



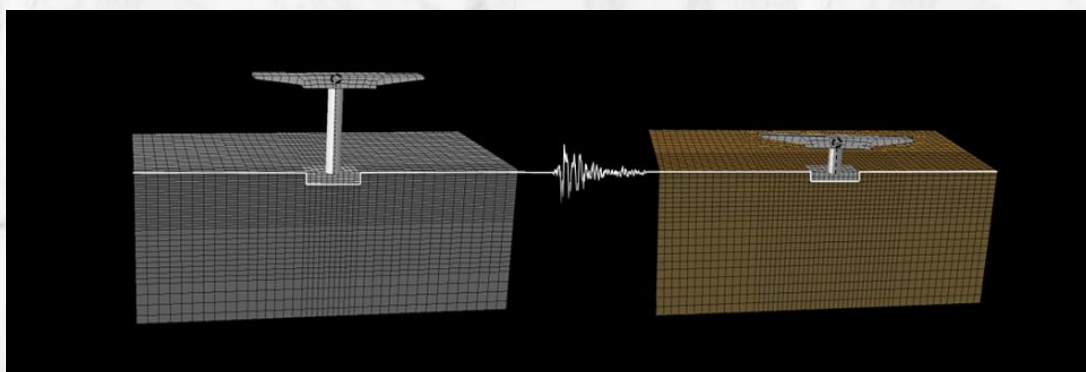
Διπλωματική Εργασία

ΤΑΚΙΑΔΗ ΜΑΡΙΑ

Επιβλέποντες :

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

**Συμπεριφορά ΧΘΑΜΑΛΟΥ και ΥΨΙΚΟΡΜΟΥ Βάθρου Γέφυρας
με Σεισμική Μόνωση μέσω Λικνισμού στην Θεμελίωση**



**Rocking-Foundation Seismic Isolation
of SQUAT and SLENDER Bridge Piers**

Diploma Thesis

TAKIADI MARIA

Supervised by :

Professor G. Gazetas

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μου αυτή με άμεσο ή έμμεσο τρόπο.

Προτίστως, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στον δάσκαλό μου, καθηγητή Γ. Γκαζέτα, που μέσω της διδασκαλίας του γνώρισα τον κλάδο της Γεωτεχνικής Μηχανικής και μαγεύτηκα από το αντικείμενό της. Η αγάπη του για τον κλάδο αυτόν, συναρτήσκει της ανεξάντλητης ενέργειας και διάθεσής του να μεταλαμπαδεύσει στους μαθητές του τις γνώσεις του, αποτέλεσαν το έναυσμα για να ασχοληθώ περεταίτω με τον τομέα της Σεισμικής Γεωτεχνικής Μηχανικής καθώς και να εκπονήσω την διπλωματική μου εργασία με βάση το αντικείμενο του τομέα αυτού. Θα ήθελα, λοιπόν, να τον ευχαριστήσω για την καθοδήγησή του, αλλά και για όλες τις πολύτιμες συμβουλές και προτάσεις του καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω, επίσης, στην διδάκτορα Φ. Γελαγώτη για την αμέριστη υπομονή της, την διαρκή υποστήριξή της και τις πολύτιμες συμβουλές της στην προσπάθειά μου αυτή.

Ακόμα, ευχαριστώ όλα τα μέλη του εργαστηρίου και τους συμφοιτητές μου που εργάστηκαν εκεί, για το ευχάριστο κλίμα που συνέβαλε στην δημιουργία κατάλληλων συνθηκών για παραγωγική και δημιουργική δουλειά.

Τέλος, δεν θα μπορούσα να παραλείψω την οικογένειά μου, τους φίλους και τα αγαπημένα μου πρόσωπα που στάθηκαν δίπλα μου, με υποστήριξαν και με ενθάρρυναν με τον καλύτερο τρόπο όλον αυτόν τον καιρό και για αυτόν το λόγο τους ευχαριστώ εκ βαθέων.

Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1 :

1.1	Εισαγωγή	2
1.1.1	Φιλοσοφία Σεισμικής Μόνωσης Μέσω Λικνισμού	2
1.1.2	Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	3
1.2	Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας	4

Κεφάλαιο 2 :

2.1	Ορισμός του προβλήματος	5
2.2	Σχεδιασμός	7
2.2.1	Σχεδιασμός της Ανωδομής	7
2.2.1.1	Σχεδιασμός Ανωδομής Χθαμαλού Βάθρου	8
2.2.1.2	Σχεδιασμός Ανωδομής Υψίκορμου Βάθρου	10
2.2.2	Σχεδιασμός της «Συμβατικής» Θεμελίωσης	11
2.2.2.1	Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Χθαμαλού Βάθρου	12
2.2.2.2	Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Υψίκορμου Βάθρου	13
2.2.3	Σχεδιασμός «Μη Συμβατικής» Θεμελίωσης	14
2.2.3.1	«Μη Συμβατικά» Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Χθαμαλού Βάθρου	15
2.2.3.2	«Μη Συμβατικά» Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Υψίκορμου Βάθρου	16
2.3	Ψευδοσεισμικοί Συντελεστές Ασφαλείας	18
2.3.1	Ψευδοσεισμικός Συντελεστής Ασφαλείας σε Όρους Ροπών	18
2.3.2	Ψευδοσεισμικός Συντελεστής Ασφαλείας σε Όρους Εκκεντρότητας	18
2.4	Συγκεντρωτικά στοιχεία	19
Κεφάλαιο 2 :	Σχήματα	22

Κεφάλαιο 3 :

3.1	Διαδικασία Προσομοίωσης.....	38
3.1.1	Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα.....	38
3.1.2	Προσομοίωση Μοντέλου	40
Κεφάλαιο 3 :	Σχήματα	44

Κεφάλαιο 4 :

4.1 Μονοτονικές Αναλύσεις.....	54
4.1.1 Ελαστικές Αναλύσεις	54
4.1.1.1 Εύρεση Ιδιοπεριόδων Κατασκευής	56
4.1.2 Μη Γραμμικές Αναλύσεις	58
4.1.2.1 Φέρουσα Ικανότητα Εδάφους.....	58
4.1.2.2 Αντίσταση Εδάφους σε Ολίσθηση.....	59
4.1.2.3 Εγκάρσια Στατική Μονοτονική Ανάλυση Επιβαλλόμενης Μετατόπισης (Push Over).....	59
4.2 Παρατηρήσεις	61
Κεφάλαιο 4 : Σχήματα	62

Κεφάλαιο 5 :

5.1 Διαδικασία Προσομοίωσης Σεισμικών Διεγέρσεων	78
5.2 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων	79
5.2.1 Παραμένουσες Στροφές και Καθιζήσεις	79
5.2.2 Παραμένουσα Καμπυλότητα, μέγιστη Καμπυλότητα και Ροπή	81
5.2.3 Σχετική Μετακίνηση Κορυφής ως προς τη Βάση	86
5.2.4 Απαιτούμενη Πλαστιμότητα Καμπυλότητας.....	88
5.2.5 Σεισμική Απόκριση κάθε Βάθρου	89
5.3 Διερεύνηση Χθαμαλού μη Συμβατικά Σχεδιασμένου Βάθρου	92
Κεφάλαιο 5 : Σχήματα	96

Κεφάλαιο 6 :

6.1 Συμπεράσματα	116
------------------------	-----

Παράρτημα

Π.3 Aegion Modified - Squat Bridge Pier	127
Π.3 Aegion Modified - Slender Bridge Pier	131
Π.4 El Centro Modified - Squat Bridge Pier	135
Π.4 El Centro Modified - Slender Bridge Pier	139
Π.5 Lixouri Modified - Squat Bridge Pier	143
Π.5 Lixouri Modified - Slender Bridge Pier	148
Π.6 Rinaldi Modified - Squat Bridge Pier	153
Π.6 Rinaldi Modified - Slender Bridge Pier	158
Π.7 Takatori Modified - Squat Bridge Pier	162

Π.7 Takatori Modified - Slender Bridge Pier	169
Π.8 Ricker Modified - Squat Bridge Pier	174
Π.8 Ricker Modified - Slender Bridge Pier	178
Βιβλιογραφία	186

Περίληψη

Θέμα της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η συμπεριφορά τυπικών βάθρων αστικών γεφυρών, ύψους 5 και 15 μέτρων, ωπλισμένου σκυροδέματος, χρησιμοποιώντας τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση. Εξετάζεται η απόκριση του εγκιβωτισμένου θεμελίου του κάθε βάθρου, που υπόκειται σε στατική και δυναμική φόρτιση, με τη χρήση 6 σεισμικών διεγέρσεων (5 πραγματικών σεισμικών καταγραφών και ενός παλμού Ricker). Πέρα από τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, εξετάζεται και μια νέα φιλοσοφία σχεδιασμού η οποία εκμεταλλεύεται την φέρουσα ικανότητα του εδάφους (μη συμβατικός σχεδιασμός). Για τους παραπάνω σκοπούς σχεδιάζονται δύο διαφορετικοί τύποι θεμελίωσης μια *συμβατικά* σχεδιασμένη εγκιβωτισμένη θεμελίωση και μια *μή-συμβατικά* (υποδιαστασιολογημένη) εγκιβωτισμένη θεμελίωση. Η απόκριση του κάθε βάθρου κατά την δυναμική ανάλυση διαφέρει αναλόγως το συχνοτικό περιεχόμενο της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης. Άλλες φορές καταπονείται περισσότερο το υψίκορμο και άλλες το χθαμαλό βάθρο. Ωστόσο, για μεγάλης έντασης σεισμούς, που ξεπερνούν τα όρια σχεδιασμού τους, ενώ οι συμβατικά σχεδιασμένες κατασκευές απέκτησαν σοβαρές ανελαστικές παραμορφώσεις, η νέα μέθοδος σχεδιασμού αποδεικνύεται πλεονεκτική για τα βάθρα. Στο υψίκορμο βάθρο η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού λειτούργησε αποδοτικά σε όλες τις σεισμικές διεγέρσεις, ενώ στο αντίστοιχο χθαμαλό η δράση της ήταν αποδοτική αλλά όχι το ίδιο εμφανής. Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού συνοδεύεται και από μια αρνητική συνέπεια, αυτή των αυξημένων μόνιμων καθιζήσεων.

Abstract

The current diploma thesis studies the behavior of typical urban reinforced concrete bridge piers, of 5 and 15 meters height, using numerical 3D analysis. In addition, we examined the performance of the embedded foundation of each pier subjected to static and dynamic loading, through 6 seismic stimulations (5 of which were real seismic records and one Ricker pulse). Moreover, the present study presents a new seismic design philosophy that takes advantage of soil "failure" mechanism (unconventional foundation system). For that reason, two different foundation systems were employed for each bridge pier (single degree of freedom systems), a conventional embedded foundation and an unconventional (underdesigned) embedded foundation. The response of each pier during the dynamic analysis differed according to the frequency content of the ground motions that were applied to the numerical analysis. In some cases the slender pier was affected more by specific seismic responses and in other cases the squat. While, serious inelastic structural deformation was provoked for the conventional foundation systems, following very strong seismic shaking, well in excess of the design limits, the new design approach on the contrary was proven advantageous for this type of seismic shaking. The seismic rocking isolation response of the slender bridge pier was proved to be efficient for all 6 seismic stimulations. Although, the seismic rocking isolation response of the squat bridge pier was efficient as well, the unconventional designed pier was not shown to have apparent advantage over the conventional designed one, apart from few specific stimulation patterns. In conclusion, it must be recognized that in spite of the fact that the effect of the rocking mechanism on the ductility demand and strength demand of the piers was proven beneficial, this benefit is associated with increased residual settlements.

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Εισαγωγή

1.1.1 Φιλοσοφία Σεισμικής Μόνωσης Μέσω Λικνισμού

Οι ισχύοντες κανονισμοί επιδιώκουν την όσο το δυνατόν ελαστική απόκριση της θεμελίωσης της εκάστοτε κατασκευής. Αυτομάτως αυτό σημαίνει πως η κινητοποίηση μηχανισμών αστοχίας φέρουσας ικανότητας του εδάφους, όπως και η παθητική ή η διατμητική αστοχία στις πλευρές ή την βάση εγκιβωτισμένου θεμελίου απαγορεύονται. Έχει επικρατήσει δε η άποψη ότι ο εντοπισμός και η επιδιόρθωση βλαβών στα μέλη της ανωδομής γίνεται ευκολότερα συγκριτικά με τις βλάβες στην θεμελίωση. Με βάση αυτή την θεώρηση, λοιπόν, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί διασφαλίζουν ότι τα στατικά μέλη μπορούν να ανταπεξέλθουν σε δυναμικά φορτία που υπερβαίνουν την αντοχή τους δίχως κατάρρευση (πλάστιμος σχεδιασμός), ότι η αστοχία οδηγείται σε λιγότερο σημαντικά μέλη της κατασκευής και ότι αυτή εκδηλώνεται με την μορφή μη ψαθυρών μηχανισμών (ικανοτικός σχεδιασμός). Ωστόσο για σεισμικές διεγέρσεις που ξεπερνούν κατά πολύ την σεισμική διέγερση σχεδιασμού, δυστυχώς, η κατάρρευση συνήθως είναι αναπόφευκτη.

Με έναυσμα την παραδοχή πως η αύξηση της αντοχής ενός στατικού συστήματος δεν συνεπάγεται απαραίτητως και υψηλότερα επίπεδα ασφαλείας και πως η αστοχία των δομικών μελών δεν μπορεί πάντα να αποφευχθεί ξεκίνησε μια αναζήτηση ιδεών για τον περιορισμό και την αποτροπή εντόνως ελαστικής απόκρισης της ανωδομής σε πολύ ισχυρούς σεισμούς. Η αναζήτηση αυτή οδήγησε σε μια «δημιουργική αμφισβήτηση» των συμβατικών σχεδιασμών θεμελίωσης. Πλήθος ερευνητών έχουν δείξει ότι η ανελαστική απόκριση της θεμελίωσης, ιδίως το ανασήκωμα στην περίπτωση επιφανειακών θεμελιώσεων, μπορεί να είναι επωφελής για την απόκριση συστημάτων εδάφους-κατασκευής υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων.

Αντί των συμβατικών (και καθιερωμένων μέσα από τους διεθνείς Κανονισμούς) μεθόδων σχεδιασμού των θεμελιώσεων, οι οποίες επιδιώκουν την αποφυγή της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης και τον περιορισμό της μη γραμμικότητας στην ανωδομή, προτείνεται μια νέα σχεδιαστική προσέγγιση με στόχο την σεισμική μόνωση της κατασκευής μέσω του λικνισμού. Η νέα λογική σχεδιασμού προτείνει την υπό προϋποθέσεις εγκατάλειψη της σχετικής κανονιστικής απαγόρευσης, προκρίνοντας την δημιουργία “πλαστικής άρθρωσης” υπό την διεπιφάνεια θεμελιώσεως-εδάφους. Η νέα αυτή πρόταση σχεδιασμού, αποτελεί πρακτικά μια αντιστροφή του υπάρχοντος Ικανοτικού Σχεδιασμού. Πραγματοποιείται μέσω της εκούσιας υποδιαστασιολόγησης της θεμελίωσης, η οποία θα επιφέρει μή γραμμική συμπεριφορά του συστήματος εδάφους-θεμελιώσεως με αποτέλεσμα τη λικνιστική απόκριση της κατασκευής, και έχει ως

κύριο στόχο τον περιορισμό της αδρανειακής φόρτισης που δύναται να μεταδοθεί στην ανωδομή.

1.1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

Οι μελετητές, προσπάθησαν να λάβουν υπόψη την μη-γραμμική απόκριση του συστήματος εδάφους-κατασκευής, η οποία κυρίως απορρέει από τη γεωμετρική μη-γραμμικότητα (ολίσθηση και ανασήκωμα της θεμελίωσης), καθώς και από την ανελαστικότητα του υλικού (πλαστικοποίηση του εδάφους). Στα πλαίσια αυτών των ερευνών, για να προσομοιωθεί όσο το δυνατόν καλύτερα η μη γραμμική απόκριση του εδάφους τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιήθηκαν:

- Εξελιγμένα μοντέλα στηριγμένα στην ανάλυση με ελατηριωτό έδαφος (Winkler), τα οποία μπορούν να αποδώσουν ταυτόχρονα και την καθίζηση και την στροφή στην βάση του θεμελίου. (Bartlett 1976, Martin and Lam 2000, Allotey and El Naggar 2008, Harden et al. 2005 and 2006, Gerolymos and Gazetas 2006a, Harden and Hutchinson 2009)
- Μοντέλα με πεπερασμένα στοιχεία. Η ανωδομή, η θεμελίωση και το έδαφος προσομοιώνονται από εκείνα. (Wolf 1988, Paolucci 1997, Paolucci and Pecker 1997, Gazetas et al. 2007, Anastasopoulos et al. 2010)
- Πειράματα σε φυγοκεντρική καθώς και σε δονητική τράπεζα, τα οποία πολλές φορές χρησιμοποιήθηκαν για την βαθμονόμηση των παραπάνω μεθόδων ή για την απόδειξη ότι τα προαναφερθέντα μοντέλα δίνουν ορθά αποτελέσματα. (Negro et al. 1998, Faccioli et al. 1998 and 2001, Rosebrock and Kutter 2001, Kutter et al. 2003, Gajan et al. 2003, Shirato et al. 2007, Shirato et al. 2008, Anastasopoulos et al. 2009, H. Hung et al. 2010, Loli et al. 2015)

Επιπροσθέτως πρέπει να τονιστεί ότι η τρισδιάστατη μοντελοποίηση του συστήματος εδάφους-κατασκευής και η απόδοση της μεταξύ τους αλληλεπίδρασης έχει απασχολήσει πλήθος μελετητών. (Paolucci 1997, Paolucci and Pecker 1997, Kawashima et al. 2007, Anastasopoulos et al. 2010, Gelagoti et al. 2012, Kourkoulis et al. 2012, Panagiotidou et al. 2012)

Τέλος, οι μελέτες και τα επιστημονικά άρθρα που έχουν δημοσιευθεί και αφορούν στην εφαρμογή και παρατήρηση της σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού έχουν σαν αντικείμενο μελέτης συνήθως είτε βάθρα γέφυρας, που μπορούν να προσομοιωθούν με μονοβάθμιους ταλαντωτές (π.χ. Apostolou et al. 2007, Anastasopoulos et al. 2012, Adamidis et al. 2014) είτε πλαισιωτές κατασκευές. (π.χ. Gelagoti et al. 2010, Anastasopoulos, Drosos, Antonaki, 2014)

1.2 Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έμφαση δόθηκε στην συμπεριφορά τυπικών οδικών γεφυρών ωπλισμένου σκυροδέματος. Η απόκριση αυτών κατά την εγκάρσια διεύθυνση μπορεί να προσεγγισθεί αδρά με την προσομοίωση ενός και μόνο βάρου και θεώρηση μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Ακόμα, τα βάρη σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ), τους Ευρωκώδικες 2, 7, 8 (EC2, EC7, EC8) καθώς και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ) και στόχος ήταν να συγκριθούν με την νέα φιλοσοφία σχεδιασμού (σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού).

Επιπλέον, το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων ήταν τρισδιάστατο και το θεμέλιο εγκιβωτισμένο στο έδαφος, κάτι το οποίο δεν έχει αναλυθεί πολλές φορές από άλλες μελέτες. Αναλύοντας, επίσης, τις εργασίες που έχουν γίνει διεθνώς, αντιλαμβανόμαστε την ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση της απόκρισης των κατασκευών σε σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού λαμβάνοντας υπόψη τον παράγοντα H / B (λόγος ραδινότητας), δηλαδή του ύψους (H) του βάρου συναρτήσει του πλάτους (B) του θεμελίου τους.

Κεφάλαιο 2

Σχεδιασμός

2.1 Ορισμός του προβλήματος

Ένα απλοποιητικά ρεαλιστικό βάθρο γέφυρας μπορεί να προσομοιωθεί ως ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής. Στην προκειμένη περίπτωση της παρούσας εργασίας ο ταλαντωτής αυτός είναι θεμελιωμένος με ένα εγκιβωτισμένο θεμέλιο. Αρχικά σχεδιάστηκαν τα δύο «συμβατικά» θεμελιωμένα βάθρα (χθαμαλό και υψίκορμο) σύμφωνα με τους κανονισμούς, οι οποίοι ορίζουν οι κατασκευές να σχεδιάζονται με τρόπο τέτοιο ώστε σε περίπτωση αστοχίας να αστοχεί πρώτα η ανωδομή εν αντιθέσει με την θεμελίωση που πρέπει να παραμένει ελαστική.

Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν τα δυο «μη συμβατικά» θεμελιωμένα βάθρα (χθαμαλό και υψίκορμο). Το σκεπτικό στο οποίο στηρίζεται ο «μη συμβατικός» τρόπος θεμελίωσης είναι η εκμετάλλευση του μηχανισμού εδαφικής αστοχίας και της ανελαστικότητας του εδάφους με στόχο την απορρόφηση ενέργειας και την προστασία της κατασκευής.

Πιο αναλυτικά, σκοπός της εργασίας ήταν η μελέτη βάθρων γέφυρας που συναντώνται στο αστικό περιβάλλον συχνά, με βάση αυτό επιλέχθηκαν αντιστοίχως τα ύψη του χθαμαλού και υψίκορμου βάθρου. Επίσης, επειδή εκτός των άλλων, στόχος ήταν η σύγκριση της συμπεριφοράς των δύο βάθρων μεταξύ τους, δόθηκε αρκετή προσοχή, ώστε τα δύο βάθρα να έχουν παρόμοια κατασκευαστικά στοιχεία.

Επομένως, επιλέχθηκαν δύο βάθρα ύψους $H_{\text{χθαμαλού}} = 5 \text{ m}$ και $H_{\text{υψίκορμου}} = 15 \text{ m}$ αντίστοιχα, κυκλικής διατομής $d = 2.5 \text{ m}$. Το θεμέλιο (συμβατικό / μη συμβατικό) και στα δύο βάθρα έχει ύψος $h = 2.0 \text{ m}$. Τα δύο βάθρα κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C 45/55 και ο χάλυβας του οπλισμού είναι τύπου S400c · οι αντοχές των δύο αυτών δομικών στοιχείων έχουν προσομοιωθεί καταλλήλως στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το βάρος της ανωδομής του κάθε βάθρου είναι $M = 500 \text{ Mgr}$.

Το έδαφος είναι ένα στρώμα στιφρής αργίλου, 30 m πάχους που υπέρκειται μαλακού βράχου ($V_s = 500 \text{ m/s}$). Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι $S_u = 150 \text{ kPa}$. (Σχήμα2.1)

2.2 Σχεδιασμός

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται ο σχεδιασμός, σύμφωνα με τους κανονισμούς, του χθαμαλού και υψίκορμου βάθρου με την συμβατική θεμελίωση.

2.2.1 Σχεδιασμός της Ανωδομής

Η ανωδομή, όπως προαναφέρθηκε, προσομοιώθηκε με έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή, αφού η μάζα και η δυσκαμψία του βάθρου είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές του καταστρώματος.

Ο σχεδιασμός έγινε σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 (EC2 2000), του Ευρωκώδικα 8 (EC8 2000) και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Τα μέλη της κατασκευής εκτός από τα ίδια βάρη τους καλούνται να παραλάβουν και τις οριζόντιες δυνάμεις που θα προκύψουν από την σεισμική καταπόνησή της. Για τον λόγο αυτόν το βάθρο μελετήθηκε, ώστε η διατομή του να επαρκεί σε θλίψη, διάτμηση, κάμψη και συνδυασμό αυτών.

Οι οριζόντιες δυνάμεις, για τις οποίες σχεδιάστηκε να επαρκεί το κάθε βάθρο προκύπτουν από τη μάζα της ανωδομής πολλαπλασιασμένη με μια επιτάχυνση που προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού. Στο **Σχήμα 2.2** παρουσιάζονται τα φάσματα σχεδιασμού οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού, για τέσσερις κατηγορίες εδάφους, όπως προκύπτουν από τον ΕΑΚ 2000. Στην παρούσα διπλωματική εργασία το εδαφικό προφίλ που κρίθηκε καταλληλότερο ήταν το έδαφος κατηγορίας Β. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι ίσος με 2, αφού βρισκόμαστε στην περίπτωση που πάνω από το 50% της συνολικής μάζας της κατασκευής συγκεντρώνεται στο πάνω 1/3 του ύψους της (σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς, Κ.Π.Υ, κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή) . Για τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι $A = 0.24 \text{ g}$. Τέλος, ο συντελεστής σπουδαιότητας επιλέχθηκε ίσος με 1.3.

2.2.1.1 Σχεδιασμός Ανωδομής Χθαμαλού Βάθρου

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για πακτωμένη βάση είναι $T_{str} = 0.16$ s. (Σχήμα 2.3) , ενώ η ιδιοπερίοδος της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση του εδάφους με αυτήν είναι $T = 0.21$ s. (Σχήμα 2.4)

Συνοπλοποιώντας όλα τα παραπάνω στοιχεία προκύπτει ότι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με $S_d(T) = 0.47$ g. Σαν αποτέλεσμα η βάση του βάθρου της γέφυρας καταπονείται από τον συνδυασμό φόρτισης ροπής (M), τέμνουσας (Q) και αξονικής δύναμης (N), (Σχήμα 2.5)

Η αξονική δύναμη προκύπτει από το βάρος του καταστρώματος και του βάθρου, η τέμνουσα από τον πολλαπλασιασμό του βάρους αυτού επί την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ενώ τέλος η ροπή από τον πολλαπλασιασμό των τεμνουσών (καταστρώματος / βάθρου) επί τους αντίστοιχους μοχλοβραχίονες (θεωρείται ότι η μάζα του βάθρου συγκεντρώνεται στο μέσον του ύψους του).

Το κυκλικής διατομής βάθρο οπλίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000) και τον Ευρωκώδικα 2 (EC2), ώστε να αντέχει τον συνδυασμό της φόρτισης η οποία αναφέρθηκε πριν. Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται βάσει του διαγράμματος αλληλεπίδρασης (Σχήμα 2.6) και του ικανοτικού σχεδιασμού ο οποίος ορίζει σε περίπτωση αστοχίας να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής, αφού η πρώτη είναι πλαστικής μορφής, ενώ η δεύτερη ψαθυρή. Σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό, λοιπόν, η διατμητική αντοχή της διατομής πρέπει να είναι 1.4 φορές μεγαλύτερη της καμπτικής αντοχής :

$$V_{CD,c} = \gamma_{Rd} M_{Rd} / H \quad (2.1)$$

όπου, M_{Rd} είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη στο άκρο του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιείται από τη σεισμική δράση. Ο συντελεστής υπεραντοχής, $\gamma_{Rd} = 1.4$ και τέλος H είναι το μήκος του υποστυλώματος.

Για την ροπή αντοχής, εισάγεται ένας συντελεστής υπεραντοχής $\alpha_{CD} > 1.00$, έτσι ώστε να αποφεύγεται η ταυτόχρονη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στις άκρες της κολώνας και υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ed} \quad (2.2)$$

Συνοπτικά εμφανίζονται στον επόμενο πίνακα όλες οι τιμές σχεδιασμού του υποστυλώματος σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες (EC2 / EC8) με χρήση του ελάχιστου οπλισμού.

Πίνακας 2.1 : Τιμές σχεδιασμού που προέκυψαν μετά από χρήση των τύπων των EC2, EC8 και ΕΚΩΣ 2000 για τον σχεδιασμό του χθαμαλού βάθρου.

Axial Load	N_{ed} : MN	5.61
Seismic Shear Load	V_{ed} : MN	2.63
Seismic Moment Load	M_{ed} : MNm	12.42
Normalized Axial Load	$n (= N_{sd} / A_c f_{cd})$	0.04
Normalized Shear Load	$v (= V_{sd} / A_c f_{cd})$	0.02
Normalized Moment Load	$\mu (= A_c D f_{cd})$	0.05
Moment Resistance	$M_{R,d}$: MNm	16.27
Shear Resistance	$V_{R,d}$: MN	3.25
Yield Shear Force of Lateral Reinforcement	$V_{Rd,s}$: MN	2.92
Maximum Member Shear Force	$V_{Rd,max}$: MN	46.88
Capacity Design Shear	V_{cd} : MN	4.64

Έτσι, σύμφωνα με τα παρά πάνω για την κυκλική διατομή του βάθρου, σκυροδέματος C45/55 και χάλυβα S400c, επιλέγεται οπλισμός :

- Διαμήκης : 65 \emptyset 32
- Εγκάρσιος : \emptyset 14 / 8

Ο εγκάρσιος οπλισμός τοποθετείται στις κρίσιμες περιοχές. Στην περίπτωση του χθαμαλού βάθρου η κρίσιμη περιοχή περιλαμβάνει ολόκληρο το βάθρο ($l_{cr} = 3.75$ m), οπότε οι συνδετήρες τοποθετούνται κατά μήκος όλου του βάθρου ανά 8cm. (**Σχήμα2.7**)

Λόγω του ότι στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS η αντοχή του βάθρου μπορεί να προσομοιωθεί μέσω του διαγράμματος ροπής – καμπυλότητας που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη διατομή, για να σχεδιαστεί το διάγραμμα αυτό χρησιμοποιήθηκε ένα πρόγραμμα ανάλυσης διατομής (cross-section analysis), το KSU_RC. Η ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη την κράτυνση του χάλυβα και η αντοχή του υλικού αναφέρεται στις τιμές σχεδιασμού f_{cd} και f_{sd} . Η σχέση ροπής - καμπυλότητας φτάνει μέχρι ένα σημείο, όπου σηματοδοτεί την αντοχή της διατομής και έπειτα από αυτό θεωρείται μια περιοχή κράτυνσης για το υλικό. Η διαρροή του υλικού λαμβάνει χώρα για τιμή καμπυλότητας $c_u = 0.025$ (1/m). Στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS η αντίστοιχη καμπύλη ροπής – καμπυλότητας έχει παρασταθεί με ανάλογο τρόπο και επίσης έχει ορισθεί ότι αν ξεπεραστεί η καμπυλότητα c_u η αντοχή σε ροπή θα απομειώνεται στο 30% της. (**Σχήμα2.8**)

2.2.1.2 Σχεδιασμός Ανωδομής Υψίκορμου Βάθρου

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για πακτωμένη βάση είναι $T_{str} = 0.86$ s. (Σχήμα 2.9) , επιπροσθέτως η ιδιοπερίοδος της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση του εδάφους είναι $T = 0.91$ s. (Σχήμα 2.10)

Επομένως προκύπτει ότι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με $S_d(T) = 0.26$ g. Σαν αποτέλεσμα η βάση του βάθρου της γέφυρας καταπονείται από τον συνδυασμό φόρτισης ροπής (M), τέμνουσας (Q) και αξονικής δύναμης (N). (Σχήμα 2.11)

Η αξονική δύναμη προκύπτει από το βάρος του καταστρώματος και του βάθρου, η τέμνουσα από τον πολλαπλασιασμό του βάρους αυτού επί την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ενώ τέλος η ροπή από τον πολλαπλασιασμό των τεμνουσών (καταστρώματος / βάθρου) επί τους αντίστοιχους μοχλοβραχίονες (θεωρείται ότι η μάζα του βάθρου συγκεντρώνεται στο μέσον του ύψους του).

Το κυκλικής διατομής βάθρο οπλίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000) και τον Ευρωκώδικα 2 (EC2), ώστε να αντέχει τον συνδυασμό της φόρτισης η οποία αναφέρθηκε προηγουμένως. Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται βάσει του διαγράμματος αλληλεπίδρασης (Σχήμα 2.6) και του ικανοτικού σχεδιασμού, ακριβώς όπως και στο χθαμαλό βάθρο.

Συνοπτικά εμφανίζονται στον επόμενο πίνακα όλες οι τιμές σχεδιασμού του υποστυλώματος σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες (EC2 / EC8) με χρήση του ελάχιστου οπλισμού.

Πίνακας 2.2 : Τιμές σχεδιασμού που προέκυψαν μετά από χρήση των τύπων των EC2, EC8 και ΕΚΩΣ 2000 για τον σχεδιασμό του υψίκορμου βάρου.

