Seismic experiments." *Trans. Seism. Soc. Japan*, 8, 1–82.
- Mouzakis, H., Psycharis, I.N., Papastamatiou, D.Y., Carydis, P.G., Papantonopoulos, C. and Zambas C. (2002). "Experimental investigation of the earthquake response of a model of a marble classical column", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 1681-1698.
- Naeim, F., and Kelly, J.M., (1999), "Design of Seismic Isolated Structures", New York: Wiley Publications.
- Naeim, F (2001), "The seismic design handbook", Springer Ricker, N. (1943), "Further developments in the wavelet theory of seismogram structure", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 33, 197-228.
- NTUA. Monuments under seismic action. A numerical and experimental approach. Report No.NTUA/LEE-97/01, Laboratory for Earthquake Engineering Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athens, 1997.
- Ochsendorf J (2002) Collapse of masonry structures. PhD Dissertation, Department of Engineering, University of Cambridge, Cambridge, U.K.
- Oppenheim IJ (1992) The masonry arch as a four-link mechanism under base motion. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 21:1005-1017. doi: 10.1002/eqe.4290211105
- Pagnoni, T. (1994). Seismic analysis of masonry and block structures with the discrete element method. In G. Duma (Ed.), *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering* (vol. 3, pp. 1669-1674). Rotterdam: Balkema.
- Pagnoni, T., & Vanzi, I. (1995). Experimental and numerical study of the seismic response of block structures. In J. Middleton & G. N. Pande (Eds.), *Computer Methods in Structural Masonry* (pp. 213-222). Swansea: Books & Journals International.

- Palermo, A., Pampanin, S., & Calvi, G. M. (2005). Concept and development of hybrid solutions for seismic resistant bridge systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(06), 899-921.
- Palmeri, A. and Makris, N. (2008), Response analysis of rigid structures rocking on viscoelastic foundation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37: 1039–1063. doi: 10.1002/eqe.800
- Pampanin, S. (2005). Emerging solutions for high seismic performance of precast/prestressed concrete buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 3(2), 207-223.
- Pang, JBK, Stenk KP, Cohagen L, Stanton JF and Eberhard, MO, 2008 “Rapidly Constructible Large-Bar precast Bridge-Bent Seismic Connection”, Research Report WA-RD684.2, Washington State Department of Transportation
- Papaloizou, L., & Komodromos, P. (2009). Planar investigation of the seismic response of ancient columns and colonnades with epistyles using a custom-made software. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11), 1437-1454.
- Papantonopoulos C, Psycharis IN, Papastamatiou DY, Lemos JV, Mouzakis HP (2002) Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 31:1699-1717. doi: 10.1002/eqe.185
- Pasala, D. T. R., Sarlis, A. A., Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. M., Constantinou, M. C., & Taylor, D. (2012). Adaptive negative stiffness: new structural modification approach for seismic protection. *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1112-1123.
- Pecker, A. (2005). Design and construction of the foundations of the Rion Antirion Bridge. In *Proceedings of the 1st Greece–Japan Workshop on Seismic Design, Observation, Retrofit of Foundations, Athens* (pp. 119-130).
- Peña, F., Prieto, F., Lourenço, P.B., Campos Costa, A. and Lemos, J.V. (2007). "On the dynamics of rocking motions of single rigid-block structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(15), 2383-2399.
- Prieto, F., Lourenço, P. B. and Oliveira, C. S. (2004), Impulsive Dirac-delta forces in the rocking motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33: 839–857. doi: 10.1002/eqe.381
- Priestley, M. N., & Tao, J. R. (1993). Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. *PCI Journal*, 38(1), 58-69.
- Psycharis, I. N. and Jennings, P. C. (1983), Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11: 57–76. doi: 10.1002/eqe.4290110106
- Psycharis, I.N., Papastamatiou, D.Y. and Alexandris, A.P. (2000). "Parametric investigation of the stability of classical columns under harmonic and earthquake excitations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1093-1109.
- Resemini S., Lagomarsino S. and C. Cauzzi (2008), Dynamic response of rocking masonry elements to long period strong ground motion, Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Ricker N. Further developments in the wavelet theory of seismogram structure. (1943) *Bulletin of the Seismological Society of America* 1943; 33:197–228.
- Ricker N. Wavelet functions and their polynomials (1944). *Geophysics* 1944; 9:314–323.
- Roh H, Reinhorn A, 2010 Nonlinear Static Analysis of Structures with Rocking Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 136, No. 5, pp. 532-542
- Roh H, Reinhorn A, 2010 “Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers”. *Engineering Structures*, (32) 2096-2107
- Sakai, J., and Mahin, S. (2004). Analytical Investigations of New Methods for Reducing Residual Displacements of Reinforced Concrete Bridge Columns, PEER Report 2004/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