Axial Load	N_{ed} : MN	6.84
Seismic Shear Load	V_{ed} : MN	1.76
Seismic Moment Load	M_{ed} : MNm	22.80
Normalized Axial Load	$n (= N_{sd} / A_c f_{cd})$	0.05
Normalized Shear Load	$v (= V_{sd} / A_c f_{cd})$	0.01
Normalized Moment Load	$\mu (= A_c D f_{cd})$	0.08
Moment Resistance	$M_{R,d}$: MNm	24.10
Shear Resistance	$V_{R,d}$: MN	1.61
Yield Shear Force of Lateral Reinforcement	$V_{Rd,s}$: MN	1.94
Maximum Member Shear Force	$V_{Rd,max}$: MN	46.88
Capacity Design Shear	V_{cd} : MN	5.22

Έτσι, σύμφωνα με τα παρά πάνω για την κυκλική διατομή του βάρου, σκυροδέματος C45/55 και χάλυβα S400c, επιλέγεται οπλισμός :

- Διαμήκης : 95 \emptyset 32
- Εγκάρσιος : \emptyset 14 / 12

Ο εγκάρσιος οπλισμός τοποθετείται στις κρίσιμες περιοχές πιο πυκνός. Έτσι, στις κρίσιμες περιοχές ($l_{cr} = 3.75$ m) οι συνδετήρες τοποθετούνται ανά 12cm και στις υπόλοιπες ανά 30cm.

Το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας προκύπτει ακριβώς όπως και για το χθαμαλό βάρου, με χρήση του προγράμματος KSU_RC. (Σχήμα2.12)

2.2.2 Σχεδιασμός της «Συμβατικής» Θεμελίωσης

Οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις μελετήθηκαν αρχικά ως προς την επάρκεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους που τις υποστηρίζει, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 7 (EC7), Ευρωκώδικα 8 (EC8) και ΕΑΚ 2000. Ο στατικός συντελεστής ασφαλείας που ορίζεται από τις παραπάνω διατάξεις επιβάλλεται να μην είναι μικρότερος από 2. Τα στατικά φορτία (1.35G + 1.5Q) επιλέχθηκαν να είναι μιάμιση φορά μεγαλύτερα της μάζας της ανωδομής, δηλαδή 750 Mgr συν τις μάζες του υποστυλώματος και του θεμελίου.

Ενώ τα σεισμικά φορτία ($G + 0.3Q$) επιλέχθηκαν να είναι ακριβώς, όσο η ανωδομή (500 Mgr) συν τις μάζες του υποστυλώματος και του θεμελίου επίσης. Ο ψευδο-σεισμικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται από τους κανονισμούς να είναι μεγαλύτερος ή ίσος με τη μονάδα, επιπροσθέτως θα πρέπει να ικανοποιείται και ο ικανοτικός σχεδιασμός (EAK2000) , όπου ορίζει σε περίπτωση αστοχίας να αστοχεί πρώτα η ανωδομή και όχι η θεμελίωση : αυτό εξασφαλίζεται με τη χρήση ενός συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} .

$$\alpha_{CD} = 1.2M_{Rd}/M_{Ed} \quad (2.3)$$

όπου M_{Rd} και M_{Ed} είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στη θέση της πιθανής ή ενδεχόμενης πλησιέστερης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο της θεμελίωσης.

Τέλος, θα πρέπει να πληρούται και η απαίτηση, η εκκεντρότητα που αναπτύσσεται κατά την ψευδο-σεισμική ανάλυση να μην υπερβαίνει το 1/3 του πλάτους (B) του θεμελίου, καθώς ο αντισεισμικός κανονισμός έχει αυστηρά επιτρεπτά όρια, όσον αφορά τον λικνισμό και ανασήκωμα του θεμελίου.

2.2.2.1 Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Χθαμαλού Βάθρου

Σύμφωνα με τους παραπάνω περιορισμούς , δηλαδή :

- $F_S \geq 2.0$
- $F_E \geq 1.0$
- $e \geq B/3$

και μετά από δοκιμές, επιλέχθηκε τετραγωνικό θεμέλιο, πλάτους $B = 9.5$ m και ύψους $h = 2.0$ m, (Σχήμα2.13) . Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη θεμελίωση, καθώς και οι συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν από την στατική και σεισμική (ψευδοστατική) φόρτιση του βάθρου αναφέρονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 2.3 : Στατικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης και στατικός συντελεστής ασφαλείας.

Static Load	Deck	Pier	Footing
1.35G + 1.5Q : Mgr	750	61.36	451.25
Total Vertical Load N : MN	12.63		
F_S	6.9	≥	2

Πίνακας 2.4 : Σεισμικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης, επαυξημένες με τον μεγεθυντικό συντελεστή $\alpha_{CD} = 1.57$, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και ο έλεγχος εκκεντρότητας.

Seismic Load	Deck	Pier	Footing
G + 0.3Q : Mgr	500	61.36	451.25
Total Vertical Load N : MN	10.13		
Seismic Shear Load Q : MN	7.45		
Seismic Moment Load M : MNm	31.11		
F_S	8.6	≥	2
F_E	1.03	≥	1
e	3.07	≤	B/3 = 3.17

2.2.2.2 Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Υψίκορμου Βάθρου

Ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία, ώστε να καταλήξουμε στην διαστασιολόγηση της θεμελίωσης της υψίκορμης κατασκευής ακριβώς όπως και στην χθαμαλή. Ύστερα από δοκιμές, επιλέχθηκε και για αυτήν τετραγωνικό θεμέλιο, πλάτους $B = 9.5\text{m}$ και ύψους $h = 2.0\text{m}$ (**Σχήμα 2.14**) . Η επιλογή του πλάτους και των δύο θεμελίων να είναι το ίδιο δεν ήταν τυχαία, επιλέχθηκε σκόπιμα, ώστε τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τα δύο βάθρα να είναι άμεσα συγκρίσιμα. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη θεμελίωση, καθώς και οι συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν από την στατική και σεισμική (ψευδοστατική) φόρτιση του βάθρου αναφέρονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 2.5 : Στατικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης και στατικός συντελεστής ασφαλείας.

Static Load	Deck	Pier	Footing
1.35G + 1.5Q : Mgr	750	184.08	451.25
Total Vertical Load N : MN	13.85		
F_s	6.3	≥	2

Πίνακας 2.6 : Σεισμικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης, επαυξημένες με τον μεγεθυντικό συντελεστή $\alpha_{CD} = 1.27$, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και ο έλεγχος εκκεντρότητας.

Seismic Load	Deck	Pier	Footing
G + 0.3Q : Mgr	500	184.08	451.25
Total Vertical Load N : MN	11.35		
Seismic Shear Load Q : MN	3.7		
Seismic Moment Load M : MNm	34.84		
F_s	7.67	≥	2
F_E	1.66	≥	1
e	3.07	≤	B/3 = 3.17

2.2.3 Σχεδιασμός «Μη Συμβατικής» Θεμελίωσης

Σε ισχυρούς σεισμούς που υπερβαίνουν κατά πολύ τον σεισμό σχεδιασμού της κατασκευής η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλότητας λόγω σεισμού, υπερβαίνει την υπάρχουσα πλαστιμότητα της κατασκευής, με αποτέλεσμα την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε συγκεκριμένα σημεία της ανωδομής. Ο Ευρωκώδικας (EC), καθώς και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) έχουν προβλέψει μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται σε συγκεκριμένα σημεία της ανωδομής , ώστε να περιορίζεται ο κίνδυνος κατάρρευσης. Γενικότερα οι κανονισμοί έχουν ως στόχο τον σχεδιασμό της θεμελίωσης με τρόπο τέτοιο, ώστε να συμπεριφέρεται όσο το δυνατόν «ελαστικά».

Ο «μη συμβατικός» τρόπος θεμελίωσης λειτουργεί πρακτικά με τρόπο αντίθετο από αυτόν του ικανοτικού σχεδιασμού. Η υποδιαστασιοποίηση του θεμελίου επιτρέπει τον λικνισμό αυτού (σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού). Επομένως αποτρέπεται η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στην ανωδομή και «κατευθύνεται» ο σχηματισμός

αυτών στο έδαφος γύρω και κάτω από το θεμέλιο. Έτσι, επιτυγχάνεται η εκμετάλλευση του μηχανισμού εδαφικής αστοχίας και της ανελαστικότητας του εδάφους που λειτουργούν με στόχο την απορρόφηση ενέργειας και την προστασία της κατασκευής.

Κριτήριο για τον σχεδιασμό ενός τέτοιου θεμελίου είναι η ροπή ανατροπής του (M_{ult}) να μην υπερβαίνει την ροπή αντοχής του υποστυλώματος.

2.2.3.1 «Μή Συμβατικά» Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Χθαμαλού Βάθρου

Για να επιτευχθεί η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού, όπως προαναφέρθηκε, θέλαμε η ροπή ανατροπής του θεμελίου να ήταν μικρότερη από την ροπή αντοχής του βάθρου. Σε μια έντονη σεισμική δόνηση, που ξεπερνά κατά πολύ τον σεισμό σχεδιασμού της κατασκευής, στόχος μας ήταν ο λικνισμός, το ανασήκωμα του θεμελίου, έτσι ώστε να παρατηρείται εντόνως ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος «θεμέλιο – έδαφος έδρασης» και «ελαστική» συμπεριφορά του βάθρου.

Οι συμπεριφορές αυτές επιτυγχάνονται μέσω της υποδιαστασιολόγησης του συμβατικώς διαστασιολογημένου θεμελίου. Με την υποδιαστασιολόγηση, όπως είναι αναμενόμενο, ελαττώνεται ο στατικός συντελεστής ασφαλείας καθώς και ο ψευδοσεισμικός και υπερβαίνεται ο περιορισμός της εκκεντρότητας του θεμελίου.

Κριτήριο, λοιπόν, για το μέγεθος της μείωσης του πλάτους του τετραγωνικού θεμελίου, αποτέλεσαν δύο παράγοντες. Πρώτον, ο συντελεστής υποδιαστασιολόγησης θα έπρεπε να είναι σχεδόν ίσος με τον μεγεθυντικό συντελεστή (α_{CD}) της συμβατικής κατασκευής και δεύτερον, ο στατικός συντελεστής ασφαλείας (για σεισμική φόρτιση) δεν θα έπρεπε να είναι πολύ μικρότερος του 3.

Πολλά δημοσιευμένα άρθρα έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα ότι, όταν ο στατικός συντελεστής ασφαλείας γίνεται πολύ μικρότερος του 5, τότε κατά την διάρκεια του λικνισμού το θεμέλιο τείνει να βυθίζεται και όχι να ανασηκώνεται. Για να κυριαρχεί το «ανασήκωμα» υπέρ της «βύθισης» ο στατικός συντελεστής ασφαλείας θα πρέπει να κυμαίνεται από $3 \div 5$.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω και μετά από δοκιμές στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS μέσω μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης του χθαμαλού βάθρου, αλλάζοντας μόνο τις διαστάσεις του τετραγωνικού θεμελίου, κατέληξα στο νέο «μη συμβατικό» θεμέλιο πλάτους $B = 5.0 \text{ m}$ και ύψους $h = 2.0 \text{ m}$

(σταθερό). Με συντελεστή υποδιαστασιολόγησης ίσο με 1.3 και αντίστοιχες δράσεις που αναπτύσσονται, όπως απεικονίζονται σκαριφηματικά στο **Σχήμα 2.15**, οι συντελεστές ασφαλείας παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 2.7 : Στατικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης και στατικός συντελεστής ασφαλείας.

Static Load	Deck	Pier	Footing
1.35G + 1.5Q : Mgr	750	184.08	125
Total Vertical Load N : MN	9.4		
F_s	2.6	≥	2

Πίνακας 2.8 : Σεισμικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης, συντελεστές ασφαλείας και εκκεντρότητα.

Seismic Load	Deck	Pier	Footing
G + 0.3Q : Mgr	500	184.08	125
Total Vertical Load N : MN	6.9		
Seismic Shear Load Q : MN	3.2		
Seismic Moment Load M : MNm	18.25		
F_s	3.5	≥	3
e	2.66	≥	B/3 = 1.67

Αξίζει δε να σημειωθεί ότι πλέον η ιδιοπερίοδος της κατασκευής αλλάζει και γίνεται $T = 0.22$ s (λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση του εδάφους).

2.2.3.2 «Μη Συμβατικά» Εγκιβωτισμένο Θεμέλιο Υψίκορμου Βάθρου

Ακριβώς όπως και στο χθαμαλό, ισχύουν και για αυτήν την περίπτωση τα ίδια κριτήρια επιλογής του βαθμού μείωσης των διαστάσεων.

Μετά από δοκιμές στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS μέσω μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης του βάθρου αλλάζοντας μόνο τις διαστάσεις του τετραγωνικού θεμελίου κατέληξα στο νέο «μη συμβατικό» θεμέλιο πλάτους $B = 5.3$ m και ύψους $h = 2.0$ m (σταθερό). Με συντελεστή υποδιαστασιολόγησης ίσο με 1.22

και αντίστοιχες δράσεις που αναπτύσσονται όπως απεικονίζονται σκαριφηματικά στο **Σχήμα 2.16** , οι συντελεστές ασφαλείας παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 2.9 : Στατικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης και στατικός συντελεστής ασφαλείας.

Static Load	Deck	Pier	Footing
1.35G + 1.5Q : Mgr	750	184.08	140.45
Total Vertical Load N : MN	9.4		
F_s	2.52	≥	2

Πίνακας 2.10 : Σεισμικές δυνάμεις στη βάση της θεμελίωσης, συντελεστές ασφαλείας και εκκεντρότητα.

Seismic Load	Deck	Pier	Footing
G + 0.3Q : Mgr	500	184.08	140.45
Total Vertical Load N : MN	8.2		
Seismic Shear Load Q : MN	2.2		
Seismic Moment Load M : MNm	27.6		
F_s	3.3	≥	3
e	3.35	≥	B/3 = 1.77

Ο περιορισμός της εκκεντρότητας να είναι μικρότερη από $B / 3$ θεωρείται πλέον αρκετά αυστηρός, αν και εξακολουθεί να αναγράφεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Ο γαλλικός αντισεισμικός κανονισμός (AFSP90), για παράδειγμα, χρησιμοποιεί τον περιορισμό : $e \leq 7B/15 \approx B / 2$, που αποτελεί μια λιγότερο αυστηρή παραδοχή.

Εν κατακλείδι, όπως και στο χθαμαλό, έτσι και στο υψίκορμο βάθρο με αυτήν την αλλαγή των διαστάσεων της θεμελίωσης άλλαξε λίγο η ιδιοπερίοδος της κατασκευής σε $T = 0.88$ s.

2.3 Ψευδοσεισμικοί Συντελεστές Ασφαλείας

2.3.1 Ψευδοσεισμικός Συντελεστής Ασφαλείας σε Όρους Ροπών

Ο ψευδο – σεισμικός συντελεστής ασφαλείας χρησιμοποιείται κυρίως για τα μη συμβατικά σχεδιασμένα βάθρα που ο συντελεστής ασφαλείας τους ως προς την ανατροπή δεν είναι δυνατόν να προσδιοριστεί από τον κλασικό τύπο, διότι η εκκεντρότητά του, κατά την σεισμική διέγερση σχεδιασμού, ξεπερνά τα συμβατικά επιτρεπτά όρια της εκκεντρότητας. Ο συντελεστής ασφαλείας αυτός προκύπτει ως το πηλίκο της οριακής ροπής του θεμελίου σε ανατροπή προς την επιβαλλόμενη ροπή που προκαλείται από την εφαρμογή στο σύστημα της επιτάχυνσης σχεδιασμού του φάσματος του ΕΑΚ.

$$F_M = \frac{\text{Μαντοχη ανατροπης}}{\text{Μεπιβαλλόμενη}} = \frac{M_{u,θεμ.}}{mS_dH}$$

Όπου m είναι η μάζα του συστήματος, S_d είναι η επιτάχυνση σχεδιασμού και H το ύψος του βάθρου από τη βάση του θεμελίου μέχρι το σημείο εφαρμογής της μάζας του καταστώματος. (Σχήμα 2.17)

2.3.2 Ψευδοσεισμικός Συντελεστής Ασφαλείας σε Όρους Εκκεντρότητας

Ο ψευδο – σεισμικός συντελεστής ασφαλείας σε όρους εκκεντρότητας δείχνει πόση απόκλιση υπάρχει ανάμεσα στην οριακή εκκεντρότητα (στη δεδομένη περίπτωση χρησιμοποιείται ένα πιο ελαστικό όριο εκκεντρότητας ίσο με $B / 2$) και στην εκκεντρότητα που προκύπτει λόγω της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης σχεδιασμού στο εκάστοτε σύστημα.

$$F_e = \frac{e_{max}}{e_{επιβαλλόμενη}}$$

Για το χθαμαλό βάθρο με το υποδιαστασιοποιημένο θεμέλιο : $F_M = 1.22$, $F_e = 0.94$

Ενώ για το υψίκορμο : $F_M = 1.02$, $F_e = 0.79$

2.4 Συγκεντρωτικά στοιχεία

Παρατίθενται συγκεντρωτικά τα στοιχεία της θεμελίωσης των δύο βάθρων.

Πίνακας 2.11 : Σύνοψη των δυνάμεων και συντελεστών ασφαλείας ανάμεσα στη συμβατική και μη συμβατική χθαμαλή κατασκευή.

		Conventional	Rocking
Breadth	B : m	9.5	5
Total Vertical Load	N : MN	10.13	6.86
Seismic Shear Load	V : MN	4.74	3.21
Seismic Moment Load	M : MNm	19.78	18.26
Design Shear Action	V_{ed} : MN	7.45	3.21
Design Moment Action	M_{ed} : MNm	31.11	18.26
Ultimate Moment Capacity	M_u : MNm	56.49	21.93
Factor of Safety in Vertical Loading	F_S	8.61	3.52
Factor of Safety in Combined (seismic) Loading	F_E	1.03	1.22

Πίνακας 2.12 : Σύνοψη των δυνάμεων και συντελεστών ασφαλείας ανάμεσα στη συμβατική και μη συμβατική υψίκορμη κατασκευή.

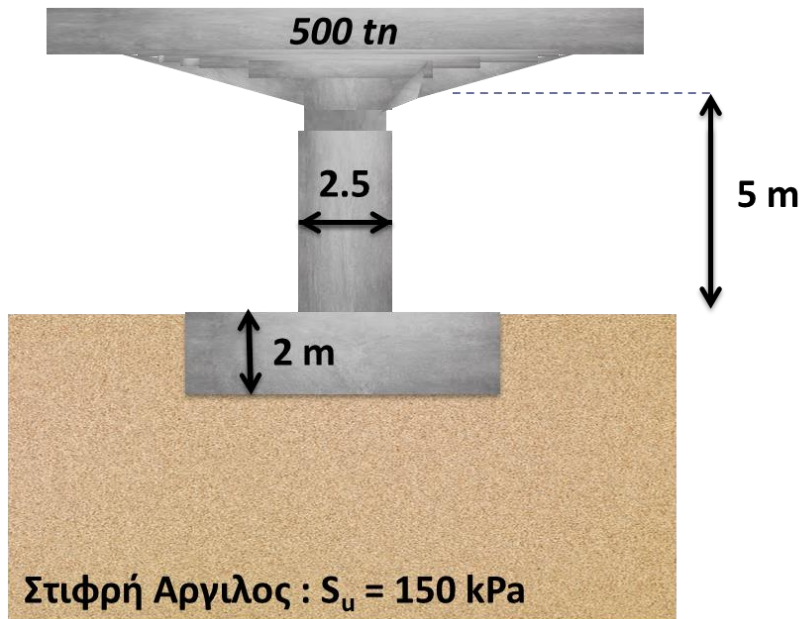
		Conventional	Rocking
Breadth	B : m	9.5	5.3
Total Vertical Load	N : MN	11.35	8.25
Seismic Shear Load	V : MN	2.91	2.19
Seismic Moment Load	M : MNm	27.47	27.62
Design Shear Action	V_{ed} : MN	3.70	2.19
Design Moment Action	M_{ed} : MNm	34.84	27.62
Ultimate Moment Capacity	M_u : MNm	69.94	28.21
Factor of Safety in Vertical Loading	F_S	7.67	3.29
Factor of Safety in Combined (seismic) Loading	F_E	1.66	1.02

Οι σεισμικοί συντελεστές ασφαλείας στις κατασκευές με το συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον συμβατικό τρόπο, ενώ στις σεισμικά μονωμένες υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον τρόπο που περιγράφηκε στην ενότητα 2.3.2 και για αυτόν το λόγο δεν είναι άμεσα συγκρίσιμες μεταξύ τους.

Τέλος, η διαφορά της ροπής ανατροπής (M_u) που έχει βρεθεί μετά από μονοτονική οριζόντια φόρτιση (push over) στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS ανάμεσα στα βάρη φαίνεται και από τα διαγράμματα $M - \theta$. (Σχήμα2.18)

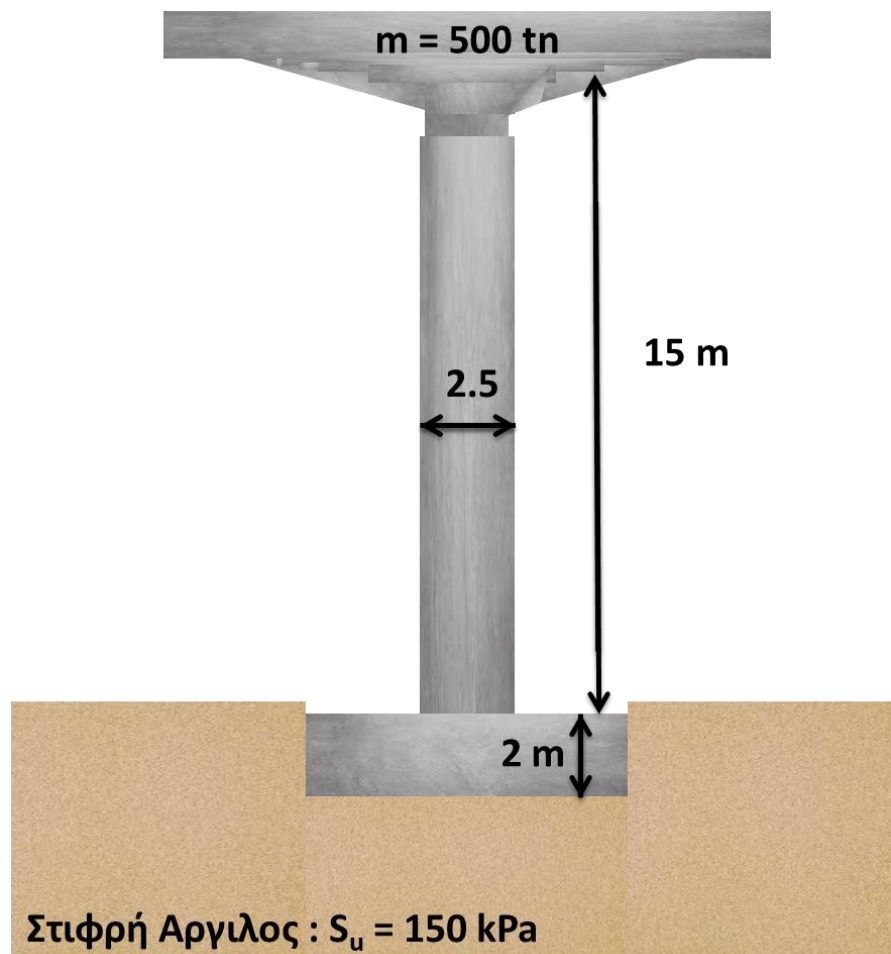
Κεφάλαιο 2

Σχήματα



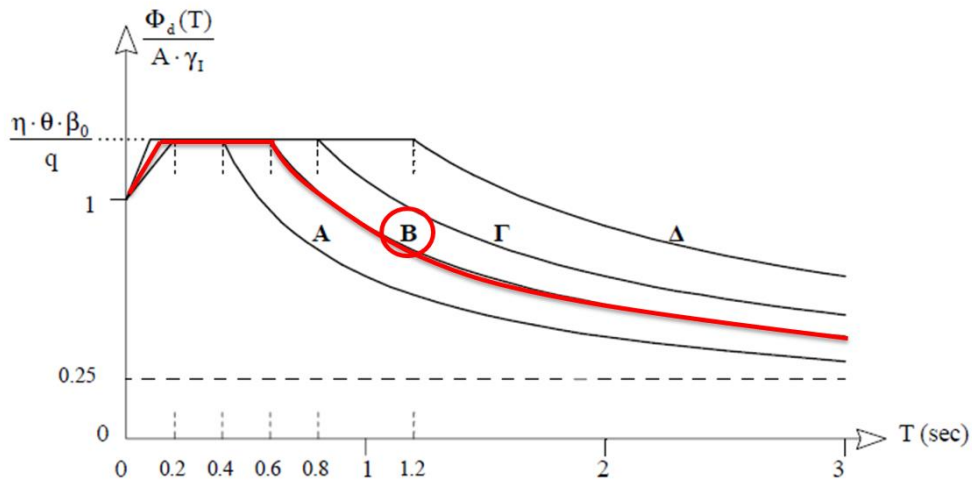
Σχήμα 2.1 (a) :
Σκαριφηματική
απεικόνιση των
δεδομένων του
προβλήματος του
χθαμαλού βάρου.

(a)

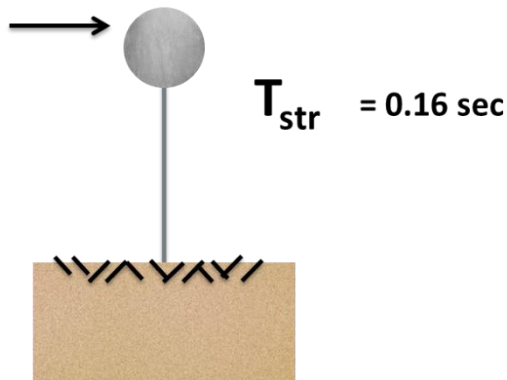


Σχήμα 2.1 (b) :
Σκαριφηματική
απεικόνιση των
δεδομένων του
προβλήματος του
υψίκορμου βάρου.

(b)



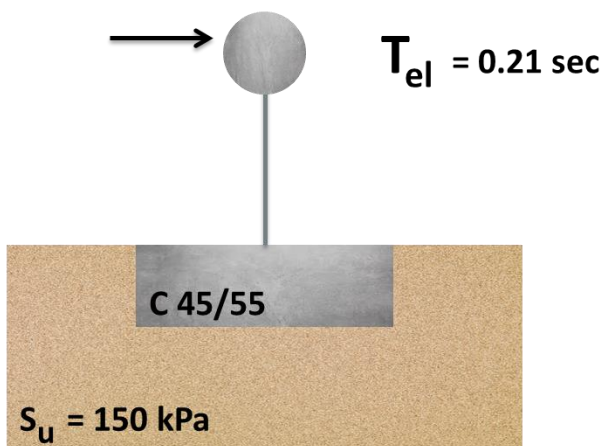
Σχήμα 2.2 : Το φάσμα του ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Το διάγραμμα που αντιστοιχεί στο εξεταζόμενο εδαφικό προφίλ είναι προσημασμένο με κόκκινο χρώμα.



Σχήμα 2.3 : Θεώρηση μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά τα γνωστά και υπολογισμός της ιδιοπεριόδου.

$$K = 3EI/h^3$$

$$T_{str} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

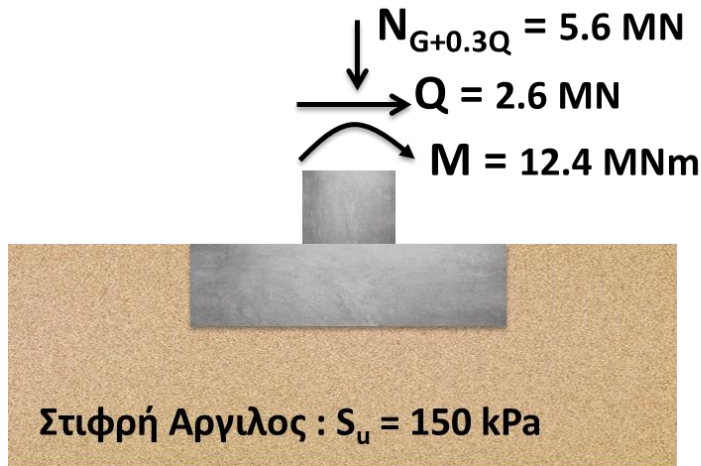


Σχήμα 2.4 : Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση του εδάφους.

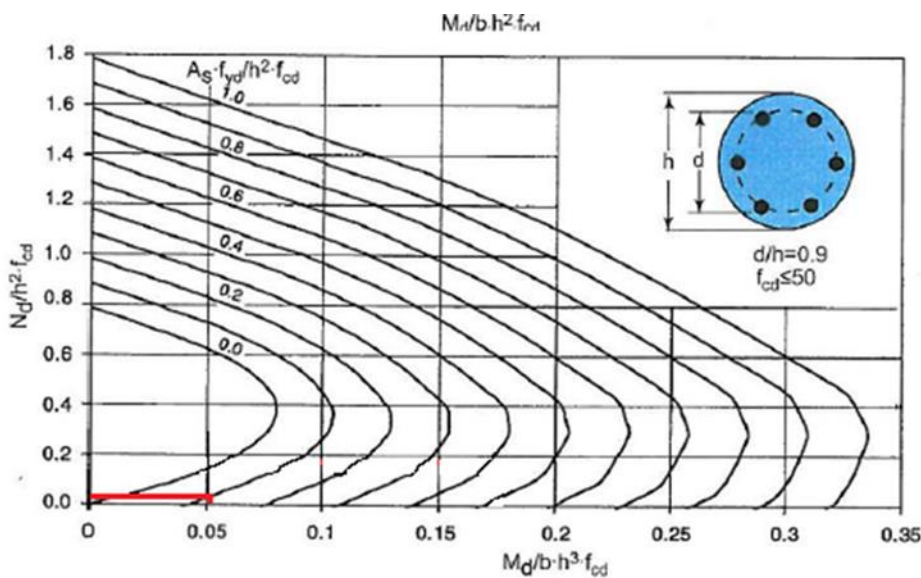
$$T = T_{str} \sqrt{1 + \frac{K}{Kh} + \frac{K}{Kr} H^2}$$

$$K_h = \frac{9GB}{2-\nu} \left(1 + 0,15 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \left[1 + 0,9 \left(\frac{D}{B}\right)^{0,8}\right]$$

$$K_r = \frac{3,6GB^3}{1-\nu} \left[1 + 1,26 \frac{D}{B} \left(1 + \frac{D}{B}\right)\right]$$



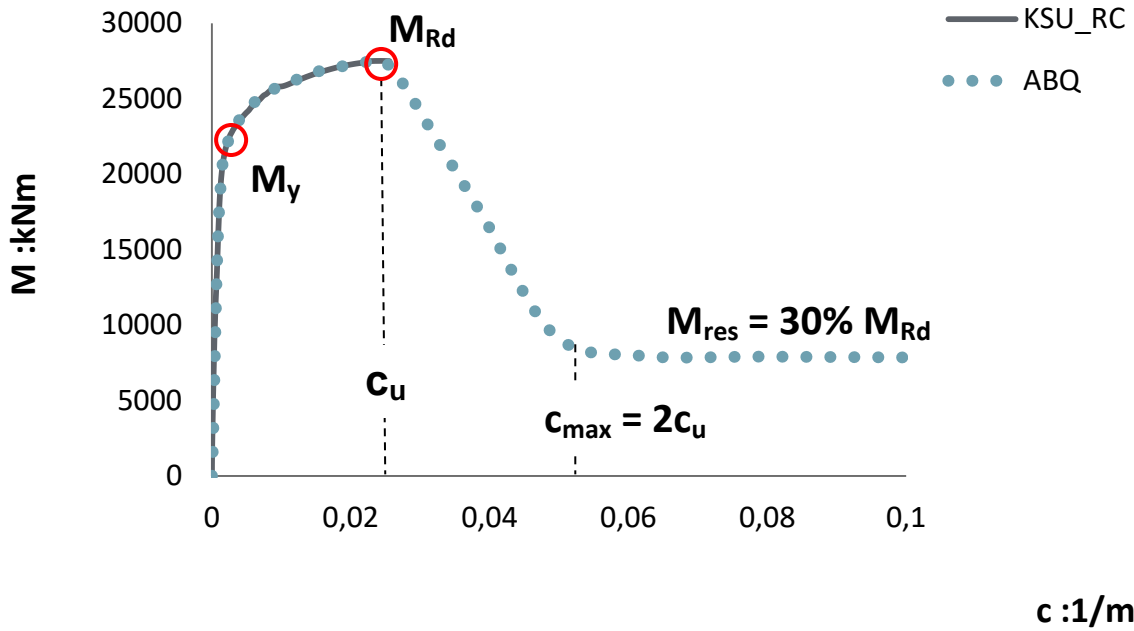
Σχήμα 2.5 : Σεισμικές δυνάμεις που επιβάλλονται στη βάση του χθαμαλού βάθρου σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.



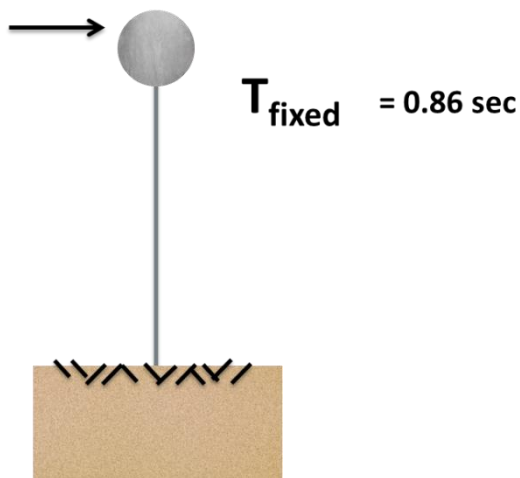
Σχήμα 2.6 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του εγκάρσιου οπλισμού των βάθρων (χθαμαλού / υψίκορμου).



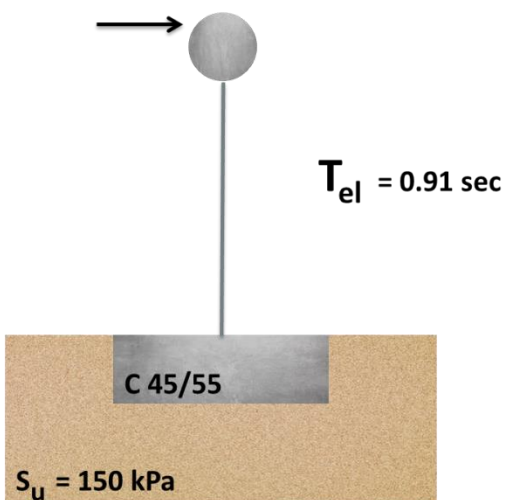
Σχήμα 2.7 : Επικάλυψη προστασίας $c = 0.05\text{m}$. Χρησιμοποιείται χάλυβας S400c. Χθαμαλή κατασκευή : Διαμήκης οπλισμός $\rightarrow 65 \text{ } \varnothing 32$ και εγκάρσιος οπλισμός $\rightarrow \varnothing 14 / 8$.



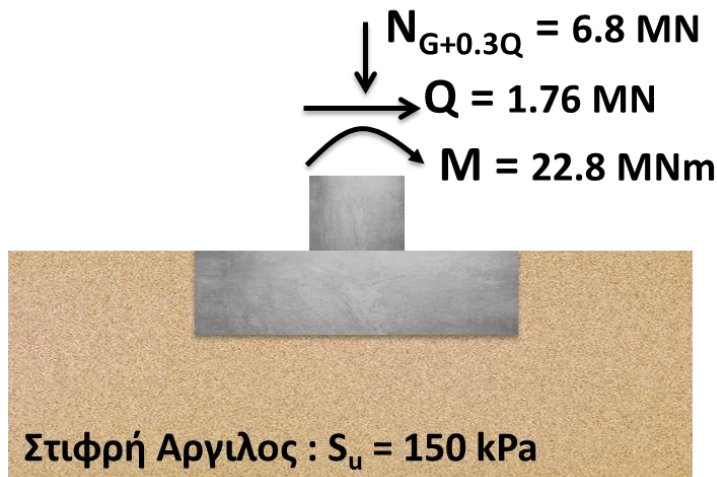
Σχήμα 2.8 : Σχέση ροπής – καμπυλότητας της συγκεκριμένης διατομής. Το σημείο διαρροής $M_y = 20.64$ MNm για καμπυλότητα $c_y = 0.0015$ 1/m, η ροπή αντοχής $M_{Rd} = 27.5$ MNm για $c_u = 0.025$ 1/m.



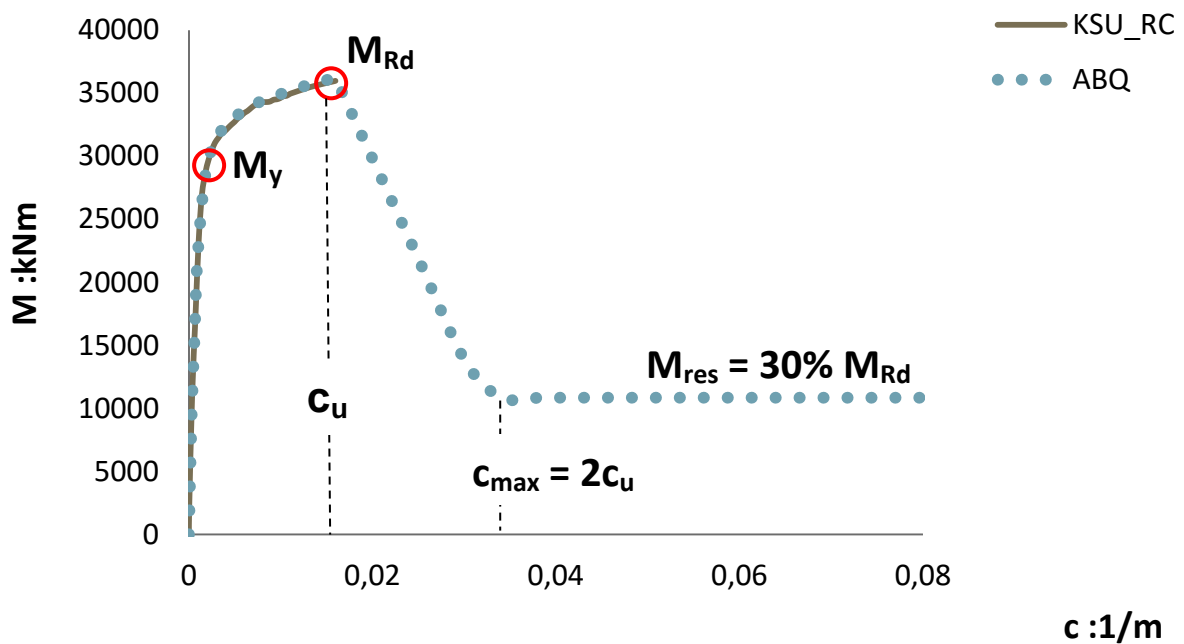
Σχήμα 2.9 : Θεώρηση μονοβάθμιου ταλαντωτή και εύρεση της ιδιοπεριόδου σύμφωνα με τους τύπους που υπάρχουν και στο Σχήμα 2.3 .



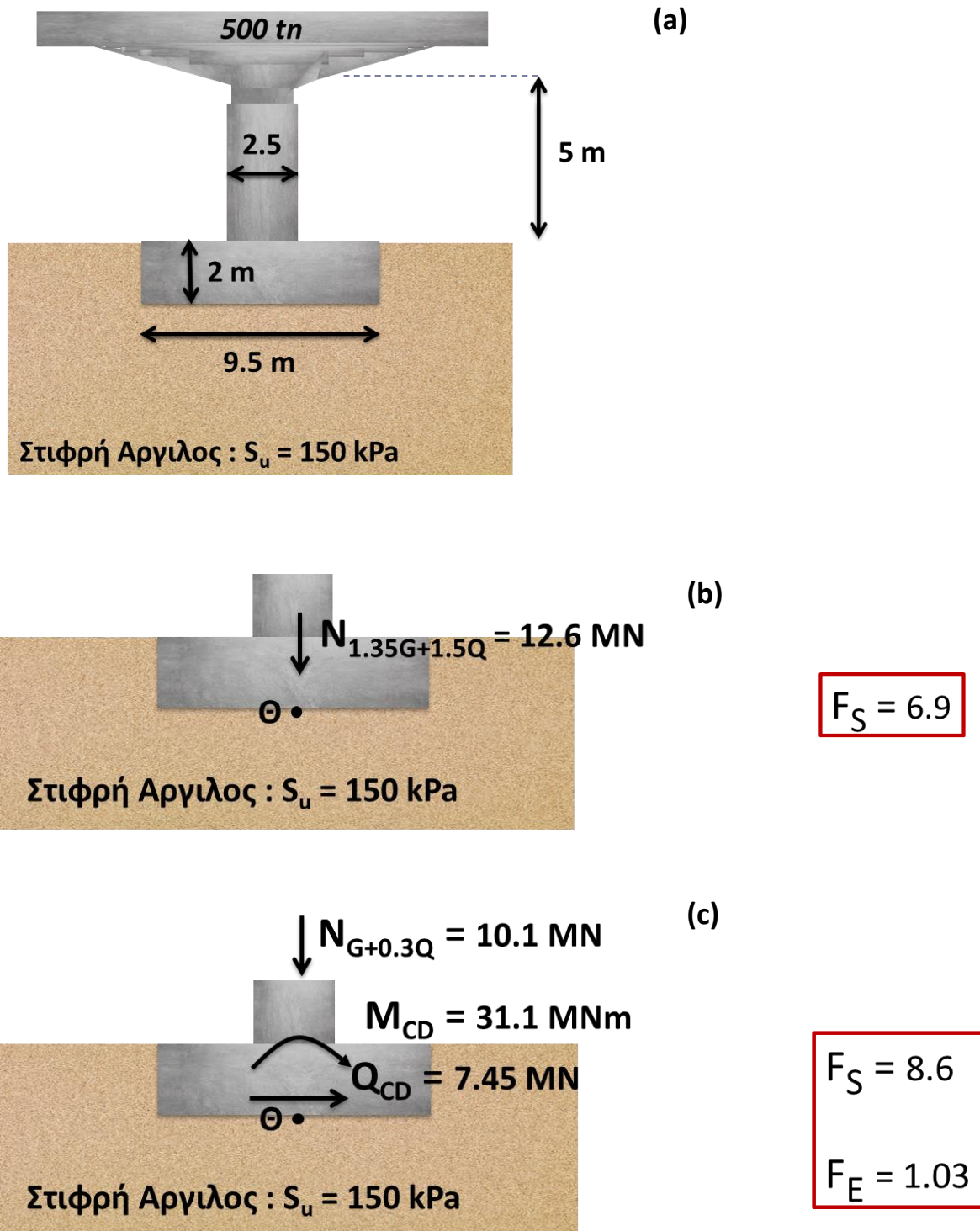
Σχήμα 2.10 : Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση του εδάφους. (Ισχύουν οι τύποι του Σχήματος 2.4).



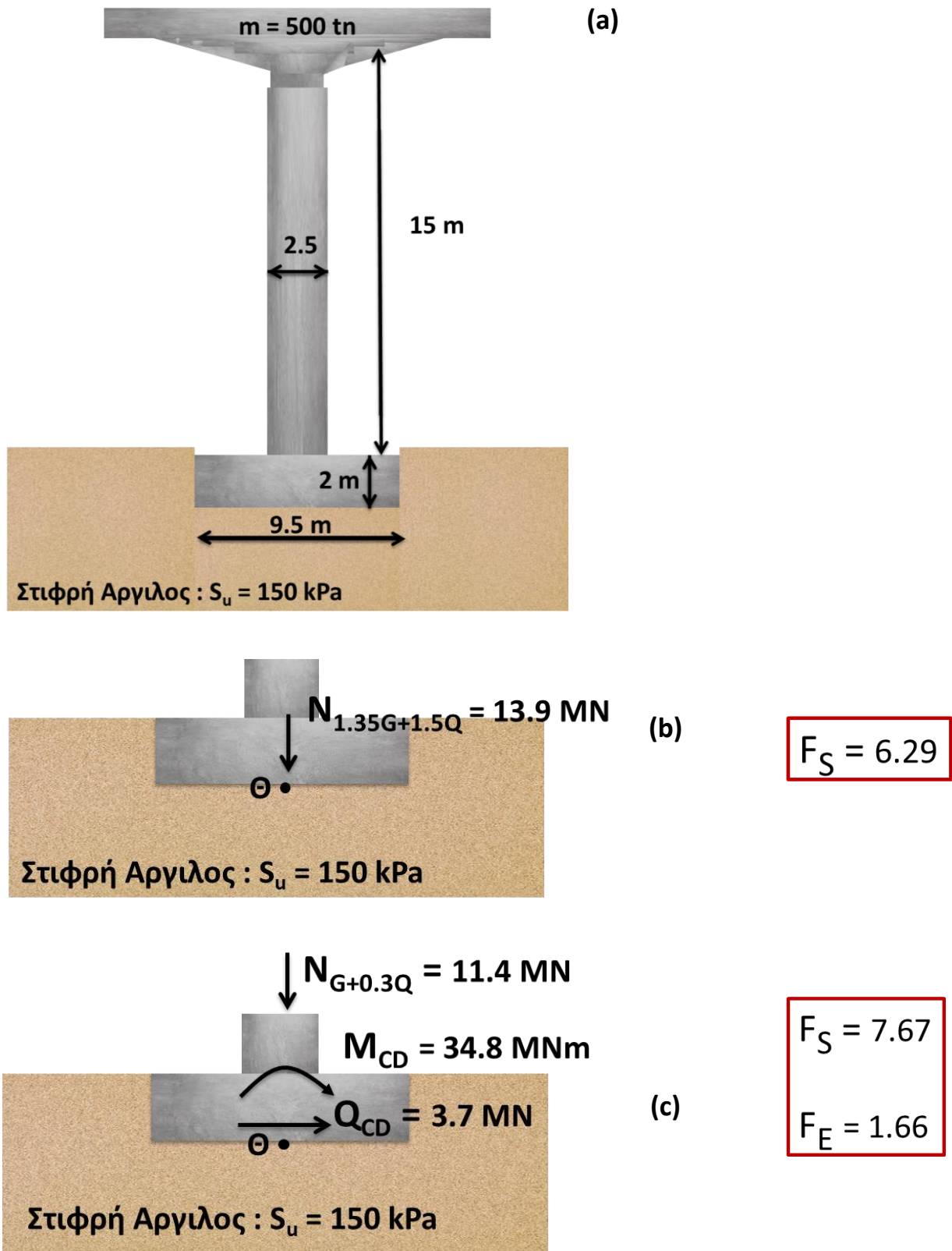
Σχήμα 2.11 : Σεισμικές δυνάμεις που επιβάλλονται στη βάση του υψίκορμου βάθρου σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.



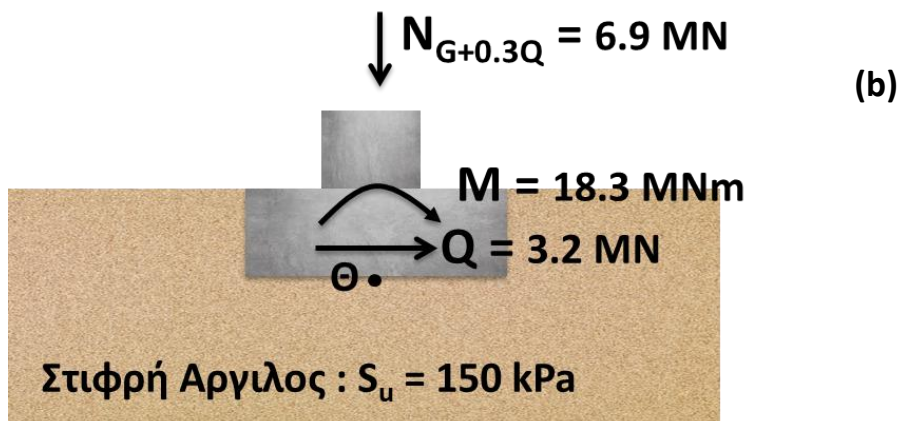
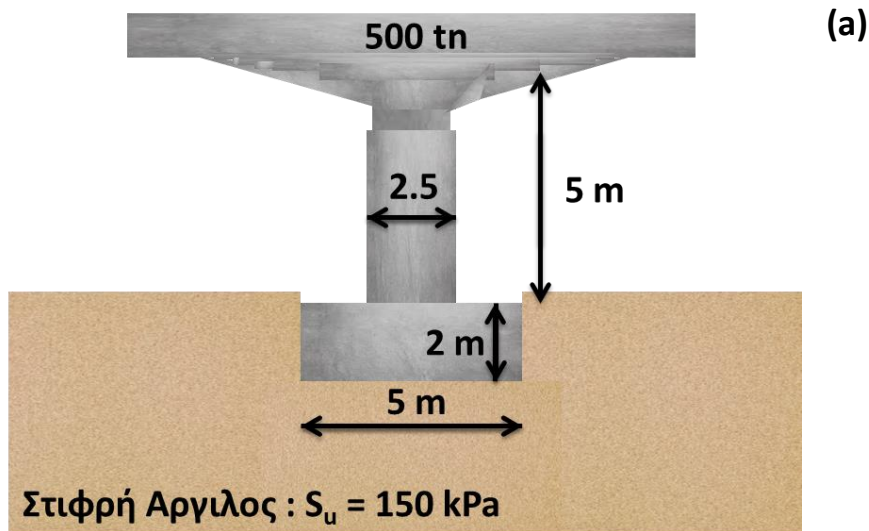
Σχήμα 2.12 : Σχέση ροπής – καμπυλότητας της διατομής του υψίκορμου βάθρου. Το σημείο διαρροής $M_y = 30.36 \text{ MNm}$ για καμπυλότητα $c_y = 0.0024 \text{ 1/m}$, η ροπή αντοχής $M_{Rd} = 36.2 \text{ MNm}$ για $c_u = 0.016 \text{ 1/m}$.



Σχήμα 2.13 (a) : Τελική γεωμετρία χθαμαλού βάθρου. **(b)** Στατική φόρτιση και στατικός συντελεστής ασφαλείας θεμελίωσης. **(c)** Σεισμική φόρτιση και συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στη φόρτιση αυτή. (Όλα τα παραπάνω μεγέθη αναφέρονται για τη στάθμη της θεμελίωσης, σημείο Θ).

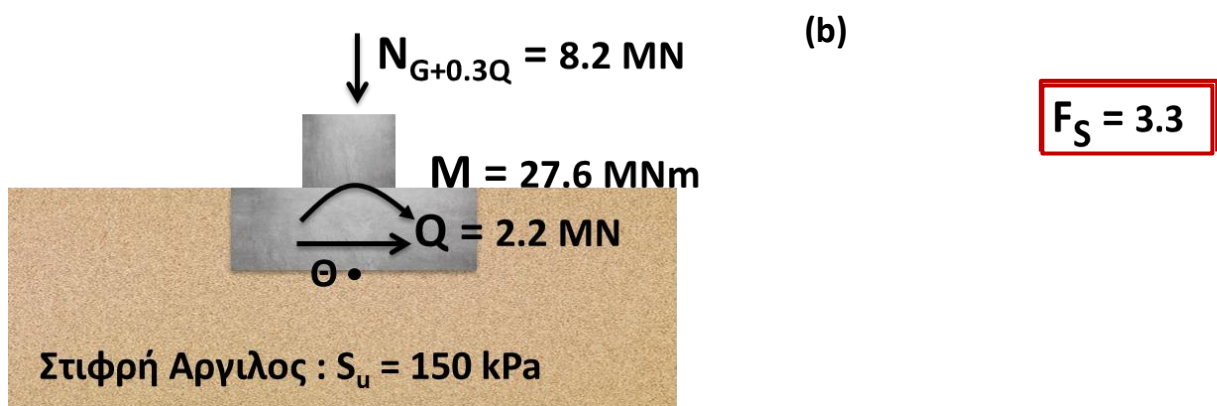
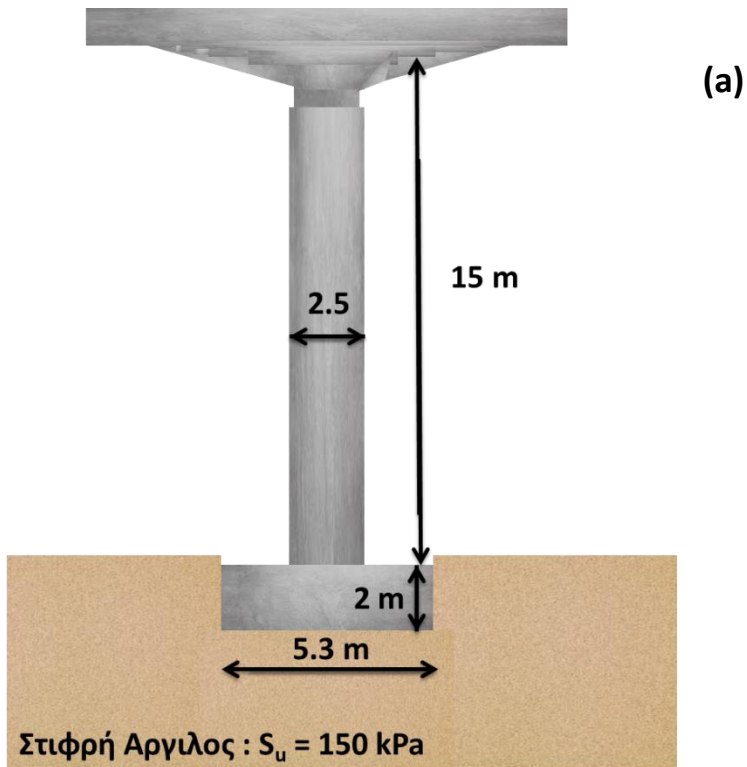


Σχήμα 2.14 (a) : Τελική γεωμετρία υψίκορμου βάθρου. (b) Στατική φόρτιση και στατικός συντελεστής ασφαλείας θεμελίωσης. (c) Σεισμική φόρτιση και συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στη φόρτιση αυτή. (Όλα τα παραπάνω μεγέθη αναφέρονται για τη στάθμη της θεμελίωσης, σημείο Θ).

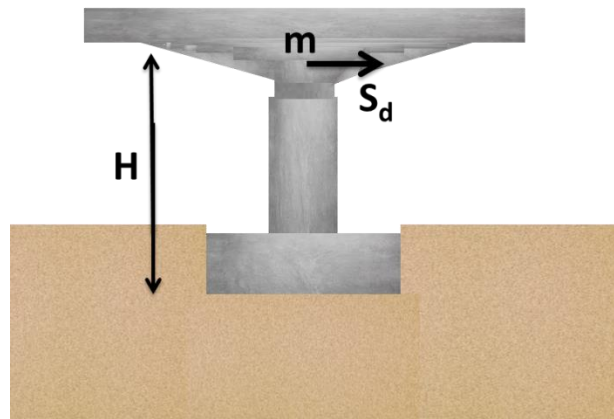


$F_S = 3.5$

Σχήμα 2.15 (a) : Τελική γεωμετρία υψίκορμου βάρου. **(b)** Σεισμική φόρτιση και συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στη φόρτιση αυτή. (Όλα τα παραπάνω μεγέθη αναφέρονται για τη στάθμη της θεμελίωσης, σημείο Θ).



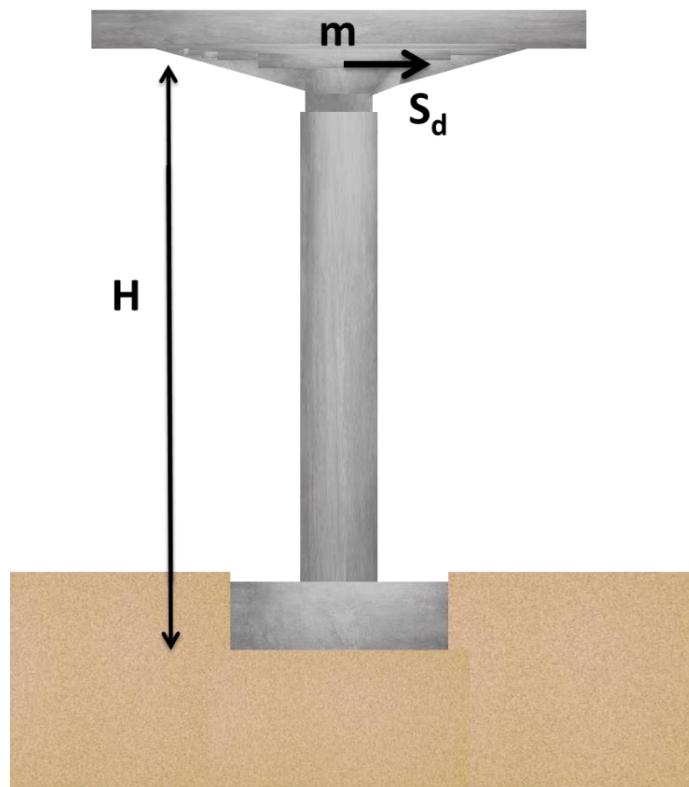
Σχήμα 2.16 (a) : Τελική γεωμετρία υψίκορμου βάθρου. **(b)** Σεισμική φόρτιση και συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στη φόρτιση αυτή. (Όλα τα παραπάνω μεγέθη αναφέρονται για τη στάθμη της θεμελίωσης, σημείο Θ).



$$F_M = 1.22$$

$$F_e = 0.94$$

(a)

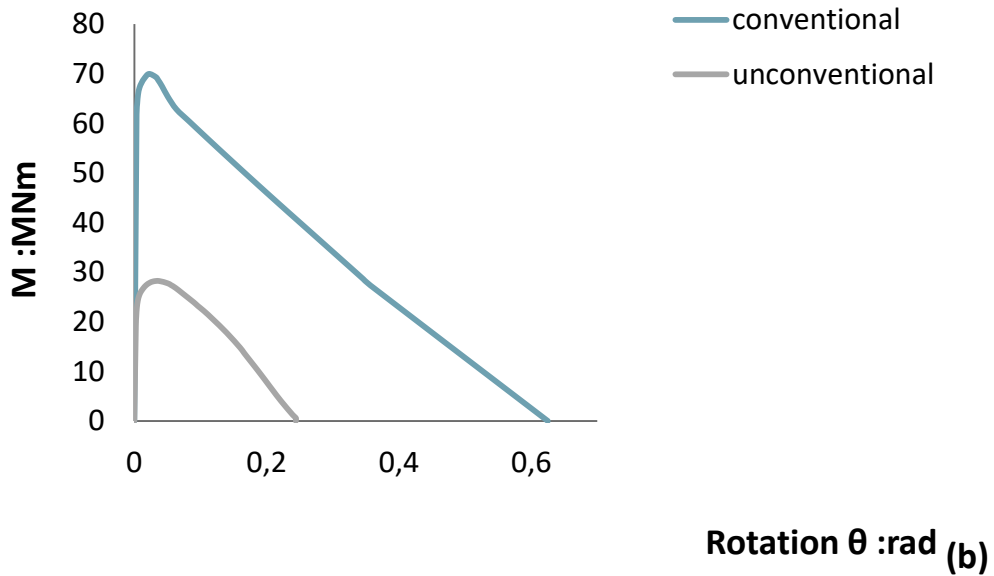
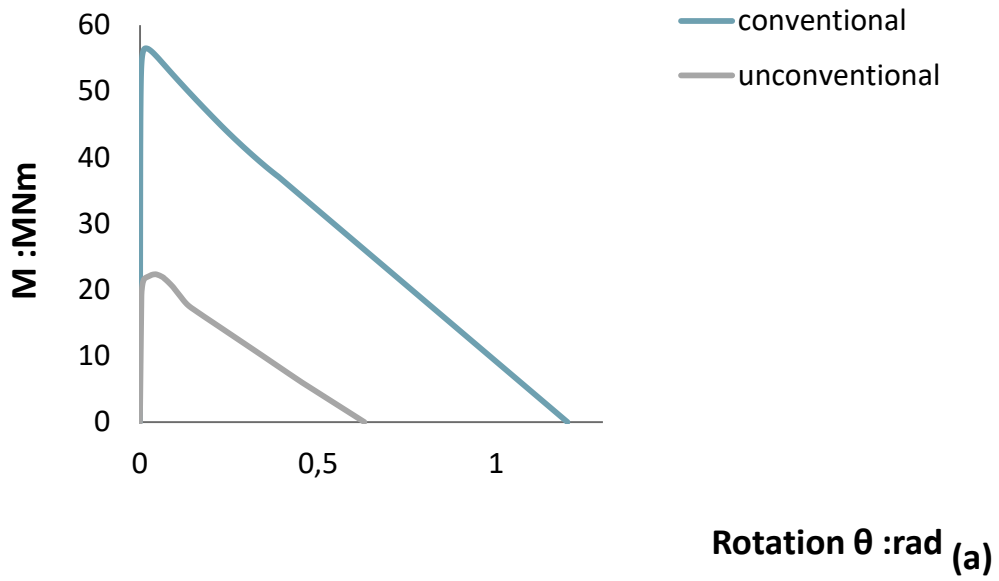


$$F_M = 1.02$$

$$F_e = 0.79$$

(b)

Σχήμα 2.17 : Σκαριφηματική επεξήγηση των διάφορων συνιστωσών υπολογισμού του F_M . Ψευδοσεισμικός συντελεστής ασφαλείας σε όρους ροπών και σε όρους εκκεντρότητας για το χθαμαλό (a) / υψίκορμο (b) , μη συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο.



Σχήμα 2.18 : Διαγράμματα (M - θ) που προέκυψαν μετά από οριζόντια μονοτονική φόρτιση με τη βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS . **(a)** Χθαμαλό βάθρο , **(b)** Υψίκορμο βάθρο .

Κεφάλαιο 3

Αριθμητική Προσομοίωση

3.1 Διαδικασία Προσομοίωσης

Η παρούσα διπλωματική εργασία, όπως προαναφέρθηκε, μελετά δύο βάθρα γέφυρας (ένα χθαμαλό και ένα υψίκορμο) που θεμελιώνονται με δύο διαφορετικούς τρόπους θεμελίωσης (συμβατικά και μη). Στη συνέχεια εξετάζεται η αποτελεσματικότητα ή μη του κάθε τρόπου. Για να γίνει η παραπάνω μελέτη, τα δύο συστήματα έπρεπε να υποβληθούν σε μονοτονικές και σεισμικές φορτίσεις. Όπως είναι λογικό οι φορτίσεις αυτές δεν ήταν δυνατό να γίνουν με κάποιον άλλο τρόπο πέρα από τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

3.1.1 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα

Η μη γραμμική απόκριση του συστήματος «θεμελίωση – έδαφος» έχει μελετηθεί πειραματικά και αναλυτικά τα τελευταία χρόνια. Ωστόσο, η επιστημονική κοινότητα δεν είναι ακόμα πλήρως πεπεισμένη για την εφαρμοσιμότητα τέτοιων ιδεών στην πράξη · προαπαιτούμενο, μείζονος σημασίας, για να πεπειστεί, είναι η όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική προσομοίωση αυτής της ανελαστικότητας σε καταλλήλως διαμορφωμένα μοντέλα.

Στη συγκεκριμένη εργασία για την προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο διαρροής Von Mises. Το κριτήριο αυτό έχει μη γραμμικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής, επομένως είναι κατάλληλο για την περιγραφή της συμπεριφοράς αργιλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες. Οι αστράγγιστες συνθήκες της αργίλου είναι μια αρκετά ρεαλιστική παραδοχή δεδομένου του ότι η σεισμική φόρτιση είναι μια στιγμιαία φόρτιση.

Σύμφωνα με το κριτήριο Von Mises λοιπόν, η εξέλιξη των τάσεων ορίζεται με την ακόλουθη σχέση :

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \quad (3.1)$$

όπου σ_0 είναι η τιμή της τάσης για μηδενική πλαστική παραμόρφωση και α είναι η κινηματική συνιστώσα που ορίζει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στον χώρο των τάσεων. Η συνάρτηση F ορίζει την επιφάνεια διαρροής :

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0 \quad (3.2)$$

όπου $f(\sigma - \alpha)$ είναι η ισοδύναμη τάση Mises συνυπολογίζοντας το α . Η δε πλαστική ροή θεωρείται συσχετισμένη και επομένως ισχύει :

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \frac{\dot{\sigma}^{pl}}{\varepsilon} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (3.3)$$

Η εξέλιξη των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες :

- Έναν ισοτροπικό νόμο κράτυνσης που περιγράφει τη μεταβολή της ισοδύναμης τάσης που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ_0 ως μια συνάρτηση της πλαστικής παραμόρφωση $\bar{\varepsilon}^{pl}$.