- Sakai, J., Jeong, H., & Mahin, S. A. (2006). Reinforced concrete bridge columns that re-center following earthquakes. In *Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering* (pp. 18-22).
- Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. P. (2012). Negative stiffness device for seismic protection of structures. *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1124-1133.
- Sharpe, R. D., & Skinner, R. I. (1983). The seismic design of an industrial chimney with rocking base. *Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering* 19(2)
- Shames, I. H., & Dym, C. L. (1985). *Energy and Finite Elements Methods in Structural Mechanics*. New York: Hemisphere Publishing Corporation.
- Shenton HW. II. Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes. *Journal of Engineering Mechanics* (ASCE) 1996;122(7):690–693.
- Sinopoli A, Corradi M, Focè F (1997) Modern formulation for preelastic theories on masonry arches. *J. Eng. Mech.* 123:204-213. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:3(204)
- Skinner RI, Robinson WH, McVerry GH. (1993) *An Introduction to Seismic Isolation*. Wiley: New York.
- Spanos, P. D., and Koh, A. S. (1984). Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking. *Journal of Engineering Mechanics.*, ASCE, 110(11), pp1627–1642.
- Timoshenko SP (1953) *History of Strength of Materials*. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York.
- Tso, W. K. and Wong, C. M. (1989), Steady state rocking response of rigid blocks part 1: Analysis. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 18: 89–106.
- UDEC: Universal Distinct Element Code, v.4.0. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, 2004.
- Vassiliou MF (2010), «Analytical investigation of the dynamic response of a pair of columns capped with a rigid beam and of the effect of seismic isolation on rocking structures», Doctoral Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece (in Greek)
- Vassiliou, M. F., & Makris, N. (2011). Estimating time scales and length scales in pulslike earthquake acceleration records with wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(2), 596-618.
- Vassiliou, M. F., & Makris, N. (2012). Analysis of the rocking response of rigid blocks standing free on a seismically isolated base. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(2), 177-196.
- Vassiliou, M. F., Mackie, K. R. and Stojadinović, B. (2014), Dynamic response analysis of solitary flexible rocking bodies: modeling and behavior under pulse-like ground excitation. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 43, pages 1463–1481.
- Vassiliou, M. and Makris, N. (2015). "Dynamics of the Vertically Restrained Rocking Column." *J. Eng. Mech.* , 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000953 , 04015049.
- Veletsos, A. S., & Newmark, N. M. (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 1960;895–912.
- Veletsos AS, Newmark NM, Chelepati CV (1965) Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, vol. II, Wellington, New Zealand; 663–682.
- Wacker, JM, Hieber, D.G, Stanton JF and Eberhard, MO (2005) “Design of Precast Concrete piers for Rapid Bridge Construction in Seismic Regions”, *Research Report, Federal Highway Administration*
- Wen Y., K. (1975), “Approximate method for nonlinear random vibration”, *Journal of Engineering Mechanics*, 101(4):389-401.
- Wen Y., K. (1976), “Method for random vibration of hysteretic systems”, *Journal of Engineering Mechanics*, 102(2):249-263.

- Yim CS, Chopra AK, Penzien J. Rocking response of rigid blocks to earthquakes. (1980) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; **8**(6):565–587.
- Zhang, J., Makris, N., & Delis, T. (2004). Structural characterization of modern highway overcrossings-case study. *Journal of Structural Engineering*, *130*(6), 846-860.