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b\bar{\varepsilon}^{pl}}) \quad (3.4)$$

όπου Q_∞ και b είναι οι παράμετροι του προσομοιώματος που καθορίζουν την μέγιστη αλλαγή στο μέγεθος της επιφάνειας διαρροής και το ρυθμό αυτής της αλλαγής με την $\bar{\varepsilon}^{pl}$ αντίστοιχα. Για $Q_\infty=0$ το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής παραμένει σταθερό και το προσομοίωμα μετατρέπεται σε μη - γραμμικό μοντέλο κινηματικής κράτυνσης.

- Έναν μη γραμμικό νόμο κράτυνσης που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο πεδίο των τάσεων. Ο νόμος αυτός ορίζεται ως η υπέρθεση ενός καθαρά κινηματικού όρου (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler) και ενός νόμου χαλάρωσης, που εισάγει μη - γραμμική συμπεριφορά. Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται από την εξίσωση:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \frac{\dot{\sigma}^{pl}}{\varepsilon} - \frac{\gamma}{\alpha} \frac{\dot{\sigma}^{pl}}{\varepsilon} \quad (3.5)$$

Όπου $[C = \sigma_y / \varepsilon_y = E = 2(1 + \nu)G_0]$, είναι δηλαδή το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του κινηματικού νόμου κράτυνσης και γ είναι η παράμετρος που καθορίζει τον ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης κατά την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Στο **Σχήμα3.1** απεικονίζεται η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ισοτροπικής κράτυνσης, μονοδιάστατα και τρισδιάστα, του καταστατικού προσομοιώματος του εδάφους.

Σύμφωνα με τον νόμο εξέλιξης για την κινηματική συνιστώσα της κράτυνσης, η τιμή της α πρέπει να βρίσκεται μέσα σε κύλινδρο ακτίνας : $\sqrt{2/3} C/\gamma$. Εφόσον η

επιφάνεια διαρροής είναι φραγμένη, συνεπάγεται ότι όλα τα τασικά σημεία πρέπει να βρίσκονται εντός κυλίνδρου με ακτίνα $\sqrt{2/3} \sigma_y$, όπου σ_y είναι η τάση διαρροής.

Στην περίπτωση αργίλων που η αστράγγιστη αντοχή τους είναι ανεξάρτητη της πίεσης η μέγιστη τάση διαρροής ορίζεται ως :

$$\sigma_y = \sqrt{3} S_u \quad (3.6)$$

επιπλέον, αφού $\sigma_y = C/\gamma + \sigma_0$ τότε η παράμετρος γ μπορεί να εκφραστεί ως (Gerolymos et. Al 2005) :

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} S_u - \sigma_0} \quad (3.7)$$

Τέλος είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η παράμετρος C εμπειρικά κυμαίνεται σε τιμές από $300 S_u$ έως $1800 S_u$. Για μια στιφρή άργιλο με $S_u = 150$ kPa (αστράγγιστη διατμητική αντοχή) , όπως ήταν η άργιλος του προβλήματος με το οποίο ασχολήθηκα, η τιμή $C = E$ εκτιμήθηκε σε $1800 S_u$, $\nu = 0.49$ (λόγος Poisson) , $G_0 = 600 S_u$.

3.1.2 Προσομοίωση Μοντέλου

Αφού λοιπόν εξηγήθηκε ο τρόπος προσομοίωσης του εδάφους στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, στην συνέχεια περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης και σχεδιασμού όλου του τρισδιάστατου υπολογιστικού μοντέλου.

Το μοντέλο μου αποτελείται από τρία μέρη: το βάθρο (υποστυλώμα), το θεμέλιο και το έδαφος.

Αρχικά, το βάθρο προσομοιώθηκε από στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής (B31), ενώ το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώθηκε απλώς από μια συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του υποστυλώματος. Το βάθρο επιλέχθηκε να συμπεριφέρεται ελαστικά κατά τις στατικές φορτίσεις και ανελαστικά κατά τις δυναμικές. Η ανελαστική προσομοίωση του βάθρου έγινε σύμφωνα με το πρόγραμμα KSU_RC , όπως περιγράφεται αναλυτικότερα στο 2^ο Κεφάλαιο (ενότητα 2.2.1.1 καθώς και **Σχήμα 2.8**).

Στη συνέχεια, το θεμέλιο δημιουργήθηκε με τη βοήθεια ελαστικών οκτακομβικών στοιχείων (C3D8) που θεωρούνται άκαμπτα. Για να επιτευχθεί η σύνδεση θεμελίου – υποστυλώματος, οι κόμβοι της πάνω επιφάνειας του θεμελίου ενώθηκαν με τον κεντρικό κόμβο της βάσης του υποστυλώματος με άκαμπτα στοιχεία δοκού (MPC).

Επίσης, έπρεπε με κάποιον τρόπο να προσομοιωθεί και η συμπεριφορά της διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου, ώστε να είναι όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική η προσέγγιση της αλληλεπίδρασης μεταξύ των δύο, ιδίως στην περίπτωση του μη-συμβατικού θεμελίου που είναι έντονο το φαινόμενο του λικνισμού. Έτσι τα δύο αυτά μέλη αλληλεπιδρούν με τη βοήθεια στοιχείων διεπιφάνειας τα οποία επιτρέπουν την ολίσθηση και την αποκόλληση μεταξύ του εδάφους και των στοιχείων της θεμελίωσης και επομένως προσεγγίζουν ρεαλιστικά την απόκριση του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης, επιτρέποντας την εμφάνιση του λικνισμού της κατασκευής και του ανασηκώματος του θεμελίου. Επιπλέον, στις παραπάνω διεπιφάνειες εφαρμόστηκε και ένας συντελεστής τριβής (μ) ίσος με 0.7 . Το βάθος καθώς και το θεμέλιο έχουν τις ιδιότητες του σκυροδέματος από το οποίο είναι σχεδιασμένα (C 45 / 55).

Επιπροσθέτως, το έδαφος προσομοιώθηκε με τη χρήση οκτακομβικών στοιχείων συνεχούς μέσου (C3D8) τα οποία είχαν μη γραμμική συμπεριφορά. Οι ιδιότητες της εδαφικής στρώσης ορίστηκαν σύμφωνα με το εδαφικό καταστατικό προσομοίωμα, ακριβώς όπως περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Τέλος η γεωμετρία του μοντέλου επιλέχθηκε με τρόπο τέτοιο, ώστε τα όρια του εδάφους γύρω από το θεμέλιο να μην αλλοιώνουν ούτε να επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα. Λόγω της συμμετρίας του προβλήματος υπήρχε η δυνατότητα προσομοίωσης του μισού μοντέλου και έτσι εξοικονομήθηκε χρόνος και υπολογιστικό κόστος. Βέβαια αυτή η επιλογή από την μια μεριά είχε το θετικό ότι οι 3D αναλύσεις ήταν λιγότερο χρονοβόρες διαδικασίες, από την άλλη όμως έπρεπε να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο σχεδιασμό του βάθρου, ώστε να εμφανίζει τη μισή αντοχή κατά τις αναλύσεις. Αφού ξεπεράστηκε και αυτός ο σκόπελος, στη συνέχεια τα όρια του εδαφικού σχηματισμού επιλέχθηκαν να απέχουν 3B εκατέρωθεν του θεμελίου (με B = πλάτος του θεμελίου) και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ($x'x$ και $z'z$), ενώ για την κατακόρυφη ($y'y$) το βάθος του εδάφους επιλέχθηκε να είναι στα 28.5 m. Ο κánaβος, με στόχο να υπάρχει περισσότερη ακρίβεια στα αποτελέσματα, εμφανίζει διαβαθμίσεις στην πυκνωσή του. Σε απόσταση B από το θεμέλιο (ισχύει και για την διεύθυνση x και για την διεύθυνση z) τα στοιχεία είναι πιο πυκνά, ενώ το ίδιο εφαρμόζεται και στην κατακόρυφη διεύθυνση y. (Σχήμα3.2)

Για τις στατικές αναλύσεις, δεσμεύτηκαν όλες οι μετακινήσεις (και για τις τρεις διευθύνσεις) της βάσης του μοντέλου, ενώ στο επίπεδο συμμετρίας, καθώς και στα υπόλοιπα άκρα του εδαφικού μοντέλου εμποδίστηκαν όλες οι μετακινήσεις εκτός επιπέδου. Για τις δυναμικές αναλύσεις, όλοι οι κόμβοι της βάσης του εδαφικού μοντέλου συνδέονται με αποσβεστήρες (dashpots) στους οποίους εφαρμόζονται οι σεισμικές διεγέρσεις. Ακόμα, τα άκρα του εδάφους στο μοντέλο, κατά την διεύθυνση που επιβάλλεται η σεισμική διέγερση ($x'x$), που έχουν τις ίδιες συντεταγμένες στις διευθύνσεις y και z, αλλά αντίθετες στην x, συνδέονται μεταξύ

τους με τρόπο τέτοιο, ώστε να έχουν κοινές μετακινήσεις αλλά ανεξαρτησία στις στροφές (MPC – PIN) (Σχήμα 3.3).

Η σύνδεση με “PIN” βοηθάει στην καλύτερη κατακόρυφη διάδοση του σεισμικού κύματος. Επιπροσθέτως επιλέχθηκε στο εδαφικό προσομοίωμα των δυναμικών αναλύσεων να χρησιμοποιηθεί ένα επιπρόσθετο μητρώο απόσβεσης (προσέγγιση κατά Rayleigh) το οποίο απομείωνε αρκετά τις παρασιτικές ανεπιθύμητες ανακλάσεις που δημιουργούνται κατά τη διάδοση του σεισμικού κύματος μέσω του εδάφους. Γενικά, στις δυναμικές αναλύσεις τα όρια του εδαφικού προσομοιώματος παίζουν σημαντικό ρόλο, διότι πολλές φορές τα σεισμικά κύματα καθώς προσπίπτουν στην επιφάνεια των υπό εξέταση κατασκευών ανακλώνται και στη συνέχεια αν δεν είναι αρκετά μακριά τα όρια αυτά, ανακλώνται εξαιτίας τους πάλι προς την κατεύθυνση της κατασκευής και εμφανίζεται μια επιπλέον δυναμική φόρτιση. Ωστόσο στην περίπτωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας τα όρια του εδαφικού μοντέλου δεν ήταν τόσο σημαντικό να έχουν πολύ μεγάλη απόσταση από την κατασκευή και αυτό, διότι εξετάζεται η συμπεριφορά των κατασκευών που έχουν σχεδιαστεί να πετυχαίνουν σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού.

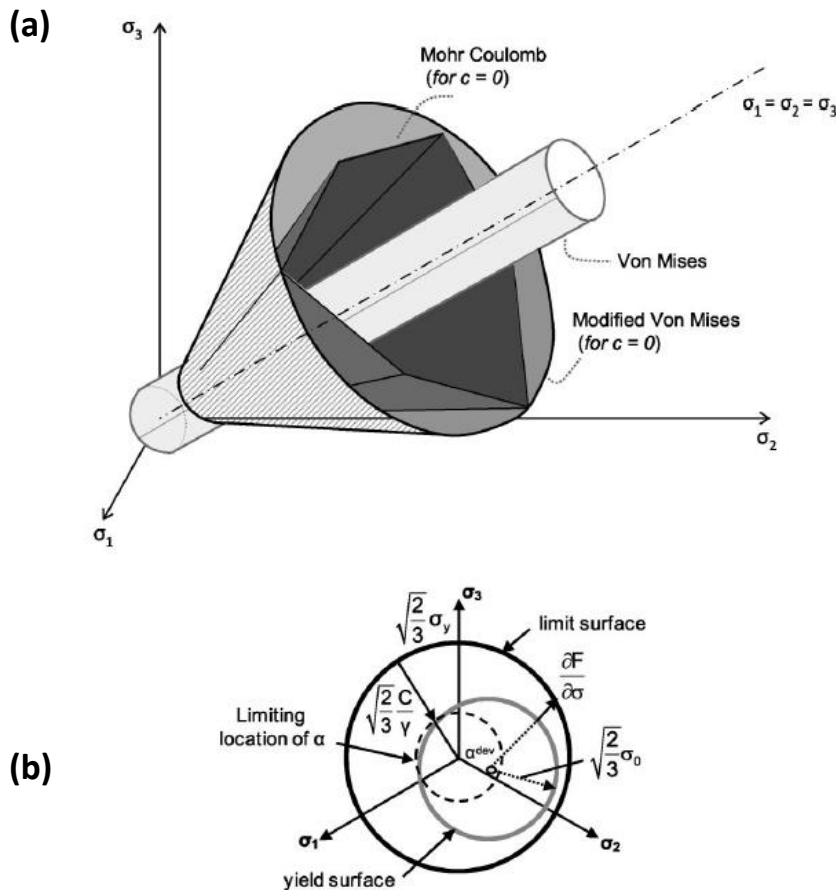
Μια θεμελίωση που επιτρέπει τον λικνισμό προκαλεί έντονη ανελαστική απόκριση του εδάφους γύρω της. Σαν αποτέλεσμα αυτού δημιουργείται μια ρηχή επιφάνεια αστοχίας μεταξύ θεμελίου και εδάφους. Η επιφάνεια αυτή δημιουργεί μια πιο «μαλακή» ζώνη μέσα στο στρώμα στιφρής αργίλου, με αποτέλεσμα η ζώνη αυτή να ανακλά τα προσπίπτοντα κύματα απορροφώντας το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας που μεταφέρεται από αυτά και κατευθύνοντάς τα στη γύρω περιοχή απομειωμένα πλέον. Επιπροσθέτως αυτή η πλαστικοποιημένη ζώνη παγιδεύει τα κύματα (λόγω ανάκλασης) στο εσωτερικό της και δεν τα αφήνει να διαδοθούν ξανά πίσω στον χώρο. (Σχήμα 3.4) .

Κατά δεύτερον, πολύ σημαντικό ρόλο στην ανάκλαση των κυμάτων παίζει το είδος της κίνησης που θα υπερισχύσει σε μια κατασκευή κατά την σεισμική διέγερση. Όποτε μια θεμελίωση κινείται ενάντια στο έδαφος που την περιβάλλει, κύματα λόγω των τάσεων που αναπτύσσονται εκείνη τη στιγμή, ξεκινούν από την επιφάνεια διεπαφής των δύο και διαδίδονται στον περιβάλλοντα χώρο. Αυτά τα κύματα απομακρύνουν ένα μέρος της ενέργειας που μεταδίδεται από τη θεμελίωση στο έδαφος και για αυτόν το λόγο η απόσβεση αυτή καλείται απόσβεση ακτινοβολίας. Ανάλογα με την κίνηση που θα εκτελέσει το θεμέλιο κατά τη διάρκεια της διέγερσης (για παράδειγμα μπορεί να εκτελέσει οριζόντια παλινδρομική ταλάντωση, κατακόρυφη ταλάντωση, στρέψη, λικνισμό) η απόσβεση ακτινοβολίας διαφέρει. Ο λικνισμός του θεμελίου είναι ένας μηχανισμός που παράγει ανακλώμενα κύματα τα οποία είναι αλληλοαναιρούμενα με τα προσπίπτοντα, διότι το θεμέλιο έχει την τάση από τη μια μεριά του να ανασηκωθεί και από την άλλη να βυθιστεί. (Σχήμα 3.5) Λόγω αυτής της αλληλοαναιρέσεως η απόσβεση ακτινοβολίας στην περίπτωση του

λικνισμού είναι αμελητέα, ειδικά για τετράγωνα θεμέλια σαν αυτά που εξετάζονται στην παρούσα εργασία. (Σχήμα 3.6)

Κεφάλαιο 3

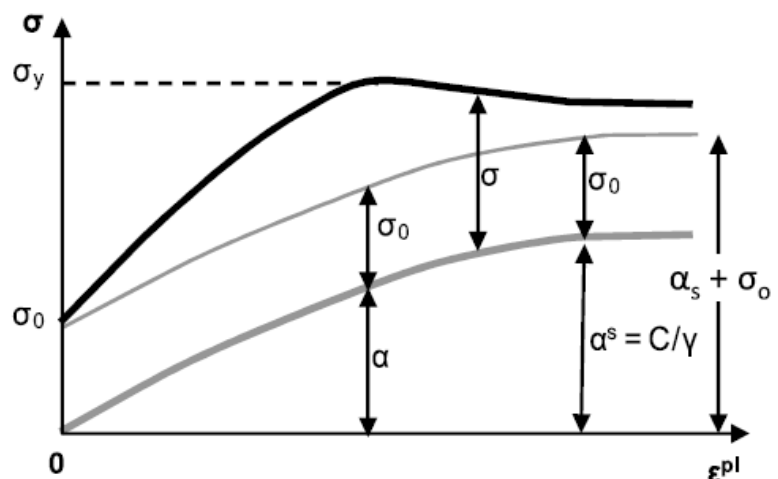
Σχήματα



Σχήμα 3.1 (a) :
 Απλοποιημένο καταστατικό μοντέλο, απεικόνιση του κριτηρίου αστοχίας Von Mises στον χώρο των κυρίων τάσεων, μαζί με το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von Mises ($c = 0$) και το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb.

(b) : Προβολή της επιφάνειας αστοχίας για πίεση $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ στο επίπεδο π .

(c) : Γραφική απεικόνιση των παραμέτρων που εμπεριέχονται στο καταστατικό μοντέλο.

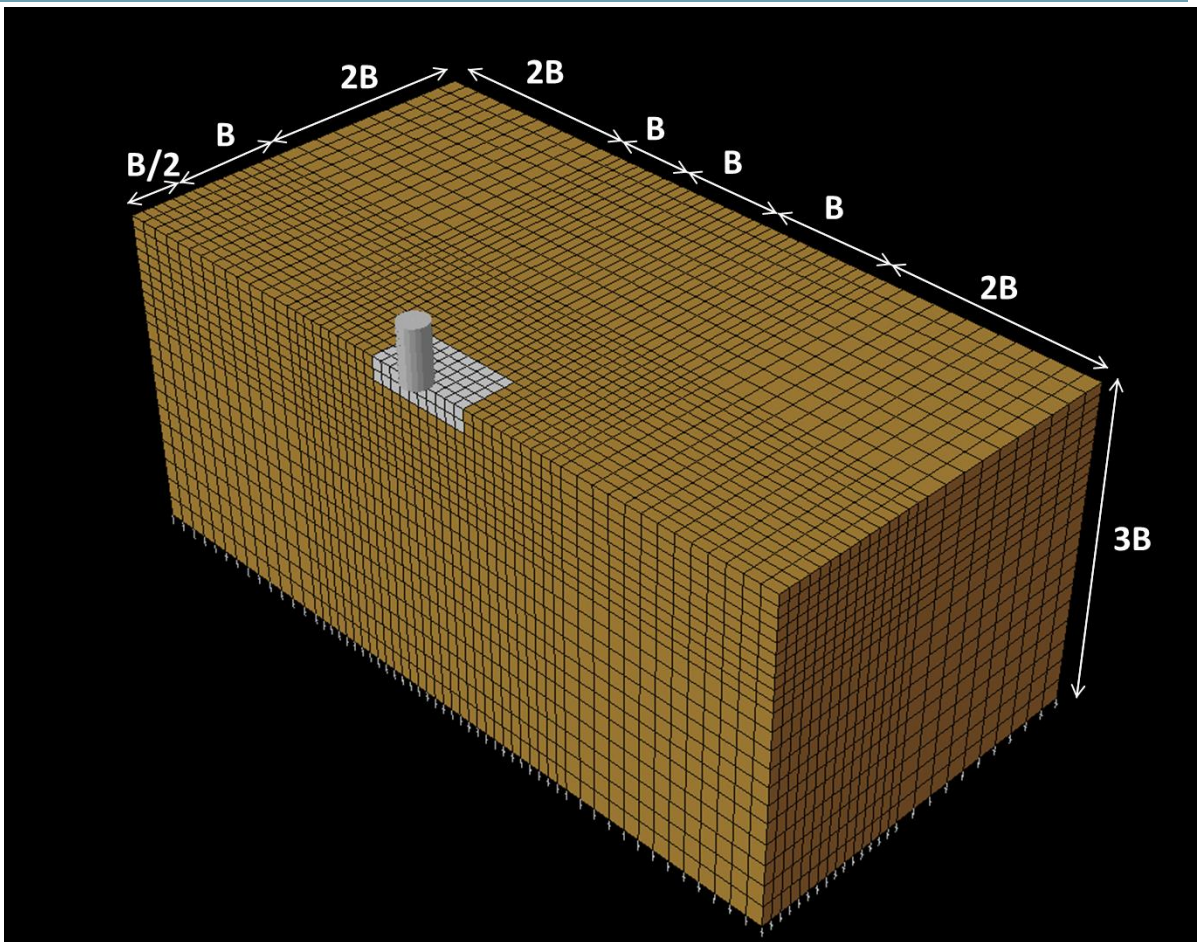


(c)

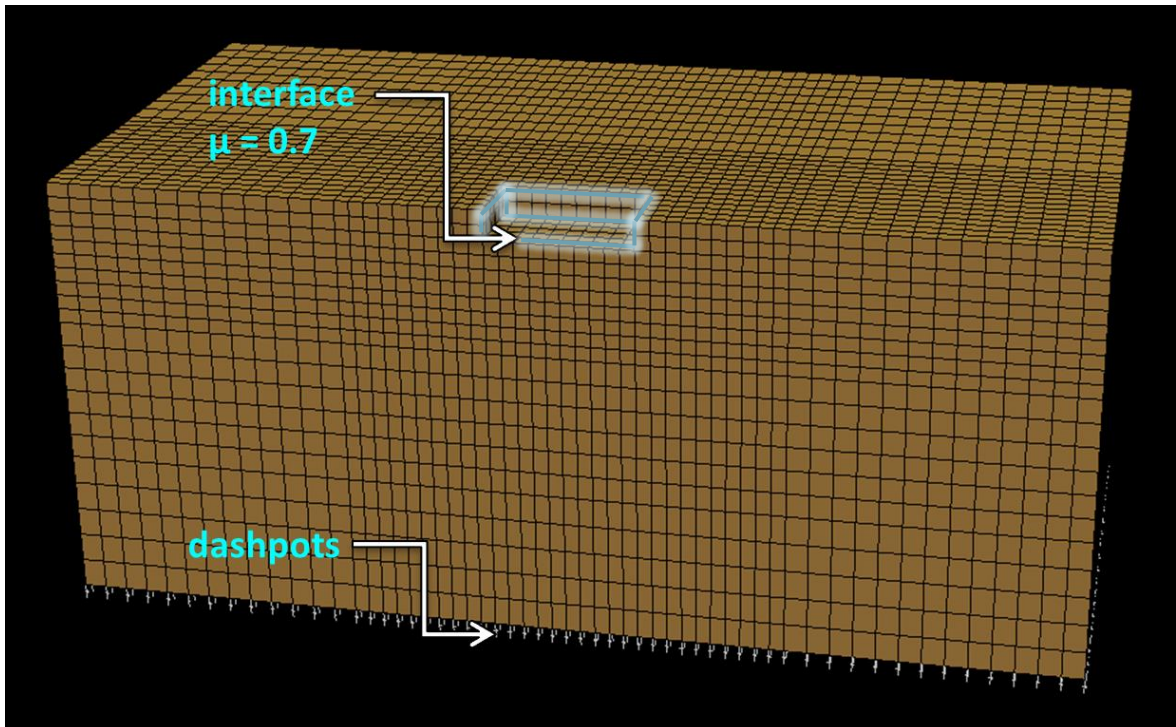
Εικόνες από : «Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests»

I. Anastasopoulos , F. Gelagoti , R. Kourkoulis , and G. Gazetas , M.ASCE

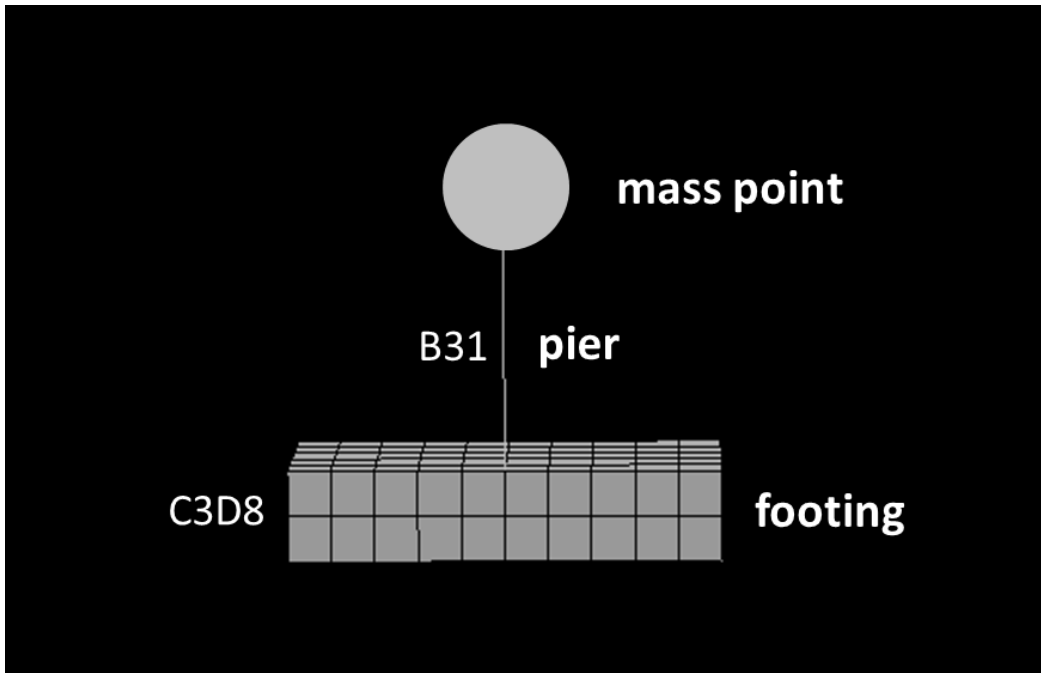
JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING / DECEMBER 2011



(a)

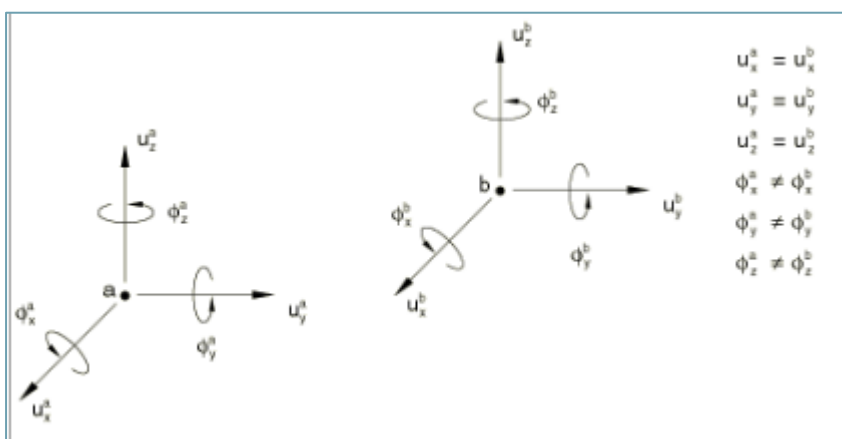


(b)



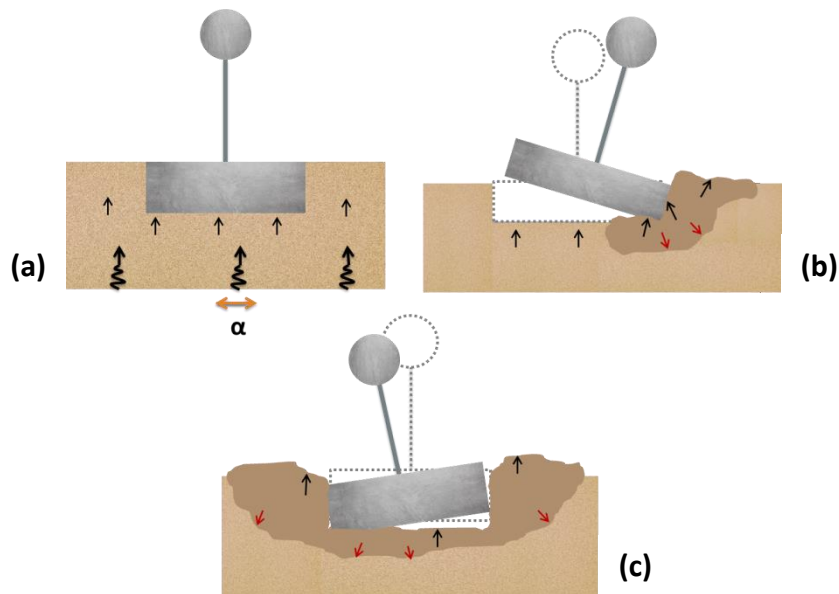
(c)

Σχήμα 3.2 : (a) Απεικόνιση της διαστασιολόγησης του καννάβου. Στο σχήμα φαίνεται η διαστασιολόγηση του καννάβου του χθαμαλού βάθρου, ωστόσο ακριβώς τα ίδια ισχύουν και για το υψίκορμο. (b) : Εμφάνιση τοποθεσίας των στοιχείων της διεπιφάνειας και των αποσβεστήρων. (c) : Προσομοίωση βάθρου.

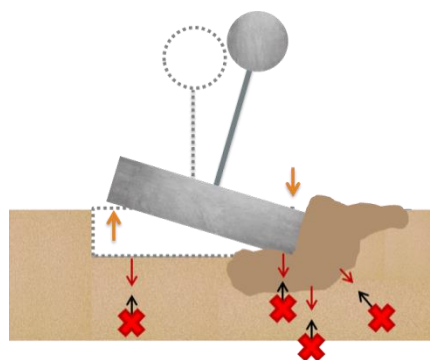


Σχήμα3.3 :
Σχηματική αναπαράσταση και επεξήγηση του τρόπου που λειτουργεί η σύνδεση με MPC – PIN.

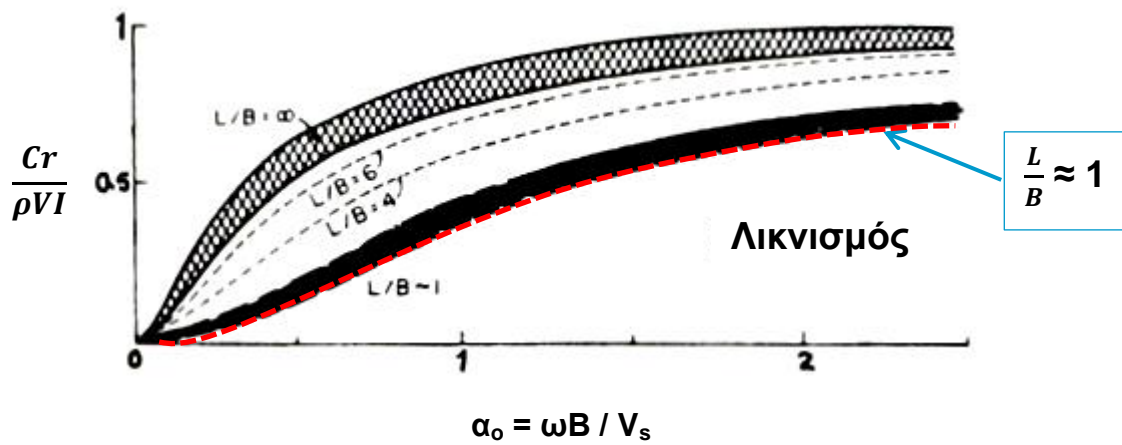
(Σχήμα από το Documentation του Abaqus 6.13)



Σχήμα 3.4 : (a) Καθώς ξεκινά η σεισμική διέγερση σεισμικά κύματα διαδίδονται στο χώρο, φθάνουν στην περιοχή που βρίσκεται το θεμέλιο και ένα μέρος τους ανακλάται πίσω. (b) , (c) Ωστόσο καθώς το θεμέλιο έχει την τάση να λικνιστεί πλαστικοποιεί μια ρηχή επιφάνεια εδαφικής ζώνης γύρω του και σαν αποτέλεσμα η ζώνη αυτή παγιδεύει μέσα της τα ανακλώμενα κύματα και δεν τους επιτρέπει να διαδοθούν ελεύθερα στον χώρο.



Σχήμα 3.5 : Η τάση της κατασκευής να ανασηκώνεται και να βυθίζεται αντιδιαμετρικά έχει σαν αποτέλεσμα την αλληλοαναιρέση των κυμάτων που ανακλώνται από το θεμέλιο πίσω στο έδαφος.



Σχήμα 3.6 : Διάγραμμα αδιαστατοποιημένο όπου εκφράζει την μεταβολή της απόσβεσης ακτινοβολίας στην περίπτωση του λικνισμού συναρτήσει της συχνότητας.

(Εικόνα από «Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής» , Γ.Γκαζέτας, Έκδοση 2007+)

Κεφάλαιο 4

Μονοτονικές Αναλύσεις

4.1 Μονοτονικές Αναλύσεις

Για να επιβεβαιωθεί η αξιοπιστία του μοντέλου μου καθώς και του τρόπου που επέλεξα να ορίσω την όλη γεωμετρία του και τις ιδιότητες των υλικών ακολουθήθηκαν κάποιες αναλύσεις. Οι αναλύσεις διεξήχθησαν αρχικά μόνο στο χθαμαλό συμβατικό βάθρο και εν συνεχεία, αφού κρίθηκαν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα, εφαρμόστηκε η ίδια μεθοδολογία και για τα υπόλοιπα.

4.1.1 Ελαστικές Αναλύσεις

Αρχικά έγιναν κάποιες ελαστικές αναλύσεις, ώστε να επιβεβαιωθεί η στιβαρότητα του θεμελίου και να συγκριθεί αυτή που προέκυπτε από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS) με εκείνη που προέκυπτε από τους τύπους.

- Κατακόρυφη Στατική Δυσκαμψία :

$$K_v = \frac{4,54 GB}{1-\nu} \left(1 + 0,10 \frac{D}{B}\right) \left[1 + 0,31 \left(\frac{D}{B}\right)^{2/3}\right] \quad (4.1)$$

- Οριζόντια Στατική Δυσκαμψία :

$$K_h = \frac{9 GB}{2-\nu} \left(1 + 0,15 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \left[1 + 0,9 \left(\frac{D}{B}\right)^{0,8}\right] \quad (4.2)$$

- Στροφική Στατική Δυσκαμψία :

$$K_\theta = \frac{3,6 GB^3}{1-\nu} \left[1 + 1,26 \frac{D}{B} \left(1 + \frac{D}{B}\right)\right] \quad (4.3)$$

όπου, $\nu = 0.5$, $G = 600 S_u = 90 \text{ MPa}$, $D = 2.0 \text{ m}$ (βάθος εγκιβωτισμού), $B = 4.75 \text{ m}$ ($= 9.5 \text{ m} / 2$).

Στον πίνακα που ακολουθεί αναφέρονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν με τους δύο τρόπους επίλυσης.

Πίνακας 4.1 : Σύγκριση αποτελεσμάτων «τύπων – Abaqus», χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη του βράχου.

	Θεωρητικά	ABAQUS	Απόκλιση
K_v : MN/m	4750	4760	0,22 %
K_r : MN/m	4083	4028	1,33 %
K_θ : GNm/rad	122	122	0,34 %

Οι παραπάνω τύποι ισχύουν για θεμέλιο σε ομοιογενή ημίχωρο. Για να ισχύσουν σε ομοιογενές εδαφικό στρώμα επί βράχου θα πρέπει οι προηγούμενες στιβαρότητες να πολλαπλασιαστούν με έναν αυξητικό συντελεστή.

- Για την κατακόρυφη στατική δυσκαμψία ο συντελεστής αυτός είναι ίσος με :

$$[1 + 1.3(R/H)] = 1.24 \quad (4.4)$$

- Για την οριζόντια στατική δυσκαμψία ο συντελεστής αυτός είναι ίσος με :

$$[1 + 0.5(R/H)] = 1.09 \quad (4.5)$$

- Για την στροφική στατική δυσκαμψία ο συντελεστής αυτός είναι ίσος με :

$$[1 + (1/6)(R/H)] = 1.03 \quad (4.6)$$

όπου, $H = 3B = 28.5 \text{ m}$, $R = \sqrt{B^2/\pi} = 5.36 \text{ m}$. (επειδή ο τύπος αφορά κυκλικό θεμέλιο αναγάγουμε το πλάτος του τετραγωνικού θεμελίου σε ακτίνα αντίστοιχου κυκλικού με εμβαδόν ίσο με το εμβαδόν του τετραγωνικού και με αυτόν τον τρόπο προκύπτει το R).

Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνεται συνοπτικά η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο τρόπων επίλυσης.

Πίνακας 4.2 : Συνοπτικά αποτελέσματα και σύγκριση αποτελεσμάτων «τύπων – Abaqus» λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση του βραχώδους υποβάθρου.

	Θεωρητικά	ABAQUS	Απόκλιση
K_v : MN/m	5911	4760	19 %
K_r : MN/m	4467	4028	10 %
K_θ : GNm/rad	126	122	3 %

Όπως συμπεραίνεται από παρατήρηση του Πίνακα 4.1 και 4.2, όταν δεν λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη του βράχου, οι αποκλίσεις των αποτελεσμάτων είναι πολύ μικρότερες σε σύγκριση με το όταν λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξή του. Αυτό μας δείχνει ότι η ύπαρξη των ορίων και της γεωμετρίας του μοντέλου δεν επηρεάζει σημαντικά το θεμέλιο. Η άργιλος είναι αρκετά σφιγρή, οπότε ο βολβός των τάσεων λόγω κατακόρυφης φόρτισης (που είναι και ο πιο βαθύς, σχεδόν 2B κατά Boussinesq, Σχήμα 4.1) δεν επηρεάζεται κατά πολύ με τον σχεδιασμό του μοντέλου. Επιπροσθέτως και στις δύο περιπτώσεις η στροφική δυσκαμψία έχει μικρή απόκλιση, αυτό συμβαίνει διότι ο βολβός των τάσεων λόγω ροπής είναι πολύ ρηχός ($\approx 1B$) (Σχήμα 4.2)· στις δυναμικές αναλύσεις κυρίως αυτός ο τύπος φόρτισης μας αφορά, οπότε είναι πολύ θετικό ότι το θεμέλιο δεν επηρεάζεται λόγω της γεωμετρίας του μοντέλου. Ο παραμορφωμένος κάναβος καθώς και η κατανομή των τάσεων αναλόγως τον τύπο φόρτισης που επιβάλλεται στο θεμέλιο φαίνονται στο (Σχήμα 4.3) .

Οι αποκλίσεις που προέκυψαν κρίθηκαν αρκετά ικανοποιητικές, οπότε, αφού επιβεβαιώθηκε η αποτελεσματικότητα της γεωμετρίας του μοντέλου, στη συνέχεια ακολουθήθηκε η ίδια τακτική για τον σχεδιασμό και των υπόλοιπων μοντέλων που θα αναπαριστούσαν τα άλλα βάρη (χθαμαλό μη συμβατικό, υψίκορμο συμβατικό και μη).

4.1.1.1 Εύρεση Ιδιοπεριόδων Κατασκευής

Αρχικά βρέθηκε η ιδιοπερίοδος κάθε βάρου, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη του εδάφους. Δηλαδή εφαρμόστηκε ο τύπος :

$$T_{str} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (4.7)$$

Όπου, $K = 3EI / H^3$, $I = \pi D^4 / 64$, $H = 5.0$ m για το χθαμαλό βάθρο και 15.0 m για το υψίκορμο. Η ανάλυση αυτή στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus έγινε πακτώνοντας το υποστυλώμα στο έδαφος και εφαρμόζοντας μια οριζόντια δύναμη (P) στην κορυφή του. Η δυσκαμψία προκύπτει κατά τα γνωστά ως το πηλίκο της δύναμης P προς τη μετατόπιση που προκαλεί στην κορυφή του υποστυλώματος δ. (Σχήμα 4.4)

Πίνακας 4.3 : Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τα δύο βάθρα και σύγκριση του υπολογισμού της ιδιοπεριόδου T_{str} από τους τύπους και με χρήση του Abaqus.

	Χθαμαλό Βάθρο		Υψίκορμο Βάθρο	
	Θεωρητικά	ABAQUS	Θεωρητικά	ABAQUS
T_{str} : sec	0.16	0.17	0.86	0.87
Απόκλιση	5.8 %		1.1 %	

Έπειτα έπρεπε να βρεθούν και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδοι με βάση την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Ο τύπος αφορά έδαφος που συμπεριφέρεται ελαστικά. Αρχικά εξετάστηκε το χθαμαλό συμβατικό βάθρο, για ακόμα μια φορά, πλέον μαζί με το θεμέλιό του, το θεμέλιο ήταν «κολλημένο» στο έδαφος (tied) και απλά επιβαλλόταν μια πολύ μικρή μετακίνηση της κορυφής του βάθρου ώστε να υπολογιστεί το T_{el} ως το πηλίκο P / δ . (**Σχήμα 4.5**) Ο τύπος είναι ο εξής :

$$T_{el} = T_{str} \sqrt{1 + \frac{K}{kh} + \frac{K}{K\theta} H^2} \quad (4.8)$$

Η σύγκριση που ακολούθησε ήταν διπλή, έγινε αρχικά σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυπταν από χρήση του τύπου (4.8) σε συνδυασμό με τις δυσκαμψίες K που προέκυπταν από τους τύπους (4.1), (4.2), (4.3) και τις αντίστοιχες δυσκαμψίες που προέκυψαν με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων.

Πίνακας 4.4 : Σύγκριση ιδιοπεριόδων με χρήση του τύπου (4.8) με δυσκαμψίες υπολογισμένες από τύπους και υπολογισμένες αντιστοίχως από το Abaqus.

	Χθαμαλό Βάθρο	
	Θεωρητικά	ABAQUS
T_{el} : sec	0.206	0.213
Απόκλιση	3.5 %	

Ακολούθως έγινε σύγκριση της ιδιοπεριόδου που προέκυψε με χρήση του τύπου (4.8) και των δυσκαμψιών που προέκυψαν από το Abaqus [**ABQ1**] με την ιδιοπερίοδο που προέκυπτε απευθείας με επιβολή οριζόντιας δύναμης στην κορυφή του βάθρου, εύρεση της συνολικής δυσκαμψίας του συστήματος και υπολογισμό του T_{el} από τον τύπο (4.7), [**ABQ2**] , όπου m θα ήταν πλέον η συνολική μάζα της κατασκευής (ανωδομή, υποστύλωμα, θεμέλιο).

Πίνακας 4.4 : Σύγκριση των δύο τρόπων εύρεσης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

	Χθαμαλό Βάθρο	
	ABQ 1	ABQ 2
T_{el} : sec	0.213	0.218
Απόκλιση	2.2 %	

Όπως παρατηρείται οι αποκλίσεις είναι αμελητέες, οπότε θεωρήθηκε σωστό να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι και των υπολοίπων βάθρων με παρόμοιο τρόπο.

Πίνακας 4.5 : Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιοπεριόδων για όλα τα βάθρα.

	Χθαμαλό Βάθρο				Υψίκορμο Βάθρο			
	συμβατικό		μη συμβατικό		συμβατικό		μη συμβατικό	
	τύπος	ABQ	τύπος	ABQ	τύπος	ABQ	τύπος	ABQ
T_{el} : sec	0.21	0.22	0.22	0.25	0.91	0.92	0.88	0.91
Απόκλιση	5.7 %		11.8 %		0.9 %		3.2 %	

4.1.2 Μη Γραμμικές Αναλύσεις

Σε επόμενη φάση, αφότου έγιναν οι ελαστικές αναλύσεις και επαληθεύτηκαν στοιχεία τα οποία μπορούσαμε να υπολογίσουμε θεωρητικά και με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, θα έπρεπε να πραγματοποιηθούν και κάποιες μη γραμμικές αναλύσεις. Στις αναλύσεις αυτές το έδαφος συμπεριφερόταν μη γραμμικά, ενώ το βάθρο (pier) θεωρήθηκε άκαμπτο και ελαστικό, ώστε να υπολογίζεται η αντοχή της θεμελίωσης και όχι του βάθρου. Αυτή η ελαστική προσομοίωση του βάθρου έγινε μόνο για τις μονοτονικές φορτίσεις.

4.1.2.1 Φέρουσα Ικανότητα Εδάφους

Επιβλήθηκε κατακόρυφη φόρτιση στο αριθμητικό προσομοίωμα, για την εγκιβωτισμένη συμβατική θεμελίωση του χθαμαλού βάθρου, όπως φαίνεται στο

Σχήμα 4.6 και στη συνέχεια συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν με αυτά που προκύπτουν από τον τύπο του EC7 (AnnexD) :

$$P_u = (2 + \pi) S_u s_c i_c b_c + \gamma_v q_k \quad (4.9)$$

στον παραπάνω τύπο προστίθενται και συνιστώσες λόγω της τριβής των τοιχωμάτων του εγκιβωτισμένου θεμελίου με το έδαφος θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 4.7** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της κατακόρυφης μονοτονικής φόρτισης της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης. Η απόκλιση του θεωρητικού αποτελέσματος από το αποτέλεσμα που προέκυψε από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus ήταν **2 %**.

4.1.2.2 Αντίσταση Εδάφους σε Ολίσθηση

Επιβλήθηκε κατακόρυφη φόρτιση στο αριθμητικό προσομοίωμα, για την εγκιβωτισμένη συμβατική θεμελίωση του χθαμαλού βάρους, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.8** και ακολούθως συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν με αυτά που προκύπτουν από τον εμπειρικό τύπο :

$$P_u = \frac{2 \pi D}{4} S_u 1.5 + S_u A \quad (4.10)$$

όπου, ο παραπάνω τύπος ισχύει αν θεωρηθεί ότι η επιφάνεια αστοχίας είναι ένα τεταρτοκύκλιο (περίμετρος τεταρτοκύκλιου $\frac{2 \pi D}{4}$) πολλαπλασιασμένο επί το S_u επί έναν συντελεστή (1.5) λόγω παθητικής ώθησης. Επίσης ο όρος $S_u A$ είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή πολλαπλασιασμένη επί την επιφάνεια του θεμελίου. Η απόκλιση μεταξύ του αποτελέσματος που βρέθηκε με θεωρητικό τρόπο και του αποτελέσματος που προκύπτει από το Abaqus ήταν **11 %**.

4.1.2.3 Εγκάρσια Στατική Μονοτονική Ανάλυση Επιβαλλόμενης Μετατόπισης (Push Over)

Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, επιβλήθηκε οριζόντια μετακίνηση στο ύψος του καταστρώματος, και μετρήθηκε η οριζόντια αντίσταση (αντίσταση της θεμελίωσης, καθώς το βάθος θεωρείται ότι είναι

άκαμπτο). (**Σχήμα 4.10**) Οι τιμές της οριζόντιας αντίστασης και επομένως και της ροπής, δεν λαμβάνουν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης ($P - \delta$). Λόγω αυτού δεν τίθεται θέμα αστάθειας του συστήματος και έτσι στα διαγράμματα που προκύπτουν δεν φαίνεται η κρίσιμη μετατόπιση ή στροφή που για τις οποίες το σύστημα χάνει την ευστάθειά του και κινδυνεύει να ανατραπεί. Η στροφή που τείνει να αναπτυχθεί στο βάθρο λόγω της εγκάρσιας δύναμης που επιβάλλεται στην κορυφή αυτού, εισάγει και μια ροπή στην βάση που προκαλείται από την μάζα του καταστρώματος λόγω της εκτροπής του από την κατακόρυφο. Έχοντας επαληθεύσει την αξιοπιστία του μοντέλου από τις προηγούμενες δοκιμές, δεχόμαστε ως ροπή αντοχής αυτή που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση, της οποίας ο παραμορφωμένος κάναβος απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.11** και η σχέση «δύναμης - οριζόντιας μετατόπισης» καθώς και «ροπής – στροφής» στο **Σχήμα 4.12**.

4.2 Παρατηρήσεις

Όλες οι ελαστικές και μη γραμμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το χθαμαλό, συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο απέδειξαν την αξιοπιστία του μοντέλου. Επιπλέον έγινε επαλήθευση των αποτελεσμάτων με τις θεωρητικές μεθόδους που αναφέρθηκαν προηγουμένως, οπότε δεν τίθεται πλέον ζήτημα για την εγκυρότητα των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

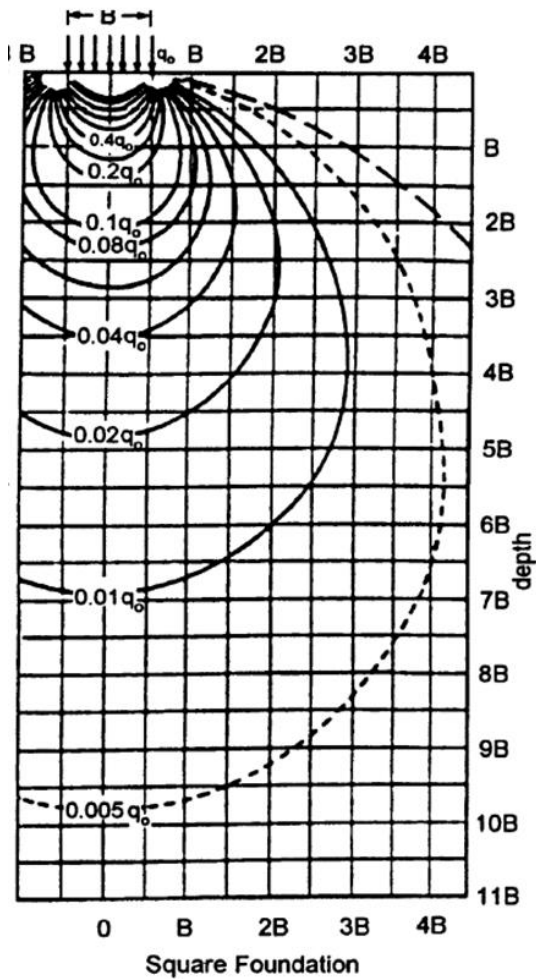
Επομένως, ακριβώς όπως σχεδιάστηκε το μοντέλο του χθαμαλού βάθρου ακολούθησε ο σχεδιασμός του υποδιαστασιολογημένου αντίστοιχου χθαμαλού και των δύο υψίκορμων. Μην έχοντας κάποιον άλλο τρόπο να υπολογίσουμε τη ροπή αντοχής των θεμελίων σε ανατροπή και έχοντας επαληθεύσει την αξιοπιστία του μοντέλου από τις προηγούμενες αναλύσεις, δεχόμαστε ως ροπή αυτήν που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση της εγκάρσιας στατικής επιβαλλόμενης μετατόπισης (monotonic static push over).

Πλέον λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, διότι μας ενδιαφέρει η αντοχή σε ανατροπή του κάθε συστήματος. Τα φαινόμενα αυτά είναι που προκαλούν τη μείωση της αντίστασης με την αύξηση της στροφής του θεμελίου. Στο **Σχήμα 4.13** παρουσιάζονται τα διαγράμματα «ροπής – στροφής» και για τα τέσσερα βάθρα και φαίνονται οι τιμές των κρίσιμων ροπών ανατροπής καθώς και των αντίστοιχων στροφών για τις οποίες αναπτύσσονται οι ροπές αυτές.

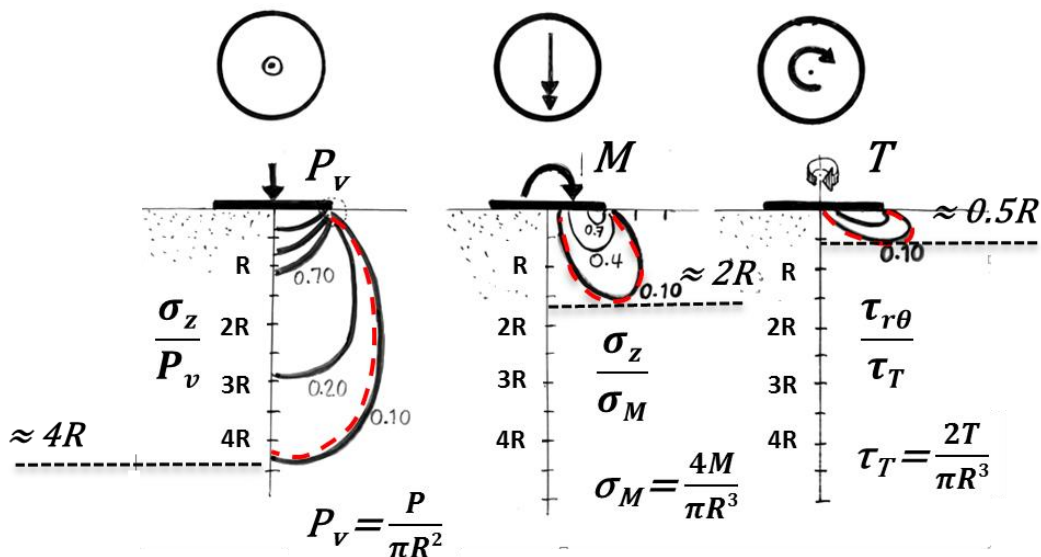
Στο **Σχήμα 4.14** παρουσιάζεται η μεταβολή της ιδιοπεριόδου της κάθε κατασκευής (T) συναρτήσει της στροφής (θ). Τέλος ακολουθούν τα διαγράμματα κατακόρυφης μετατόπισης (w) – στροφής (θ) (**Σχήμα 4.15**), τα οποία θα φανούν αρκετά χρήσιμα για την επόμενη ενότητα, αφού δείχνουν κατά τη διάρκεια λικνισμού της κάθε κατασκευής μέχρι ποια στροφή εκείνη παρουσιάζει κυρίως βύθιση και από ποια στροφή και μετά παρουσιάζει ανασήκωμα.

Κεφάλαιο 4

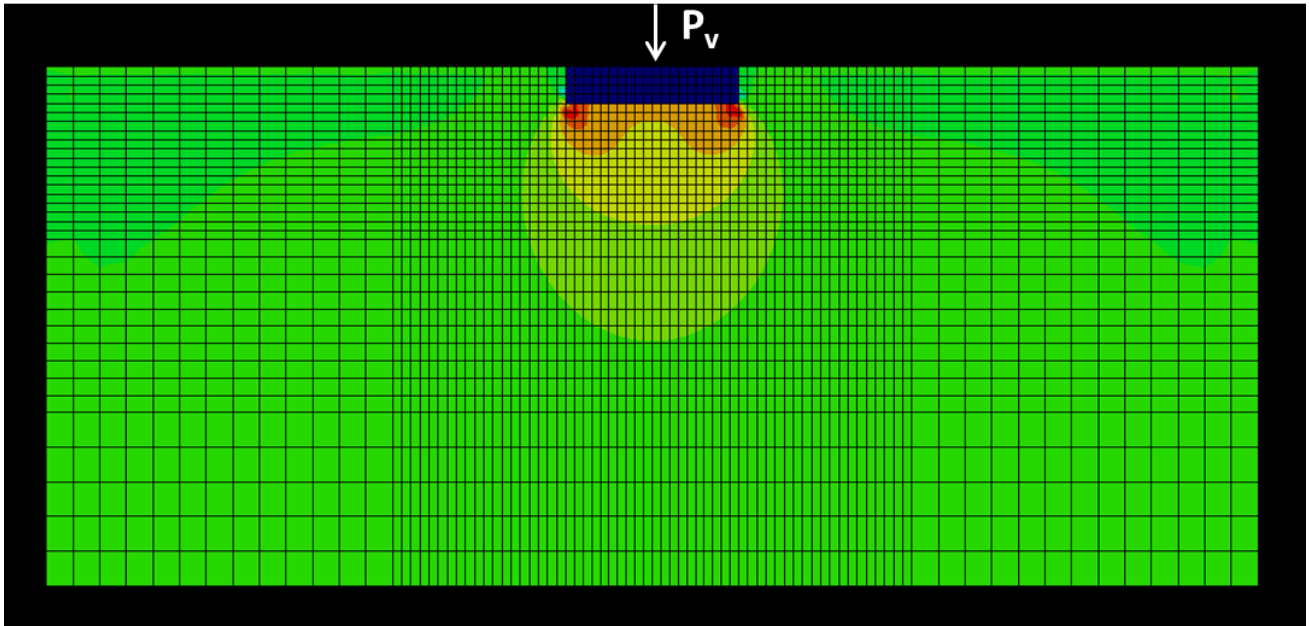
Σχήματα



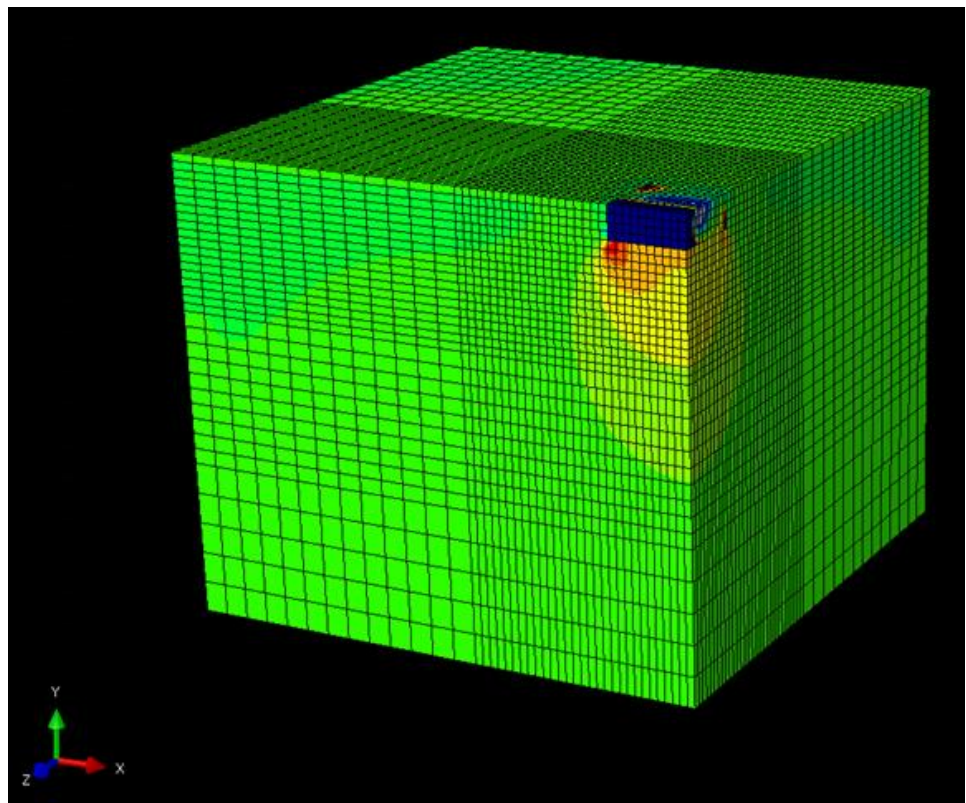
Σχήμα 4.1 : Διάγραμμα που δείχνει την κατανομή των κατακόρυφων πρόσθετων τάσεων κάτω από ένα τετραγωνικό θεμέλιο (επίλυση κατά Boussinesq). Στο σχήμα 4.1 q_0 είναι η εξωτερική επιφόρτιση και κάθε γραμμή αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη πρόσθετη τάση (η οποία εκφράζεται ως ποσοστό της πρόσθετης τάσης).



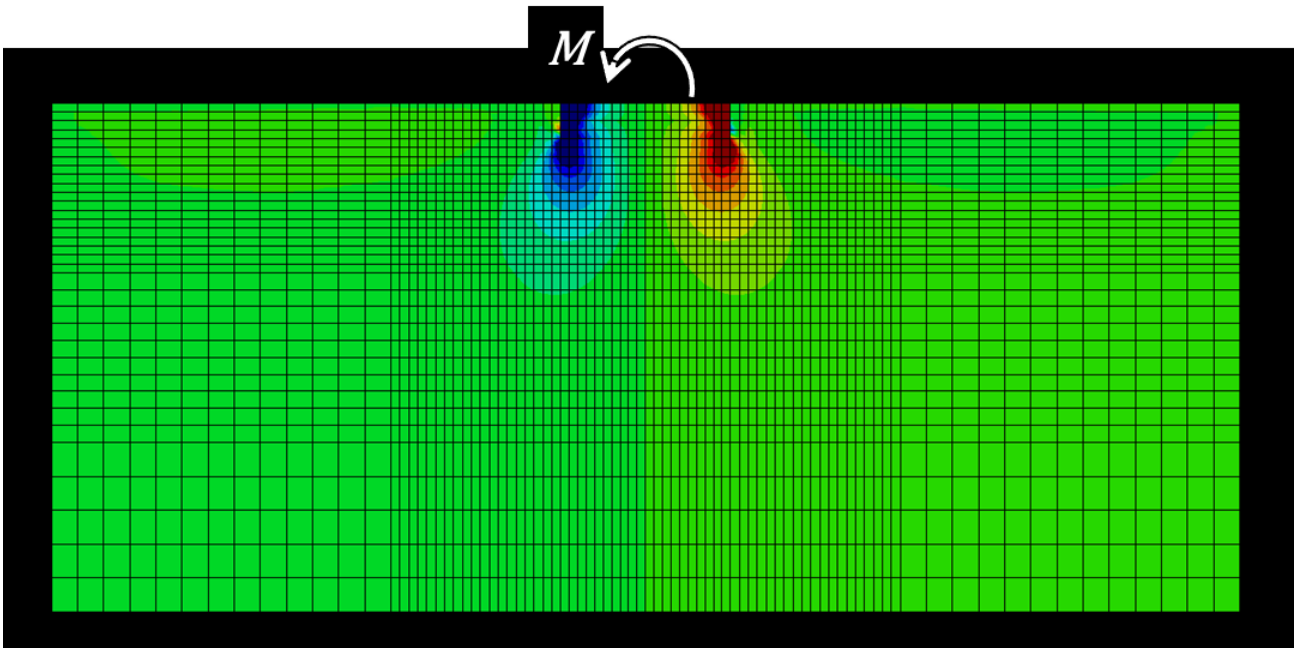
Σχήμα 4.2 : Κατανομή των πρόσθετων τάσεων κάτω από ένα κυκλικό θεμέλιο. Σύγκριση του βάθους επιρροής ανάλογα με τον τύπο φόρτισης. (Σχήμα από το βιβλίο των σημειώσεων του μαθήματος «Αλληλεπίδραση Εδάφους – Κατασκευής»)



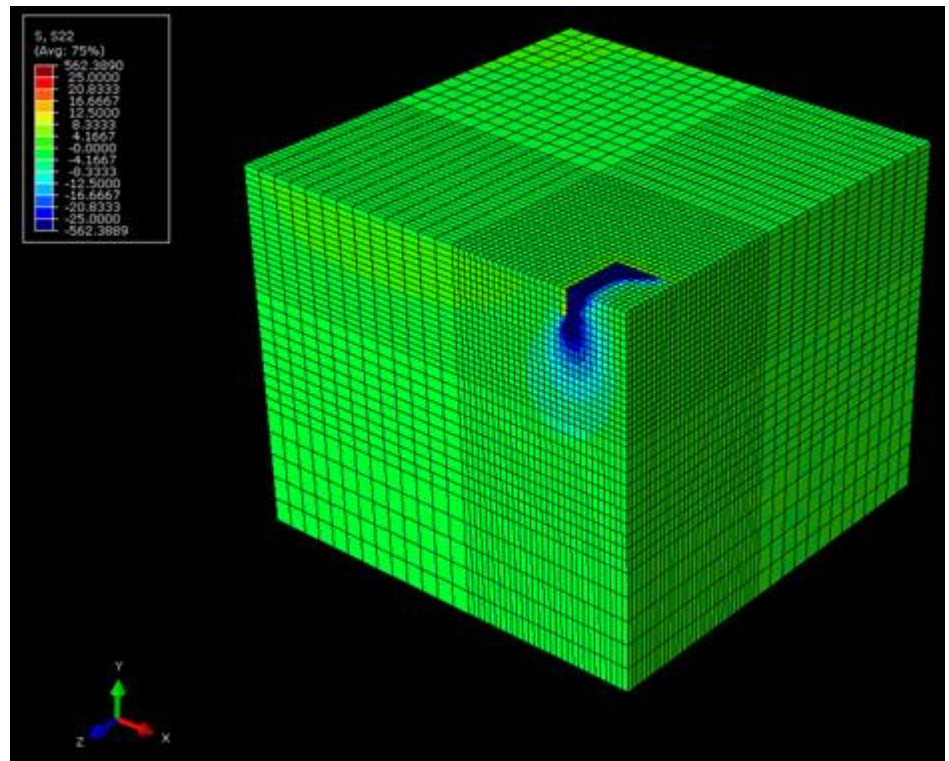
(a)



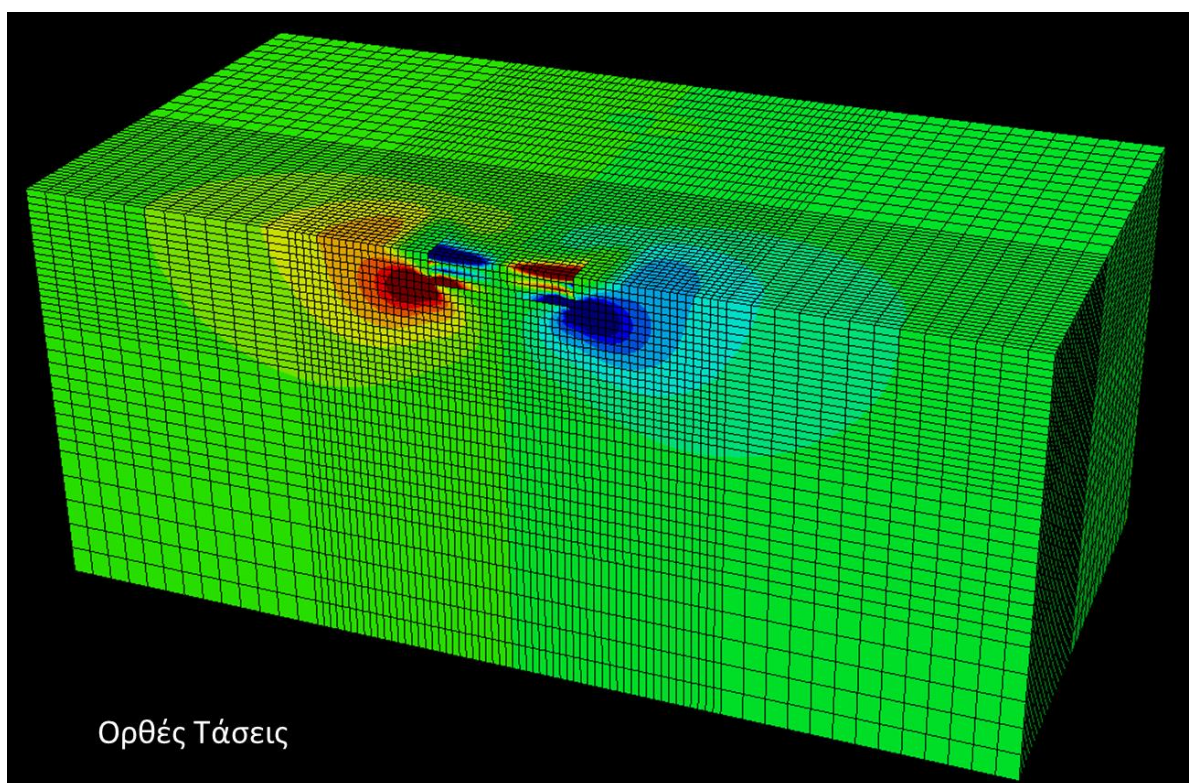
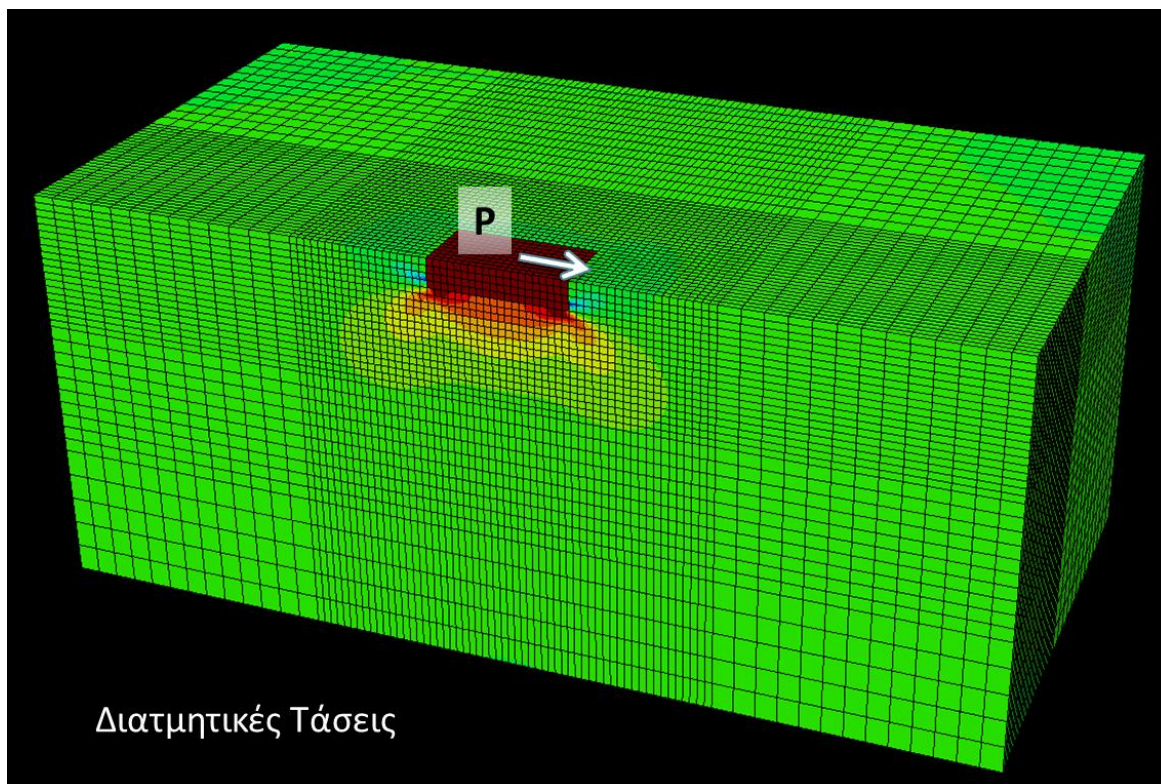
Σχήμα 4.3 : (a) Βολβός τάσεων κατά την κατακόρυφη φόρτιση του θεμελίου, (έδαφος ελαστικό), όψη και τομή εδάφους. (Διαδικασία εύρεσης K_v)



(b)

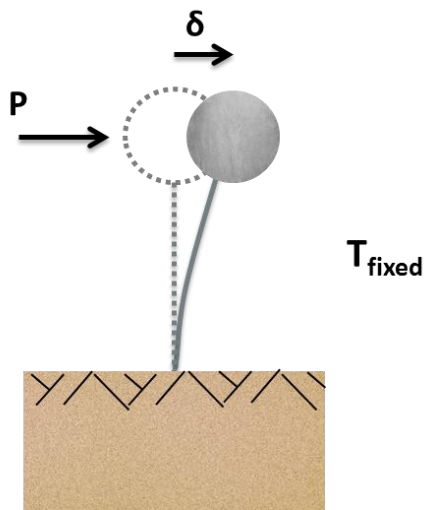


Σχήμα 4.3 : (b) Βολβός των τάσεων κατά την επιβολή ροπής στο θεμέλιο. Το έδαφος ανταποκρίνεται ελαστικά, όψη και τομή του εδάφους. (Διαδικασία εύρεσης του K_{θ})

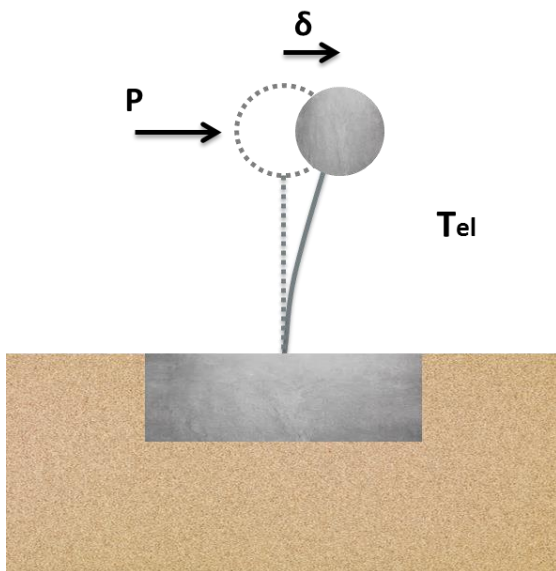


(c)

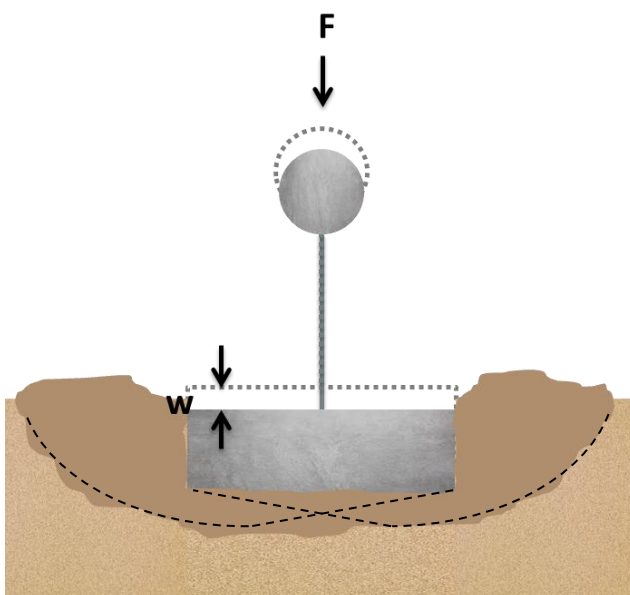
Σχήμα 4.3 : (c) Στα παραπάνω σχήματα φαίνονται οι βολβοί των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στη βάση του θεμελίου και των ορθών τάσεων που αναπτύσσονται στις κατακόρυφες πλευρές του θεμελίου.



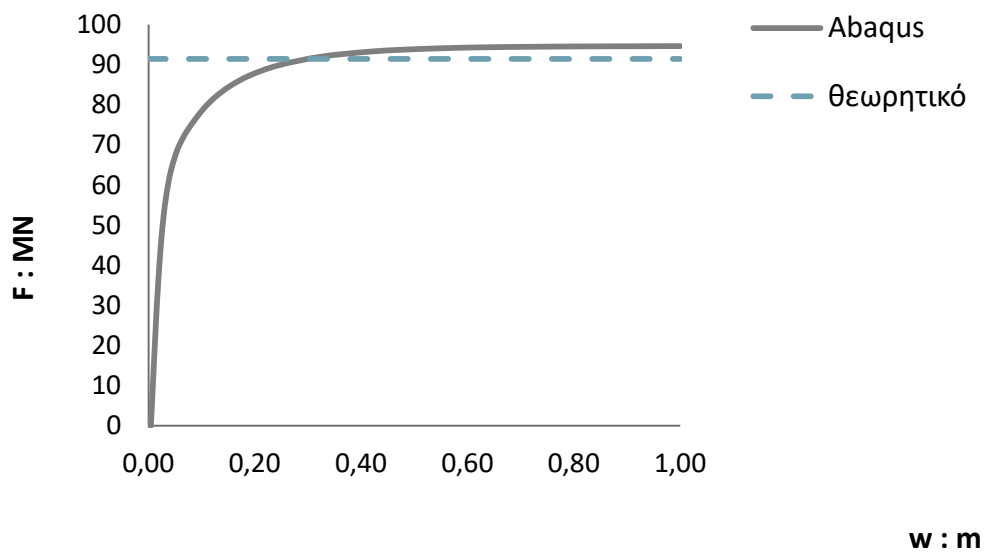
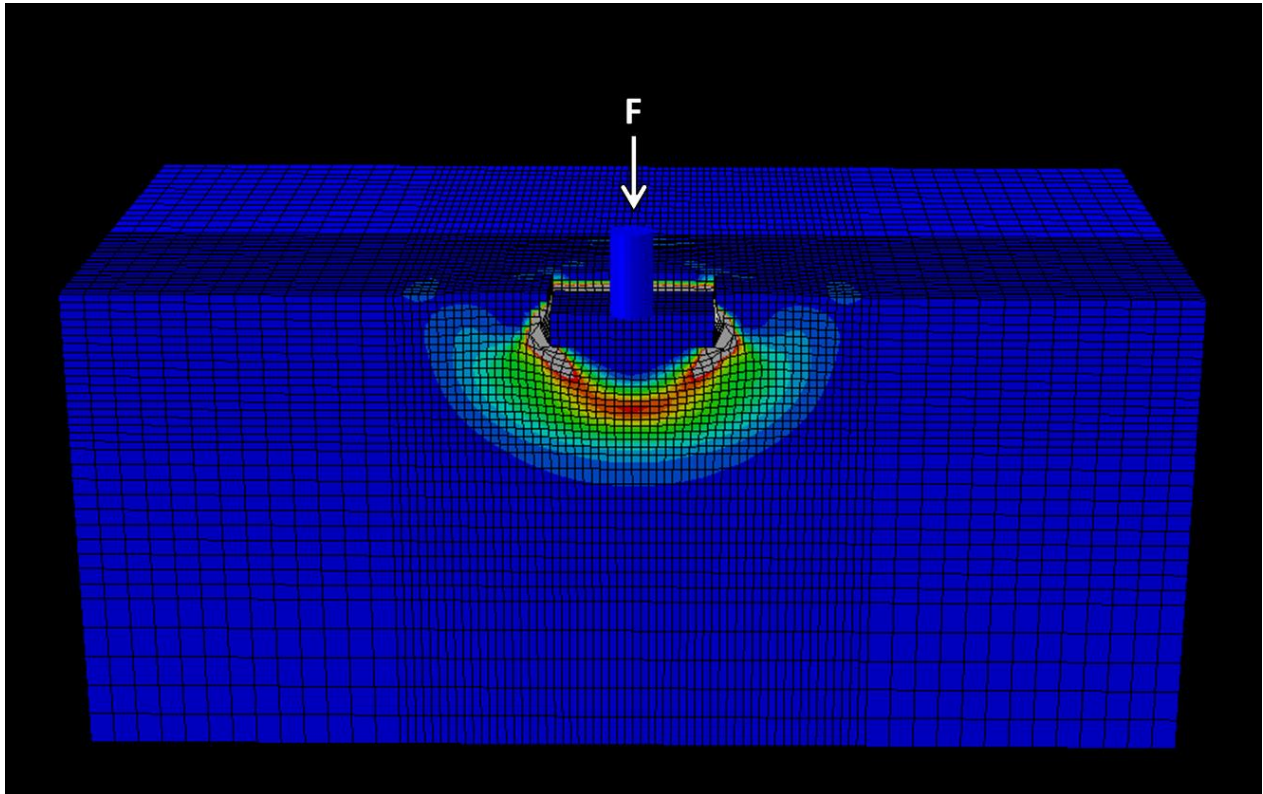
Σχήμα 4.4 : Σκαριφηματική απεικόνιση του τρόπου εύρεσης της ιδιοπεριόδου του υποστυλώματος ($T_{str} = T_{fixed}$).



Σχήμα 4.5 : Σκαριφηματική απεικόνιση του τρόπου εύρεσης της ιδιοπεριόδου του βάθρου λαμβάνοντας υπόψη και την επίδραση του εδάφους στην κατασκευή.



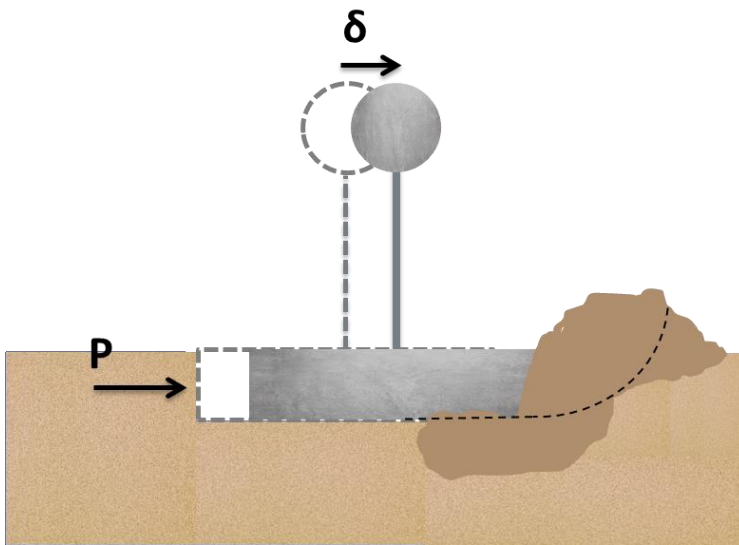
Σχήμα 4.6 : Σκαριφηματική απεικόνιση της κατακόρυφης μονοτονικής φόρτισης του συμβατικά σχεδιασμένου, εγκιβωτισμένου θεμελίου του χθαμαλού βάθρου.



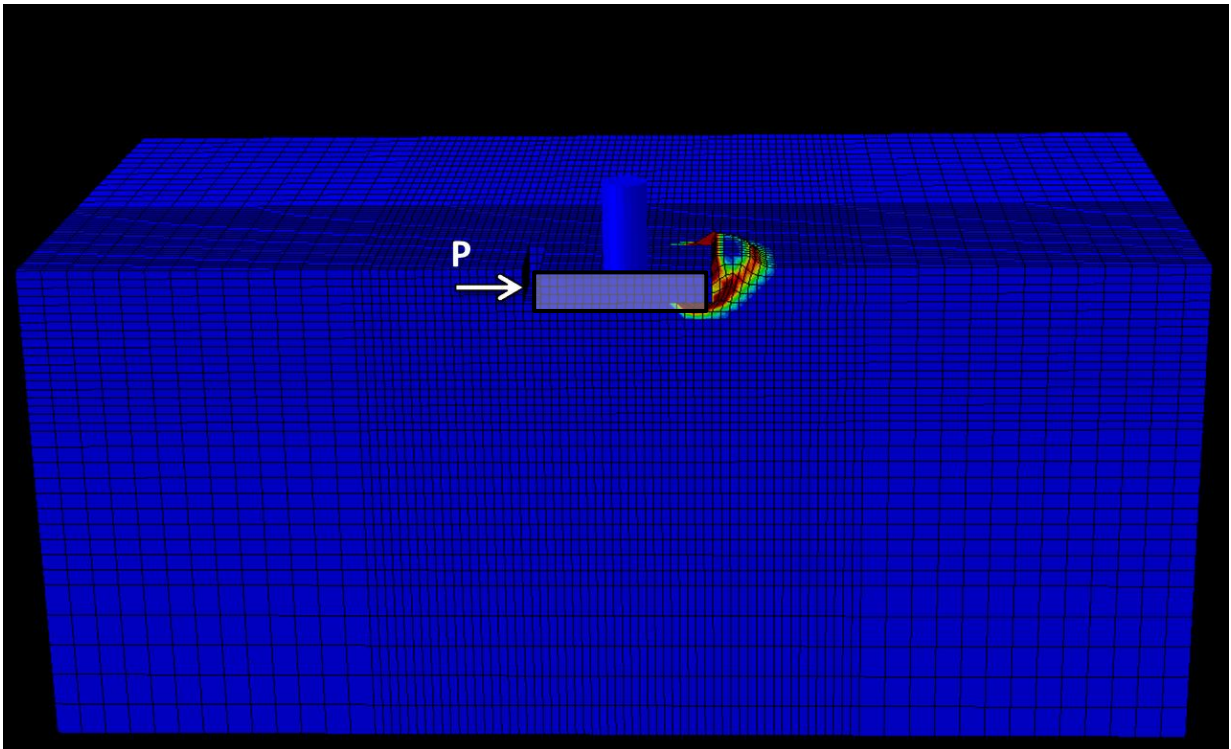
(a)

(b)

Σχήμα 4.7 : (a) Παραμορφωμένος κώνος πεπερασμένων στοιχείων εγκιβωτισμένης θεμελίωσης σε κατακόρυφη φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους. (b) Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης και απόκλιση μεταξύ αποτελεσμάτων θεωρητικών και Abaqus.

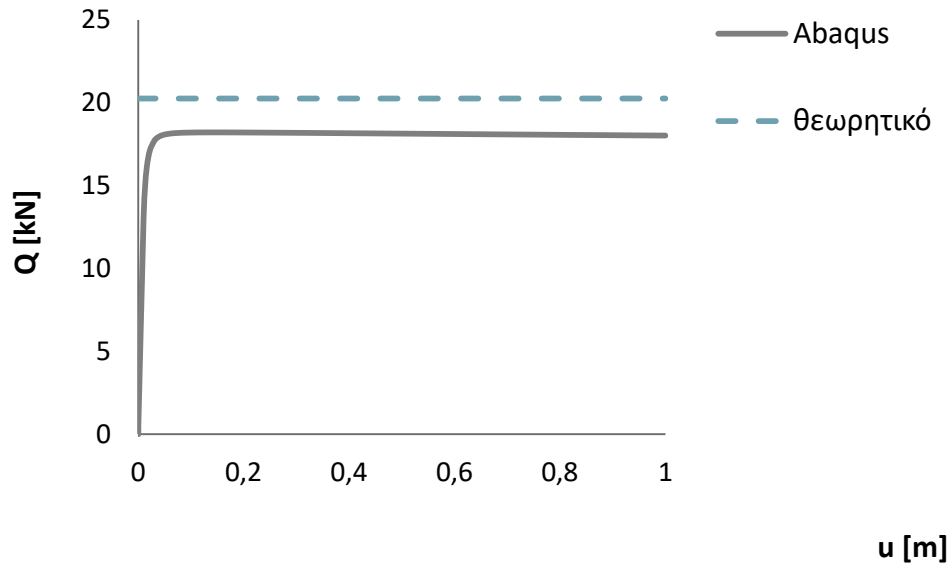


Σχήμα 4.8 : Σκαριφηματική απεικόνιση της οριζόντιας μονοτονικής φόρτισης που επιβλήθηκε στο θεμέλιο με σκοπό της εύρεση της αντίστασης του εδάφους σε ολίσθηση.



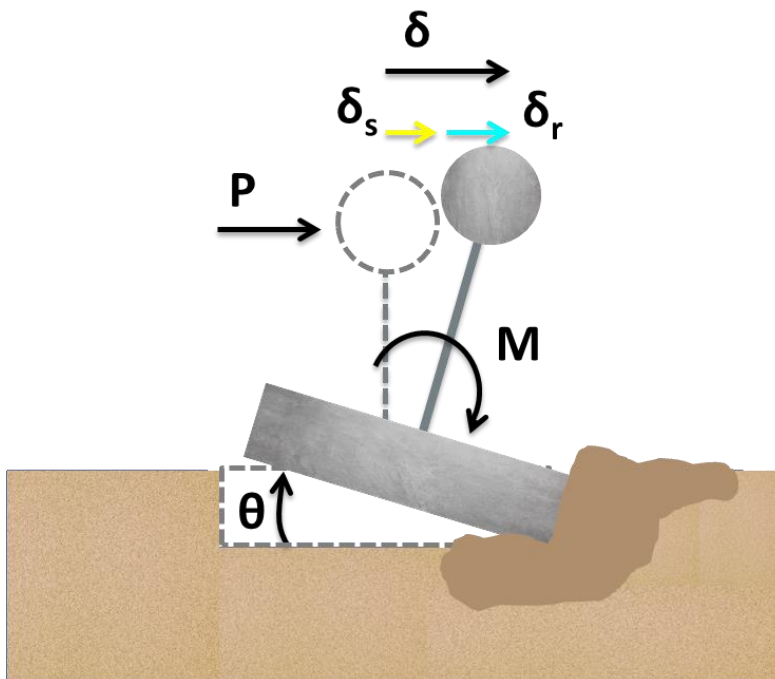
(a)

Σχήμα 4.9 : (a) Παραμορφωμένος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων εγκιβωτισμένης θεμελίωσης σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους. Όπως φαίνεται η απλοποιητική σκέψη να θεωρηθεί η επιφάνεια αστοχίας τεταρτο - κυκλική δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα.



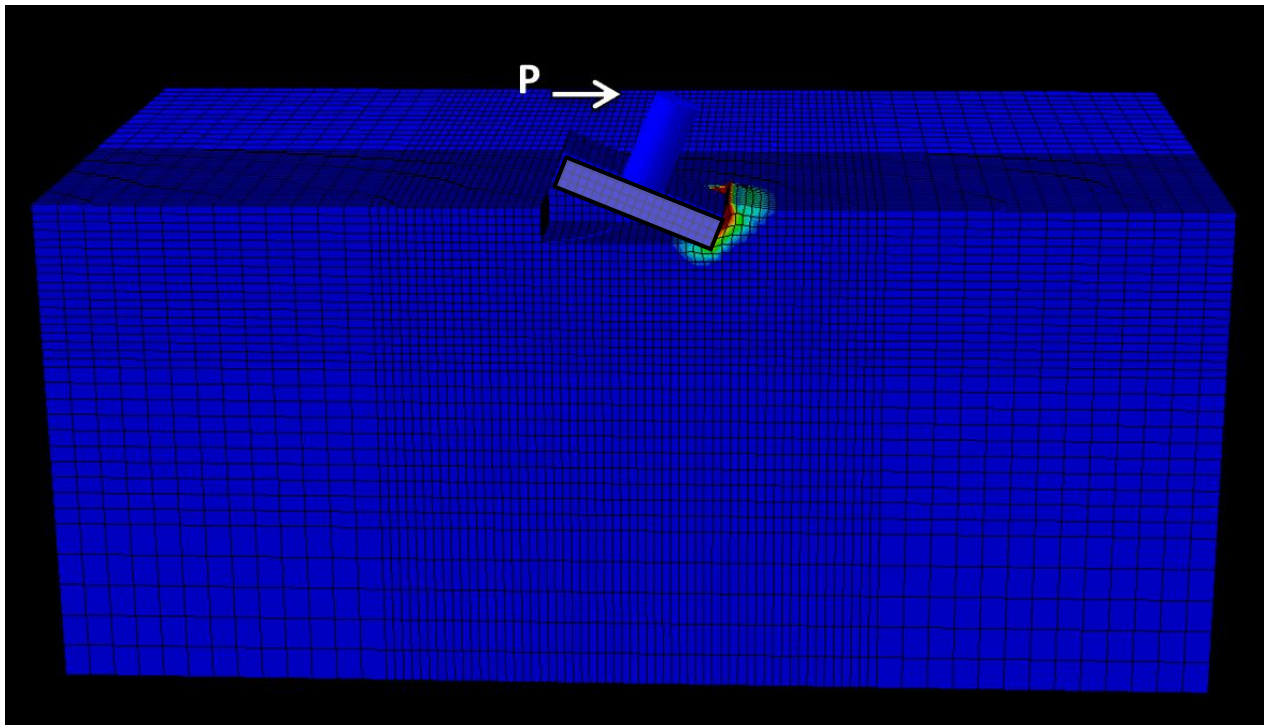
(b)

Σχήμα 4.9 : (b) Διάγραμμα επιβαλλόμενης δύναμης – μετατόπισης και απόκλιση αποτελεσμάτων θεωρητικών και Abaqus.

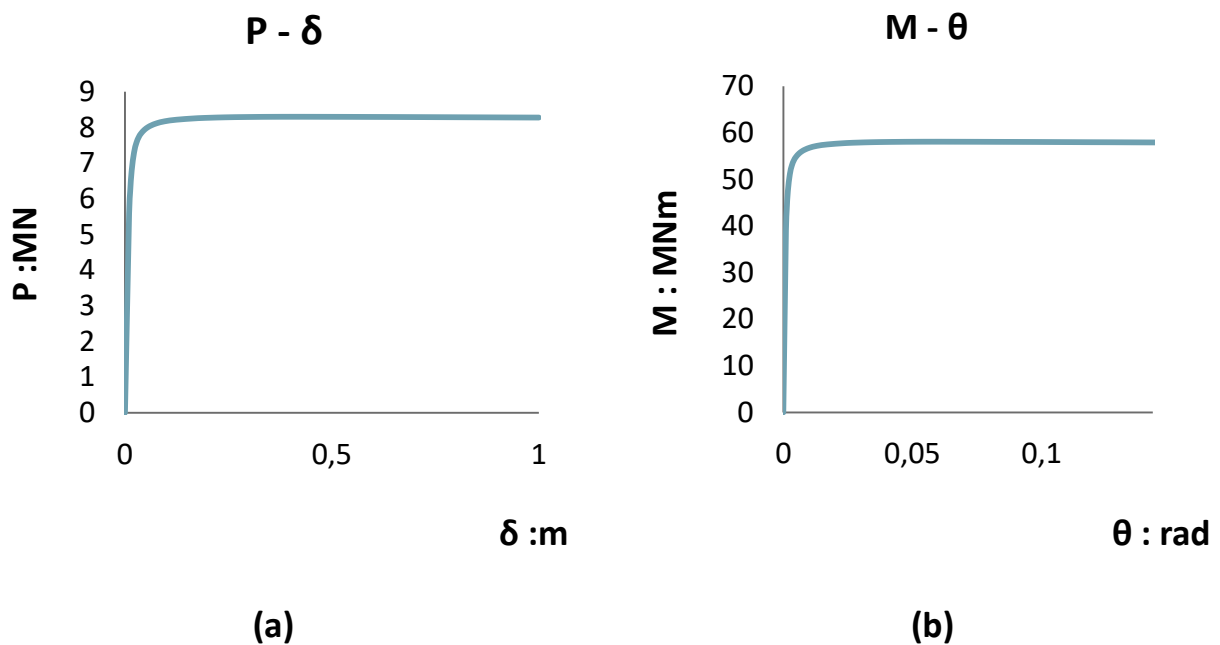


Σχήμα 4.10 :

Σκαριφηματική απεικόνιση της εγκάρσιας στατικής μονοτονικής επιβαλλόμενης μετατόπισης (push over).

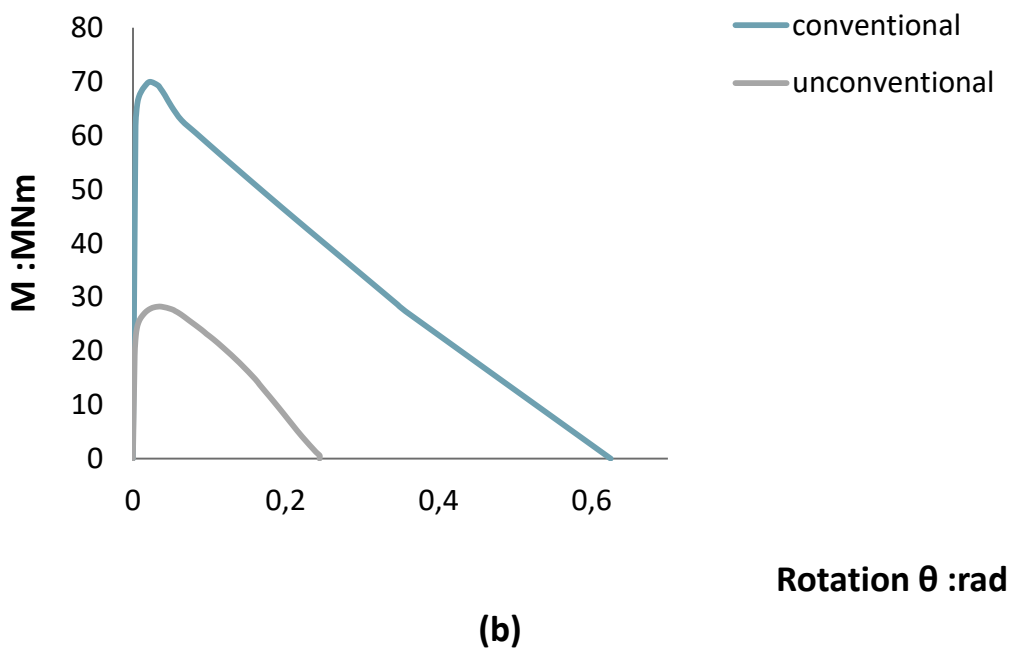
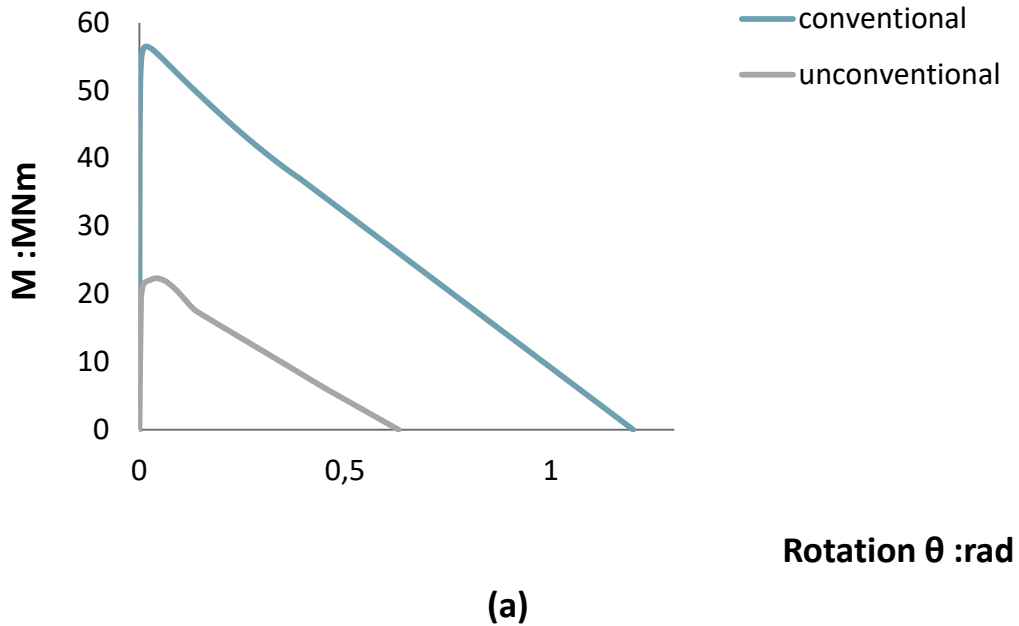


Σχήμα 4.11 : Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων εγκιβωτισμένης θεμελίωσης σε οριζόντια φόρτιση (ασκούμενη στο επίπεδο του καταστρώματος), στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.

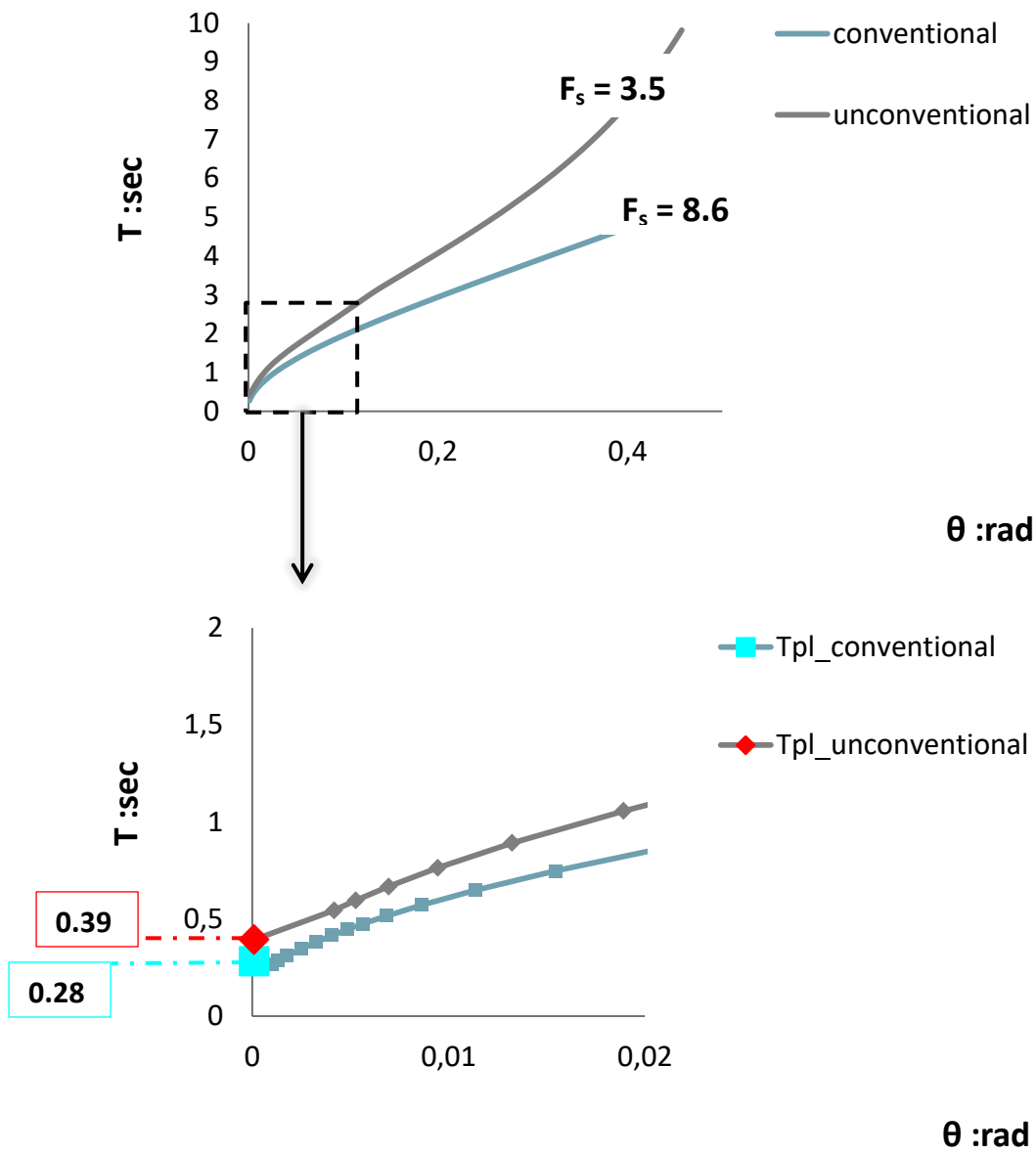


Σχήμα 4.12 : (a) Σχέση δύναμης P και μετατόπισης δ (b) Σχέση ροπής M και στροφής θ . Τα παραπάνω μεγέθη αφορούν την στάθμη της θεμελίωσης και προκύπτουν από

επιβολή οριζόντιας μετατόπισης ενός μέτρου στην κορυφή του συμβατικά σχεδιασμένου, χθαμαλού βάρου.

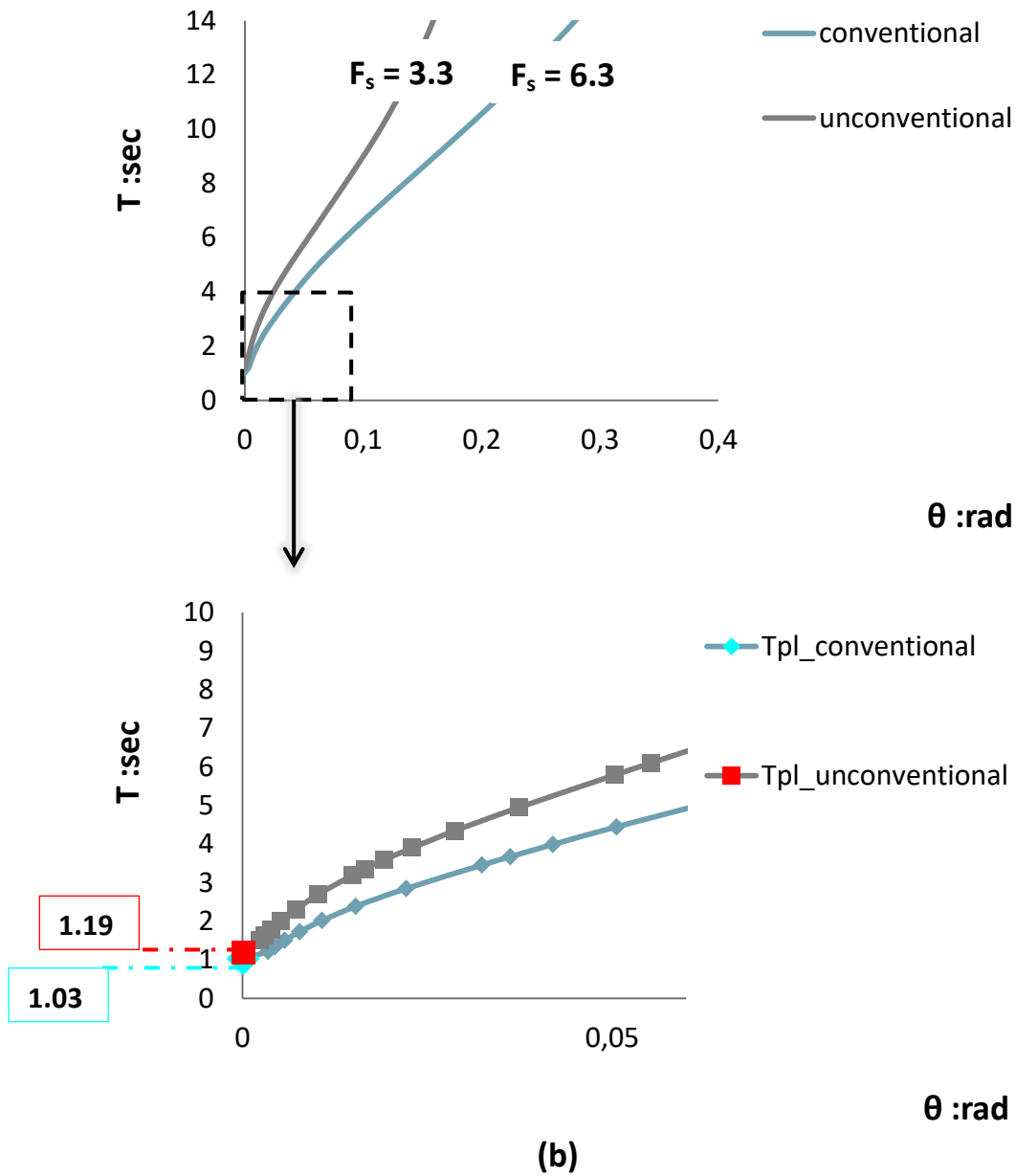


Σχήμα 4.13 : (a) Διάγραμμα $M - \theta$ χθαμαλών βάρων. (b) Διάγραμμα $M - \theta$ υψίκορμων βάρων.



(a)

Σχήμα 4.14 : (α) Διάγραμμα ιδιοπεριόδου – στροφής για το χθαμαλό βάθρο (συμβατικό και μη). T_{pl} είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για μη γραμμικό έδαφος και $\theta \approx 0$.



Σχήμα 4.14 : (b) Διάγραμμα ιδιοπεριόδου – στροφής για το υψίκορμο βάθρο (συμβατικό και μη). T_{pl} είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για μη γραμμικό έδαφος και $\theta \approx 0$.

Κεφάλαιο 5

Δυναμική Ανάλυση

Το παρόν κεφάλαιο αναφέρεται στη σεισμική απόκριση των τεσσάρων συστημάτων που υποβάλλονται σε 6 σεισμικές διεγέρσεις. Πέντε εκ των οποίων αφορούν πραγματικές καταγραφές σεισμών, El Centro (Imperial Valley, USA 1940) , Rinaldi (Northridge, USA 1994) , Takatori (Kobe, Japan 1995) , Aegion (Greece 1995) , Lixouri (Kefalonia, Greece 2014). Αντιθέτως η έκτη σεισμική διέγερση που επιβλήθηκε στα συστήματα ήταν ένας παλμός Ricker, έντασης 1g και περιόδου 1 sec (συχνότητας 1 Hz), όπου σκοπός της ήταν να αναπαραστήσει μια καταγραφή πολύ ισχυρής έντασης, ώστε να αναδειχθούν οφέλη ή μη των μην συμβατικά σχεδιασμένων κατασκευών σε μια ισχυρή δόνηση που θα ξεπερνούσε κατά πολύ τον σεισμό σχεδιασμού των κατασκευών.

5.1 Διαδικασία Προσομοίωσης Σεισμικών Διεγέρσεων

Ιδιαίτερη σημασία δόθηκε στη σωστή εφαρμογή των σεισμών στο αριθμητικό προσομοίωμα, ώστε οι καταγραφές των σεισμών στο ελεύθερο πεδίο του προσομοιώματος να προσέγγιζαν αρκετά τις πραγματικές καταγραφές. Αυτό επιτεύχθηκε με την χρήση αποσβεστήρων «dashpots» , στη βάση του προσομοιώματος και την εφαρμογή των σεισμών μέσω αυτών, όπως αναφέρθηκε λεπτομερώς στο κεφάλαιο 3. Επίσης για να αποφευχθούν ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων μέσω του εδάφους, καθώς και η ενίσχυση που αυτές μερικές φορές προκαλούν, χρησιμοποιήθηκε ένα μητρώο απόσβεσης κατά Rayleigh. Η σύγκριση των πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων καθώς και των διεγέρσεων που τελικά προέκυπταν στην ελεύθερη επιφάνεια της αριθμητικής προσομοίωσης , καθώς και η σύγκριση των ελαστικών φασμάτων αυτών φαίνεται αναλυτικότερα στο **Σχήμα Π1** , **Π2** του παραρτήματος. Τα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών διεγέρσεων, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.2**, είναι εκείνα που προκύπτουν από τις καταγραφές στην ελεύθερη επιφάνεια του εδαφικού προσομοιώματος του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus · ενώ στο **Σχήμα 5.1** φαίνονται οι σεισμικές καταγραφές αυτές. Οι σεισμικές διεγέρσεις, όπως φαίνεται στα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων, καταπονούν τις κατασκευές, περισσότερο από την προβλεπόμενη από τους κανονισμούς καταπόνηση.

5.2 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων

Με μια πρώτη ματιά, χωρίς να δει κάποιος τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την καταπόνηση του κάθε συστήματος από τους προαναφερθέντες σεισμούς, μόνο κοιτώντας τα ελαστικά φάσματα του **Σχήματος 5.2**, αναμένεται το χθαμαλό βάθρο να επηρεαστεί πιο πολύ από τον σεισμό του Rinaldi και τον παλμό Ricker, αφού όλοι οι υπόλοιποι σεισμοί για τις ιδιοπεριόδους στις οποίες κυμαίνεται η κατασκευή αυτή βρίσκονται χαμηλότερα από το φάσμα σχεδιασμού του. Αντιθέτως, το υψίκορμο βάθρο καταπονείται από τους περισσότερους σεισμούς που εξετάστηκαν, σύμφωνα με τα ελαστικά φάσματα που προέκυψαν, εκτός από τον σεισμό του Αιγίου, που για τις ιδιοπεριόδους στις οποίες κυμαίνεται αυτή η κατασκευή βρίσκεται χαμηλότερα από το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα EC8 με βάση τον οποίο σχεδιάστηκε.

Στη συνέχεια παρατίθενται πίνακες με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα που προέκυψαν από την κάθε σεισμική καταγραφή.

5.2.1 Παραμένουσες Στροφές και Καθιζήσεις

Στον **Πίνακα 5.1** παρατίθενται οι παραμένουσες στροφές και καθιζήσεις για κάθε κατασκευή μετά το πέρας των δυναμικών φορτίσεων.

Πίνακας 5.1 : Συγκεντρωτικά αποτελέσματα παραμενουσών στροφών και καθιζήσεων (κατά απόλυτη τιμή) των τεσσάρων κατασκευών.

<i>Aegion</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.00006	0.42
	Rocking Isolation		0.00088	1.17
15 : m	Conventional Design		0.0002	0.59
	Rocking Isolation		0.0003	1.01

<i>El Centro</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.000024	0.69
	Rocking Isolation		0.0007	2.44
15 : m	Conventional Design		0.0002	0.96
	Rocking Isolation		0.001	2.93

<i>Lixouri</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.00005	1.09
	Rocking Isolation		0.0013	3.58
15 : m	Conventional Design		0.00016	1.09
	Rocking Isolation		0.003	3.19

<i>Rinaldi</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.00015	1.31
	Rocking Isolation		0.004	7.51
15 : m	Conventional Design		0.0003	1.23
	Rocking Isolation		0.003	6.78

<i>Takatori</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.00004	1.74
	Rocking Isolation		0.005	7.56
15 : m	Conventional Design		0.0003	1.73
	Rocking Isolation		0.01	6.64

<i>Ricker</i>				
Pier Height	Pier Design	<u>Residual</u>	θ : rad	w : cm
5 : m	Conventional Design		0.0009	0.68
	Rocking Isolation		0.003	2.44
15 : m	Conventional Design		0.001	0.89
	Rocking Isolation		0.00128	1.42

Όπως φαίνεται στο χθαμαλό συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο οι επιπλέον καθιζήσεις της κατασκευής λόγω της δυναμικής καταπόνησης δεν ξεπερνούν τα 2 εκατοστά, ενώ στο μη συμβατικά σχεδιασμένο χθαμαλό βάθρο οι καθιζήσεις φθάνουν μέχρι και τα 7.5 εκατοστά. Το ίδιο συμβαίνει και με τις στροφές που είναι μεγαλύτερες στο μη συμβατικό. Από την άλλη μεριά στο υψίκορμο βάθρο οι καθιζήσεις του συμβατικού επίσης δεν ξεπερνούν τα 2 εκατοστά και μάλιστα είναι λίγο μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες του χθαμαλού, διότι ο στατικός συντελεστής ασφαλείας του υψίκορμου είναι λίγο μικρότερος σε σχέση με του χθαμαλού ($F_{S,υψίκορμου} = 7.67$, $F_{S,χθαμαλού} = 8.6$). Στο μη συμβατικά σχεδιασμένο υψίκορμο βάθρο οι καθιζήσεις είναι μικρότερες σε σχέση με το συμβατικό, με μέγιστη τα 6.78 εκατοστά που σημειώνονται στον σεισμό του Rinaldi. Επιπλέον οι παραμένουσες στροφές του συστήματος που επιτρέπει τον λικνισμό είναι μεγαλύτερες από εκείνου που δεν τον επιτρέπει.

Είναι γνωστό πως οι μεγαλύτερες παραμένουσες καθιζήσεις και στροφές είναι ένα τίμημα που πληρώνουν οι κατασκευές που πετυχαίνουν σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού. Τα αποτελέσματα αυτά λοιπόν, ήταν αναμενόμενα. Εντούτοις, αξίζει να αναφερθεί ότι σε ήπιους σεισμούς οι επιπρόσθετες καθιζήσεις στα μη συμβατικά σχεδιασμένα βάθρα δεν ξεπερνούν τα 2 εκατοστά, καθιζήση που δεν θεωρείται καταστροφική για την κατασκευή.

5.2.2 Παραμένουσα Καμπυλότητα, μέγιστη Καμπυλότητα και Ροπή

Στην παρούσα ενότητα αναφέρονται η παραμένουσα καμπυλότητα της κάθε κατασκευής, η μέγιστη καμπυλότητα που σημειώνεται για την κάθε κατασκευή, καθώς και η μέγιστη ροπή που προκαλείται από την σεισμική δόνηση.

Πίνακας 5.2 : Συγκεντρικά αποτελέσματα παραμενουσών / μεγίστων καμπυλοτήτων και ροπών (κατά απόλυτη τιμή) των τεσσάρων κατασκευών. Με γκρί συμβολίζονται οι κατασκευές που αστοχούν.

Aegion				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$: 1/m	C_{max} : 1/m	M_{max} : MNm
5 : m	Conventional Design	0.00017	0.0007	18.62
	Rocking Isolation	0.00013	0.0005	15.81
15 : m	Conventional Design	0.003	0.0035	33.45
	Rocking Isolation	0.0003	0.00062	19.07

El Centro				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$: 1/m	C_{max} : 1/m	M_{max} : MNm
5 : m	Conventional Design	0.0005	0.00032	12.4
	Rocking Isolation	0.0007	0.00038	14.2
15 : m	Conventional Design	0.175	0.175	35.97
	Rocking Isolation	0.0001	0.00046	22.17

Lixouri				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$: 1/m	C_{max} : 1/m	M_{max} : MNm
5 : m	Conventional Design	0.001	0.00160	21.61
	Rocking Isolation	0.00075	0.00107	19.86
15 : m	Conventional Design	3.5	3.5	35.98
	Rocking Isolation	0.0009	0.00165	29.96

Rinaldi				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$: 1/m	C_{max} : 1/m	M_{max} : MNm
5 : m	Conventional Design	0.01	0.0106	26.05
	Rocking Isolation	0.0004	0.00075	21.39
15 : m	Conventional Design	3.5	3.5	35.94
	Rocking Isolation	0.0003	0.0013	30.74

Takatori				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$:	C_{max} :	M_{max} :
		1/m	1/m	MNm
5 : m	Conventional Design	0.0009	0.0006	19.95
	Rocking Isolation	0.0037	0.0041	23.95
15 : m	Conventional Design	4.3	4.3	35.97
	Rocking Isolation	0.00175	0.0021	31.48

Ricker				
Pier Height	Pier Design	$C_{residual}$:	C_{max} :	M_{max} :
		1/m	1/m	MNm
5 : m	Conventional Design	0.106	0.106	13.75
	Rocking Isolation	0.0004	0.00075	10.68
15 : m	Conventional Design	0.004	0.01	35.89
	Rocking Isolation	0.0005	0.00094	26.14

Με κόκκινο χρώμα έχουν προσημανθεί στους πίνακες οι περιπτώσεις, όπου η κατασκευή οδηγείται σε κατάρρευση, ενώ με κίτρινο οι περιπτώσεις που οι βλάβες είναι σημαντικές. Όπως ήταν αναμενόμενο από την παρατήρηση των ελαστικών φασμάτων, πράγματι το χθαμαλό βάθρο καταπονείται πιο έντονα από τον Rinaldi και τον παλμό Ricker, ενώ το υψίκορμο δεν καταπονείται κυρίως από τον σεισμό του Αιγίου.

Αυτό που πρέπει να τονισθεί είναι το εξής: ο ρόλος της σεισμικής μόνωσης μέσω λικνισμού είναι να μεταβιβάζονται στην ανωδομή μικρότερες ροπές από το μη συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο σε σχέση με εκείνες που μεταβιβάζονται από το συμβατικό. Όπως θα μπορούσε να παρατηρήσει κάποιος στους παραπάνω πίνακες, σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού δεν επιτυγχάνεται για όλες τις περιπτώσεις σεισμικών διεγέρσεων του χθαμαλού βάθρου. Σε ορισμένες περιπτώσεις οι μέγιστες ροπές που καταγράφονται στο συμβατικό χθαμαλό βάθρο, για διεγέρσεις που δεν προκαλούν αστοχία στην ανωδομή, είναι μικρότερες σε σχέση με τις μέγιστες ροπές που παρατηρούνται στο αντίστοιχο μη συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο για τους ίδιους σεισμούς. Συμπερασματικά, η κατασκευή που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους κανονισμούς καταπονείται λιγότερο σε σχέση με την άλλη. Αυτό σημαίνει ότι η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού δεν λειτουργεί πάντα ευεργετικά στο χθαμαλό βάθρο. Αυτό μπορεί να το κατανοήσει κανείς καλύτερα παρατηρώντας το **Σχήμα 5.3** με το διάγραμμα $M - \theta$ που προκύπτει από την διέγερση Rinaldi. Όπως φαίνεται το

Θεμέλιο κάποιες στιγμές αναπτύσσει μια μέγιστη ροπή (της τάξεως των 30 MNm), η οποία συμβάλλει στην μεταφορά μεγαλύτερης ροπής στην ανωδομή από ό,τι είχε υπολογιστεί.

Σε πρώτη φάση υπήρξε η σκέψη ότι το φαινόμενο αυτό μπορεί να οφειλόταν σε διάφορους παράγοντες. Καταρχάς ο έντονος λικνισμός του θεμελίου και το ανασήκωμά του ενεργοποιούν μεγαλύτερες παθητικές ωθήσεις από ότι είχε εκτιμηθεί κατά την οριζόντια μονοτονική φόρτιση (push over). Επιπροσθέτως η καθίζηση του θεμελίου είναι μεγαλύτερη, άρα το θεμέλιο εγκιβωτίζεται λίγο περισσότερο από ότι πριν, οπότε και αυτό συμβάλλει στην αύξηση της αντοχής έναντι ανατροπής του θεμελίου. Τέλος, ένα ακόμα αίτιο αυτής της υπεραντοχής που παρατηρείται, μπορεί να ήταν η επίδραση του φαινομένου δευτέρας τάξεως P – δ. Καθώς λικνίζεται και στρέφεται το βάρθρο μετακινείται και το κέντρο μάζας του, οπότε η επιβληθείσα εξωτερική ροπή που ασκείται στη βάση του θεμελίου λόγω λικνισμού για κάποια χρονική στιγμή έχει την ίδια φορά με την επιπλέον ροπή που δημιουργείται από τη μάζα της ανωδομής. Για να ισορροπήσει το σύστημα και να στραφεί από την αντίθετη πλευρά χρειάζεται μια ακόμα μεγαλύτερη ροπή και έτσι δημιουργείται η υπεραντοχή. (Σχήμα 5.4)

Ωστόσο όλες οι προηγούμενες θεωρίες καταρρίφθηκαν μετά από την εφαρμογή μιας οριζόντιας ανακυκλικής φόρτισης στο σύστημα (cyclic push over), η οποία απέδειξε ότι παρόλο που η επίδραση του φαινομένου P – δ είναι πολύ έντονη σε μια τέτοια φόρτιση, σε συνδυασμό μάλιστα με τις αντιδράσεις από παθητικές ωθήσεις, καμία «υπεραντοχή» δεν έλαβε χώρα από το έδαφος. (Σχήμα 5.5)

Τελικά, ο πραγματικός λόγος που κάνει την εμφάνισή της αυτή η αυξημένη ροπή είναι ο εξής : στη δυναμική ανάλυση καθώς ο μονοβάθμιος ταλαντωτής πάει να ανασηκωθεί (για παράδειγμα στην σεισμική διέγερση του Rinaldi, καθώς μετακινείται η μάζα προς τα δεξιά ανασηκώνεται το θεμέλιο στα αριστερά), το έδαφος επίσης κινείται στην ίδια κατεύθυνση, και άρα η βάση του ταλαντωτή επίσης κινείται προς τα δεξιά. Ως εκ τούτου το ανασήκωμα εμποδίζεται και στιγμιαία ο ταλαντωτής μένει καθηλωμένος στο έδαφος (έχει ανασηκωθεί μόλις ένα μικρό τμήμα του). Άρα περνάει στην ανωδομή μεγαλύτερη επιτάχυνση και επομένως μεταβιβάζεται και μεγαλύτερη ροπή στο θεμέλιο. Συνοψίζοντας, αυτό που βλέπουμε δεν είναι υπεραντοχή, αλλά εμποδιζόμενος λικνισμός. (Σχήμα 5.6 , 5.8),(Π.7)

Το γεγονός ότι στη συμβατική χθαμαλή κατασκευή μεταβιβάζεται σε ορισμένες περιπτώσεις μικρότερη επιτάχυνση στην ανωδομή παρόλο που είναι καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης σε επαφή με το έδαφος, οφείλεται στο ότι οι λικνιζόμενες

κατασκευές τείνουν να αυξάνουν την ιδιοπερίοδό τους. Σαν αποτέλεσμα αυτού, μερικές φορές η ιδιοπερίοδος της συμβατικά σχεδιασμένης κατασκευής τυχαίνει να βρίσκεται σε περιοχές των ελαστικών φασμάτων των σεισμικών διεγέρσεων που είναι κάτω από το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής. Τα αντίστοιχα μη συμβατικά σχεδιασμένα βάθρα αυξάνοντας την ιδιοπερίοδό τους λόγω του λικνισμού τυχαίνει να βρεθούν σε περιοχές των ελαστικών φασμάτων μεγαλύτερων επιταχύνσεων και έτσι καταπονούνται περισσότερο. (Π.7)

Ο λόγος που το φαινόμενο αυτό δεν είναι το ίδιο έντονο για το υψίκορμο βάθρο είναι ότι στο υψίκορμο λειτουργεί με περισσότερη επιτυχία η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού. Το θεμέλιο ανασηκώνεται, ταλαντεύεται, με αποτέλεσμα να χάνεται η επαφή του με το έδαφος για κάποιες χρονικές στιγμές και να μεταφέρεται στην ανωδομή λιγότερη επιτάχυνση σε σχέση με το αντίστοιχο συμβατικό. Αυτό το συμπέρασμα προκύπτει και από παρατήρηση του **Σχήματος 5.7** που δεν εμφανίζεται κάποια ασυνήθιστα μεγάλη ροπή στο διάγραμμα $M - \theta$.

Παρόλα αυτά δεν πρέπει να αγνοηθεί το γεγονός ότι σε διεγέρσεις που για την συμβατική θεμελίωση προκαλούν αστοχία στην ανωδομή (ίσως και πιθανή κατάρρευση) το σύστημα του υποδιαστασιοποιημένου θεμελίου πράγματι μονώνεται σεισμικά και δεν αστοχεί. Εν κατακλείδι, μπορεί το φαινόμενο του σεισμικά μονωμένου θεμελίου μέσω λικνισμού να μην είναι τόσο ευεργετικό για το χθαμαλό βάθρο εκ πρώτης όψεως, ωστόσο στην περίπτωση διεγέρσεων που ξεπερνούν κατά πολύ τη διέγερση σχεδιασμού και σε άλλες περιπτώσεις προκαλούν καταστροφές στην ανωδομή είναι ευεργετικό.

Αντιθέτως, η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού λειτουργεί εμφανώς καλύτερα στο υψίκορμο βάθρο. Σε όλες τις περιπτώσεις αποδεικνύεται ευεργετικότερος αυτός ο τρόπος σχεδιασμού σε σχέση με τον συμβατικό σχεδιασμό του Ευρωκώδικα. Στην περίπτωση της διέγερσης του Αιγίου, που όπως αναμένεται από το ελαστικό φάσμα του **Σχήματος 5.2** δεν αποτελεί καταστροφική διέγερση για το συγκεκριμένο βάθρο, η επίδραση του λικνισμού έχει θετικό αντίκτυπο στην ανωδομή. Επίσης, στις υπόλοιπες διεγέρσεις οι οποίες ξεπερνούν κατά πολύ τη διέγερση σχεδιασμού του υψίκορμου βάθρου, το σεισμικά μονωμένο μέσω λικνισμού βάθρο συμπεριφέρεται θεαματικά καλύτερα. Το συμβατικό βάθρο για τις αντίστοιχες διεγέρσεις αστοχεί πλήρως ενώ το υποδιαστασιοποιημένο διατηρεί τη λειτουργικότητά του.

5.2.3 Σχετική Μετακίνηση Κορυφής ως προς τη Βάση

Όσον αφορά τις συνιστώσες των συνολικών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος, συμπεραίνουμε ότι στα συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα επικρατεί η οριζόντια μετακίνηση λόγω παραμόρφωσης του βάρου δ_f , ενώ στα μη συμβατικά η οριζόντια μετακίνηση λόγω ανασηκώματος του θεμελίου (rocking), δ_r . Η σχετική μετακίνηση της κορυφής ως προς τη βάση, λόγω παραμόρφωσης του βάρου (δ_f) κανονικοποιημένη ως προς το ύψος του, ($h = 5$ m για το χθαμαλό και 15 m για το υψίκορμο) μας δείχνει την καταπόνηση της κάθε κατασκευής. Όταν ο λόγος δ_f / h είναι μικρότερος από 1% τότε δεν επηρεάζεται η λειτουργικότητα της κατασκευής μετά από τη σεισμική διέγερση, ενώ όταν ο λόγος αυτός είναι μικρότερος από 2% τότε οι τυχούσες βλάβες που προκαλούνται είναι αναστρέψιμες. Από ποσοστό 2% και πάνω οι βλάβες είναι σημαντικές και όσο μεγαλώνει το ποσοστό οδηγούμαστε σε πλήρη αστοχία.

Στον **Πίνακα 5.3** παρουσιάζονται οι παραμένουσες οριζόντιες μετακινήσεις στο ύψος του καταστρώματος ως αποτέλεσμα των συνιστωσών της στροφής και ολίσθησης του θεμελίου, καθώς και της παραμόρφωσης του βάρου. Επίσης παρατίθεται ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής του βάρου λόγω παραμόρφωσής του κανονικοποιημένος ως προς το αντίστοιχο ύψος του.

Πίνακας 5.3 : Συγκεντρωτικά αποτελέσματα των παραμενουσών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος και ο λόγος δ_f / h που αντιστοιχεί στην κάθε κατασκευή για τις σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία.

<i>Aegion</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		0.1	0.02%
	Rocking Isolation		0.5	0.01%
15 : m	Conventional Design		6	0.37%
	Rocking Isolation		3	0.20%

<i>El Centro</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		0.03	0.01%
	Rocking Isolation		0.05	0.01%
15 : m	Conventional Design		57	3.73%
	Rocking Isolation		2.5	0.07%

<i>Lixouri</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		0.7	0.14%
	Rocking Isolation		1	0.08%
15 : m	Conventional Design		950	63.33%
	Rocking Isolation		10	0.33%

<i>Rinaldi</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		2	0.30%
	Rocking Isolation		1.5	0.02%
15 : m	Conventional Design		1000	66.67%
	Rocking Isolation		10	0.20%

<i>Takatori</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		0.4	0.08%
	Rocking Isolation		4	0.19%
15 : m	Conventional Design		1140	76.00%
	Rocking Isolation		10	0.13%

<i>Ricker</i>				
Pier Height	Pier Design	Residual	total drift : cm	δ_f / h
5 : m	Conventional Design		25	5.00%
	Rocking Isolation		1.7	0.01%
15 : m	Conventional Design		27	1.87%
	Rocking Isolation		5	0.17%

Με κόκκινο χρώμα έχουν προσημανθεί στους πίνακες οι περιπτώσεις, όπου η κατασκευή οδηγείται σε κατάρρευση, ενώ με κίτρινο οι περιπτώσεις που οι βλάβες είναι σημαντικές. Όπως και στην ενότητα 5.2.2, παρομοίως και σε αυτήν, καταπονούνται περισσότερο οι ίδιες κατασκευές. Παρόλο που το χθαμαλό συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο δεν φαίνεται να αστοχεί σε όρους παραμορφώσεων, είναι γνωστό ότι αστοχεί από τους πίνακες καμπυλοτήτων και ροπών την προηγούμενης ενότητας. Αυτό σημαίνει πως σε έναν επόμενο σεισμό μικρότερης έντασης κινδυνεύει από κατάρρευση.

5.2.4 Απαιτούμενη Πλαστιμότητα Καμπυλότητας

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η απαίτηση πλαστιμότητας καμπυλότητας που αναπτύσσεται από την κάθε σεισμική διέγερση σε σύγκριση με την ήδη υπάρχουσα πλαστιμότητα καθενός από τα δύο βάθρα. Η παρεχόμενη πλαστιμότητα καμπυλότητας υπολογίζεται από τον τύπο (κατά τον Ευρωκώδικα 8) :

$$\mu_{\phi} = c_u / c_y \quad (5.1)$$

όπου οι καμπυλότητες c_u και c_y έχουν προαναφερθεί στο **Σχήμα 2.8**, για το χθαμαλό βάθρο και **2.12** για το υψίκορμο, του κεφαλαίου 2.

- $\mu_{\phi, \text{χθαμαλού}} = 16.2$
- $\mu_{\phi, \text{υψίκορμου}} = 6.7$

Το επίπεδο βλαβών στις κατασκευές με βάση τον λόγο των δύο πλαστιμοτήτων ($\mu_{\text{demanded}} / \mu_{\text{capacity}}$) προσδιορίζεται με βάση τα όρια απόκρισης κατά τον Priestley MJN. Με βάση αυτά τα όρια, για λόγους μικρότερους από 0.15 μια κατασκευή είναι πλήρως λειτουργική μετά από έναν σεισμό, μπορεί να εξυπηρετήσει το κοινό χωρίς να χρειάζεται να ληφθούν σημαντικά μέτρα αποκατάστασης (serviceability limit). Για λόγους μικρότερους από 0.25 βρισκόμαστε στο όριο ελεγχόμενων ζημιών, κατά το οποίο η κατασκευή αναμένεται να υποστεί επιδιορθώσιμες βλάβες, ωστόσο το κόστος επισκευής θα πρέπει να είναι μικρότερο από το κόστος αντικατάστασης (damage control limit). Για λόγους ανάμεσα στο 0.25 έως το 1 βρισκόμαστε στη ζώνη «επιβίωσης», κατά την οποία η κατάρρευση της κατασκευής μπορεί να αποφευχθεί οριακά, ωστόσο οι κατασκευαστικές βλάβες είναι υπέρμετρες και η αντικατάσταση των βλαφθέντων στοιχείων κρίνεται αναπόφευκτη (survival limit). Τέλος, για λόγους μεγαλύτερους του 1 οδηγούμαστε σε πλήρη αστοχία.

Πίνακας 5.4 : Συγκεντρωτικά αποτελέσματα των λόγων πλαστιμοτήτων καμπυλότητας (απαιτούμενων και διαθέσιμων) για το χθαμαλό και υψίκορμο βάθρο.

Pier Height 5 : m	$\mu_{\text{demanded}} / \mu_{\text{capacity}}$	
	Conventional Design	Rocking Isolation
<i>Aegion</i>	0.028	0.020
<i>El Centro</i>	0.013	0.015
<i>Lixouri</i>	0.065	0.043
<i>Rinaldi</i>	0.430	0.030
<i>Takatori</i>	0.024	0.166
<i>Ricker</i>	4.295	0.030

Pier Height 15 : m	$\mu_{\text{demanded}} / \mu_{\text{capacity}}$	
	Conventional Design	Rocking Isolation
<i>Aegion</i>	0.219	0.039
<i>El Centro</i>	10.97	0.029
<i>Lixouri</i>	219.38	0.103
<i>Rinaldi</i>	219.38	0.081
<i>Takatori</i>	269.53	0.132
<i>Ricker</i>	0.627	0.059

Με χρώμα προσημαίνονται οι περιπτώσεις κατά τις οποίες υπήρξε εμφανής βλάβη στα βάθρα κατά την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων μέσω του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Με κόκκινο συμβολίζονται οι περιπτώσεις όπου υπήρχε κατάρρευση, ενώ με κίτρινο, όπου υπήρχαν σημαντικές βλάβες.

5.2.5 Σεισμική Απόκριση κάθε Βάθρου

Πέρα από τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες, είναι απαραίτητο να δοθούν και οι μέγιστες επιταχύνσεις στην βάση του μοντέλου (original record), στην επιφάνεια του εδάφους (free field),

και στο ύψος του καταστρώματος (deck). Στον **Πίνακα 5.5** παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις στα τρία σημεία που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 5.5 : Τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων που σημειώνονται για τα τέσσερα βάθρα.

Aegion		$\alpha_{\max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	0.55	0.54	0.71
	Rocking Isolation	0.55	0.55	0.56
15 : m	Conventional Design	0.55	0.53	0.4
	Rocking Isolation	0.55	0.52	0.26

El Centro		$\alpha_{\max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	0.31	0.36	0.47
	Rocking Isolation	0.31	0.37	0.53
15 : m	Conventional Design	0.31	0.35	0.4
	Rocking Isolation	0.31	0.37	0.25

Lixouri		$\alpha_{\max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	0.63	0.59	0.84
	Rocking Isolation	0.63	0.61	0.74
15 : m	Conventional Design	0.63	0.59	0.53
	Rocking Isolation	0.63	0.62	0.33

Rinaldi		$\alpha_{\max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	0.82	0.88	0.97
	Rocking Isolation	0.82	0.89	0.81
15 : m	Conventional Design	0.82	0.89	0.51
	Rocking Isolation	0.82	0.88	0.4

Takatori		$\alpha_{max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	0.61	0.56	0.74
	Rocking Isolation	0.61	0.57	0.88
15 : m	Conventional Design	0.61	0.58	0.45
	Rocking Isolation	0.61	0.56	0.33

Ricker		$\alpha_{max} : g$		
Pier Height	Pier Design	Original Record	ABQ free filed	Deck
5 : m	Conventional Design	1	1.13	1.06
	Rocking Isolation	1	1.12	0.78
15 : m	Conventional Design	1	1.15	0.59
	Rocking Isolation	1	1.12	0.37

Τα συγκεντρωτικά διαγράμματα αποτελεσμάτων για τα δύο βάθρα, βασιζόμενα σε όλους τους άνωθεν πίνακες βρίσκονται στην ενότητα των Σχημάτων. (Σχήματα 5.9 – 5.11) Λεπτομερώς τα αποτελέσματα κάθε σεισμικής διέγερσης για κάθε βάθρο βρίσκονται στο Παράρτημα (Π.3 – Π.8) .

5.3 Διερεύνηση Χθαμαλού μη Συμβατικά Σχεδιασμένου Βάθρου

Για να επιβεβαιωθεί το γεγονός ότι για την μη αποδοτική συμπεριφορά του χθαμαλού βάθρου όσον αφορά τον λικνισμό δεν ευθυνόταν ο σχεδιασμός του, εξετάστηκε η περίπτωση ενός ακόμα μικρότερου θεμελίου, ώστε ο συντελεστής υποδιαστασιολόγησης να μεγαλώσει και το φαινόμενο του λικνισμού να γίνει ακόμα πιο έντονο. Το θεμέλιο που σχεδιάστηκε επιλέχθηκε να έχει συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση ($1.35 G + 1.5 Q$) ίσο με 2, ώστε να μην υπερβαίνονται οι κανονισμοί. Ο συντελεστής υποδιαστασιολόγησης είναι πλέον ίσος με 1.33 από 1.295. Οι διαστάσεις του νέου τετραγωνικού θεμελίου είναι $B = 4.5 \text{ m}$.

Η απομείωση των διαστάσεων δεν θα μπορούσε να είναι μεγαλύτερη, διότι μετά οι παραμένουσες μετακινήσεις καθώς και ο λικνισμός θα ήταν πολύ έντονα. Επίσης ο στατικός συντελεστής ασφαλείας έφτασε να είναι ίσος με 2.2, για ένα ακόμα πιο μικρό θεμέλιο ο συντελεστής θα γινόταν μικρότερος του 2 και έτσι θα ήμασταν εκτός ορίων κανονισμών.

Το βάθρο υποβλήθηκε σε μια σεισμική διέγερση, αυτή του Rinaldi, στην οποία εμφανιζόταν εντόνως η αυξημένη ροπή ανατροπής στο αντίστοιχο χθαμαλό βάθρο με πλάτος $B = 5 \text{ m}$.

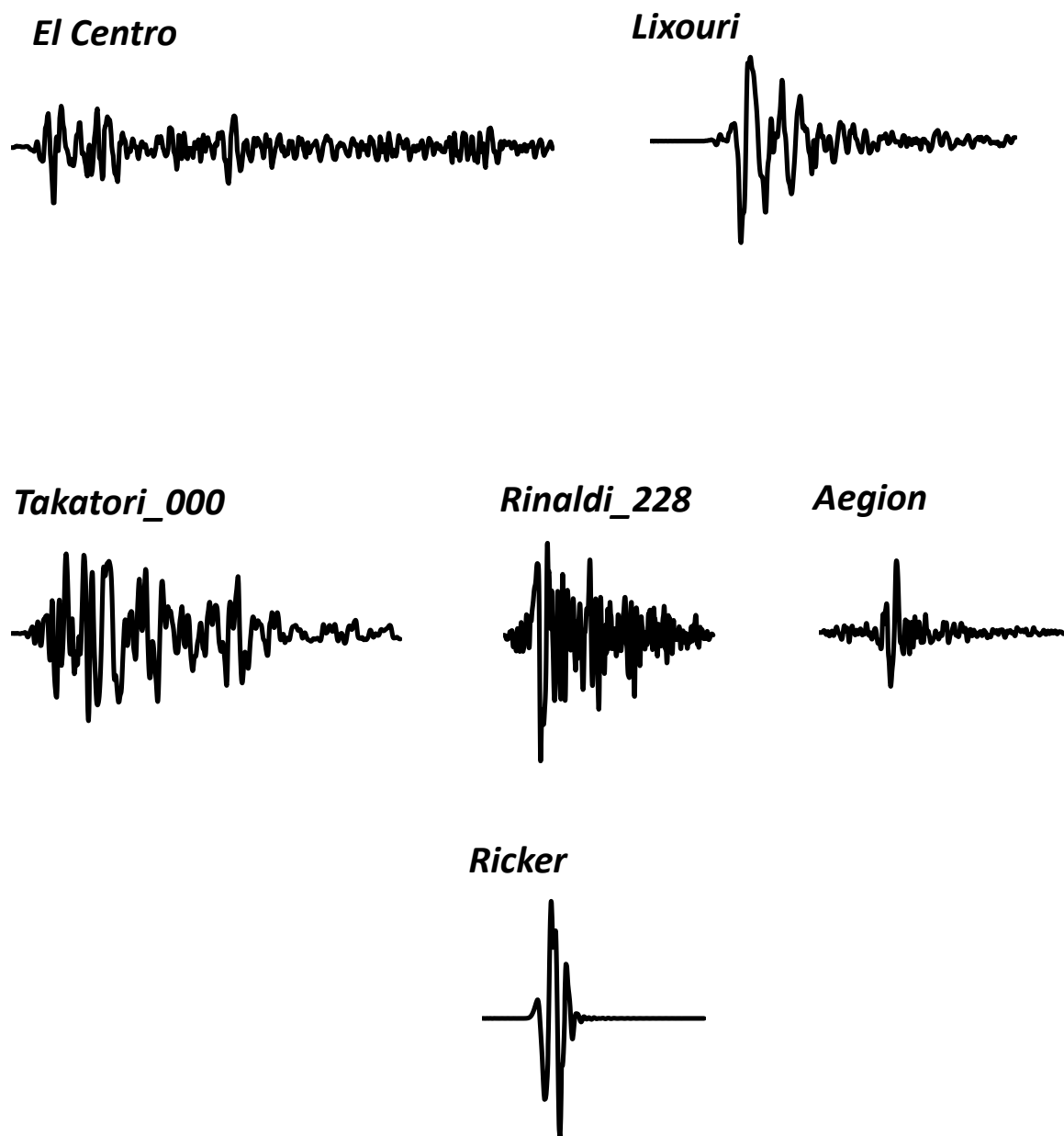
Στο **Σχήμα 5.12** παρατίθενται τα αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης για τα δύο χθαμαλά, μη συμβατικά σχεδιασμένα βάθρα. Όπως φαίνεται οι διαφορές είναι αμελητέες, άρα προκύπτει το συμπέρασμα ότι για αυτήν την ιδιότυπη συμπεριφορά του χθαμαλού λικνιζόμενου βάθρου δεν ευθύνεται ο σχεδιασμός αλλά δύο παράγοντες:

Πρώτον, το γεγονός ότι ο λικνισμός είναι εμποδιζόμενος και άρα στην ανωδομή τείνουν να μεταβιβάζονται μεγαλύτερες επιταχύνσεις από το αναμενόμενο και δεύτερον ότι λόγω του λικνισμού η ιδιοπερίοδος των βάθρων αυξάνεται και έτσι στιγμιαία τείνουν οι κατασκευές να συντονιστούν, οπότε προκύπτουν αυτές οι μεγάλες επιταχύνσεις που με τη σειρά τους προκαλούν μεγάλες ροπές.

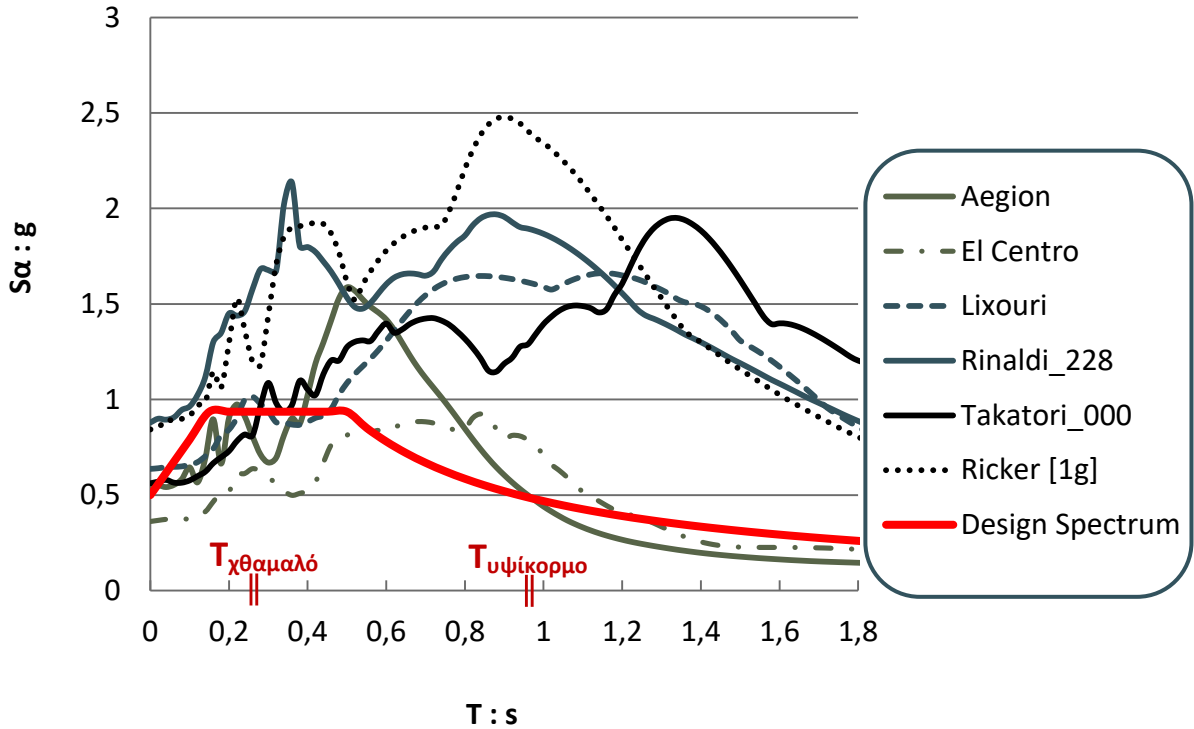
Επομένως το συμπέρασμα είναι ότι ο σχεδιασμός του αρχικού βάθρου με πλάτος θεμελίου $B = 5 \text{ m}$ ήταν ορθός και δεν χρειάζεται να απομειωθεί περαιτέρω.

Κεφάλαιο 5

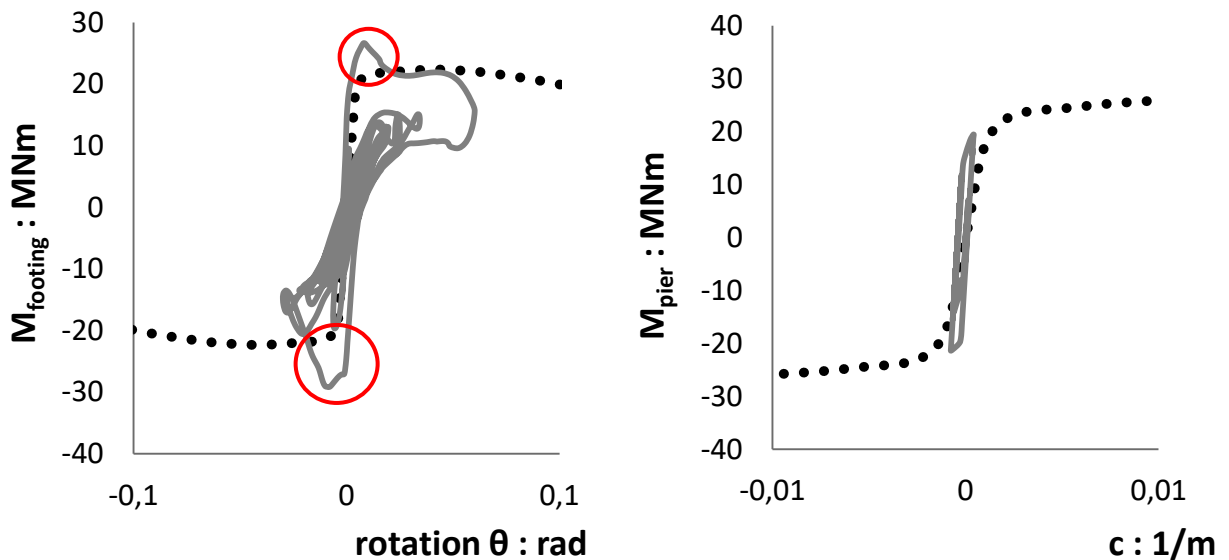
Σχήματα



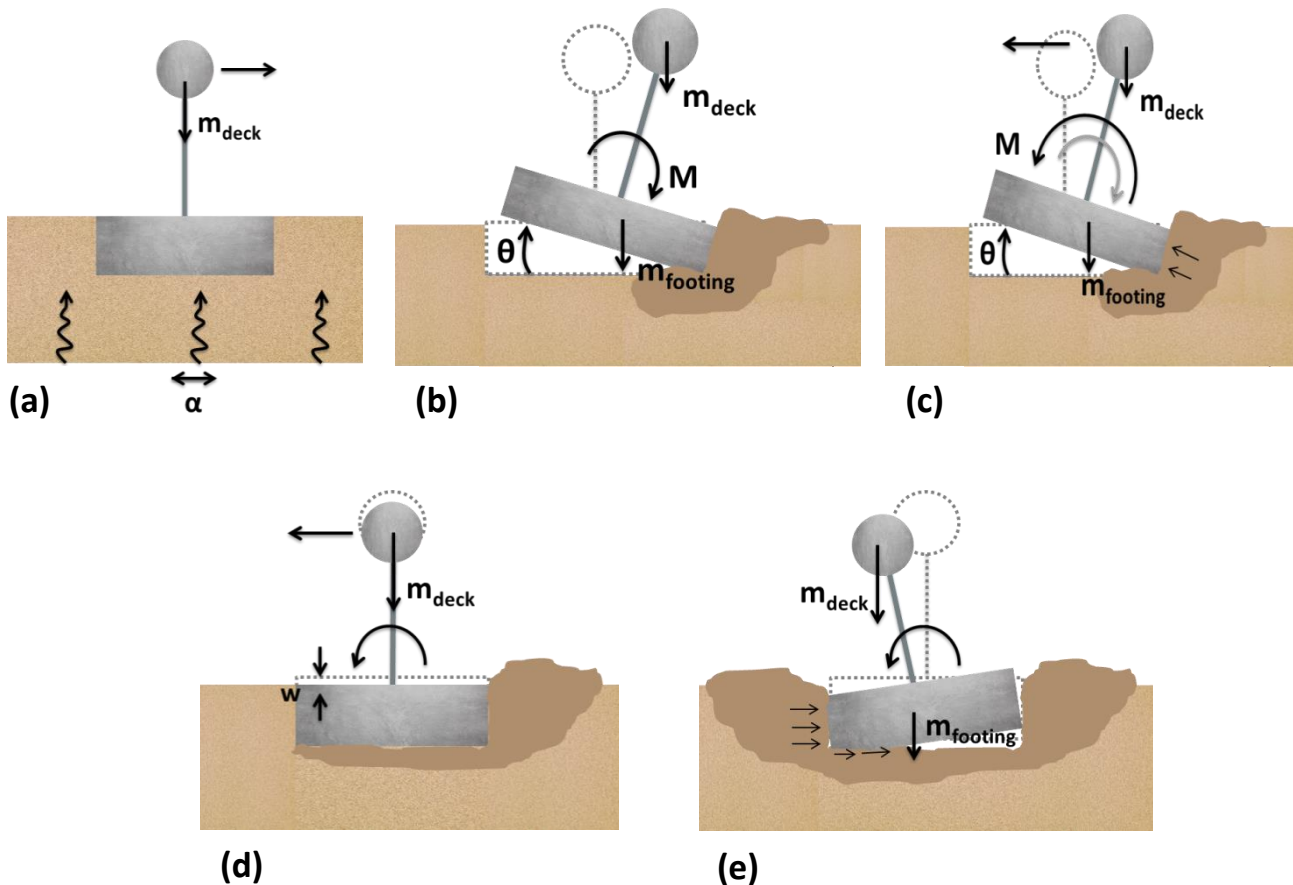
Σχήμα 5.1 : Επιταχυνσιογραφήματα, όπως αυτά προέκυψαν στην επιφάνεια ελεύθερου πεδίου του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.



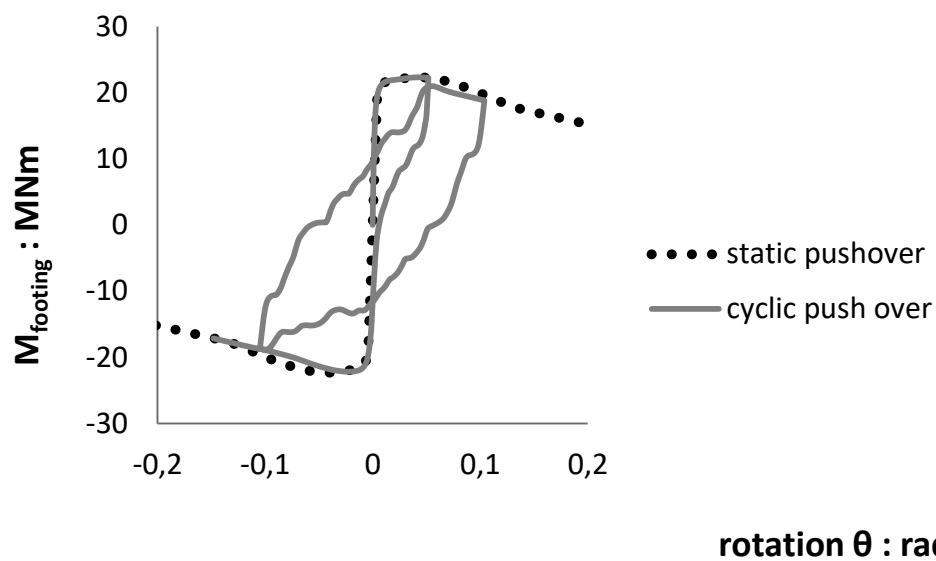
Σχήμα 5.2 : Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης σεισμικών διεγέρσεων που επιβλήθηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα σε σύγκριση με το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για έδαφος τύπου Β και $\alpha_g = 0.312 \text{ g}$.



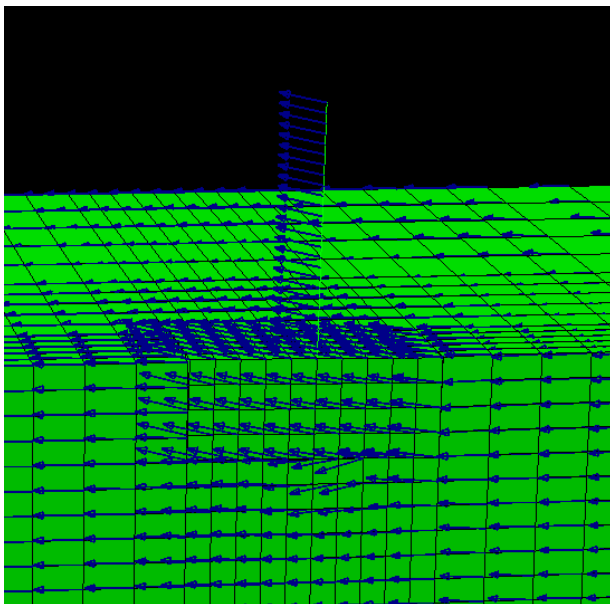
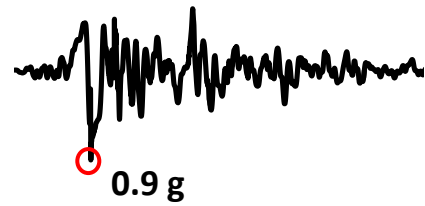
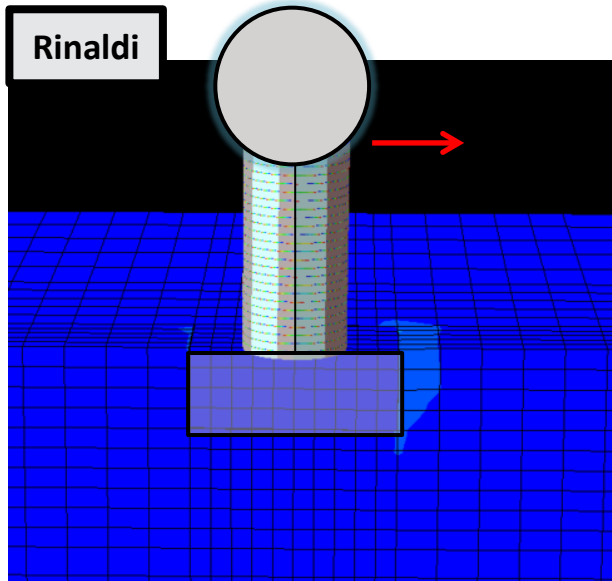
Σχήμα 5.3 : Διαγράμματα $M - \theta$ και $M - \kappa$ για το μη συμβατικά θεμελιωμένο χθαμαλό βάθρο. Αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης του Rinaldi που δείχνουν την “υπεραντοχή” που αναπτύσσει το έδαφος κάποιες στιγμές καθώς και την αρνητική επίδραση αυτής στο υποστύλωμα της κατασκευής.



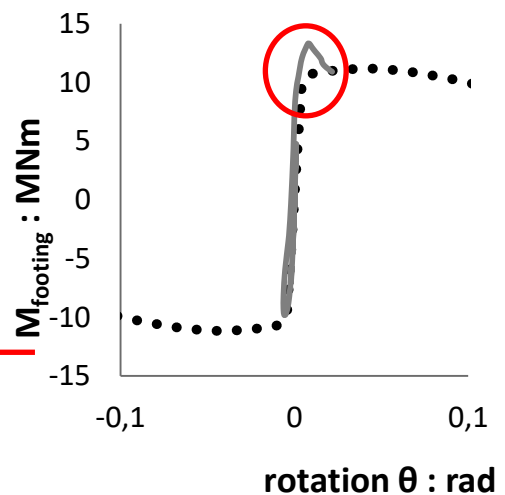
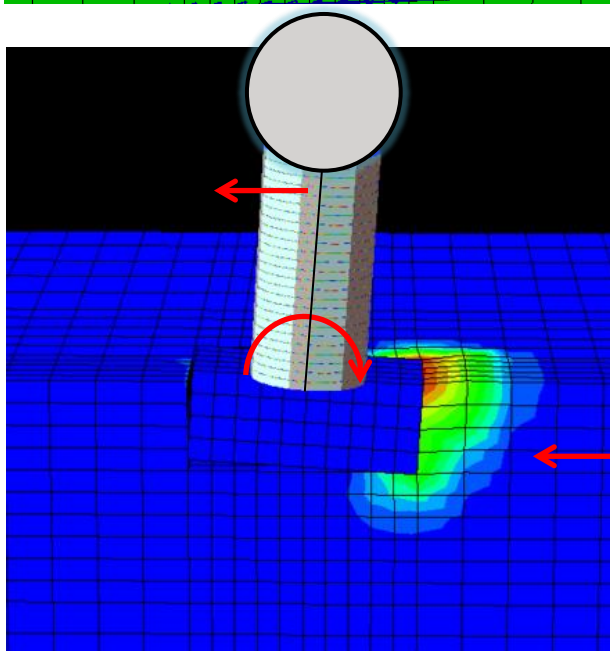
Σχήμα 5.4 : Σκαριφηματική επεξήγηση της επίδρασης του φαινομένου δευτέρας τάξεως P – δ. **(a)** Ξεκινά η σεισμική διέγερση στη βάση του προσομοιώματος. Λόγω επιτάχυνσης στο κατάστρωμα εμφανίζεται μια διατμητική δύναμη που ωθεί την κατασκευή προς τα δεξιά. **(b)** Τη χρονική στιγμή b μηδενίζεται στιγμιαία η δύναμη που ωθούσε την κατασκευή διότι αλλάζει φορά η επιτάχυνση της σεισμικής διέγερσης. Έχει δημιουργηθεί μια επιφάνεια αστοχίας λόγω διατμητικής παραμόρφωσης στη δεξιά μεριά του θεμελίου, παράλληλα εμφανίζονται επιπλέον ροπές που λειτουργούν προσθετικά στην ήδη υπάρχουσα ροπή που επιδρούσε στη βάση του θεμελίου λόγω μετατόπισης του κέντρου μάζας του καταστρώματος και του ίδιου του θεμελίου. **(c)** Ενεργοποιούνται παθητικές ωθήσεις λόγω του ότι αντιστέκεται το έδαφος στο θεμέλιο. Επιπλέον η φορά της δύναμης που ωθεί την κατασκευή έχει αντιστραφεί και για να εξισορροπηθούν οι ροπές που δρουν στη στάθμη του θεμελίου χρειάζεται μια ακόμα μεγαλύτερη ροπή για να υπερνικήσει και τις επιπλέον ροπές που έχουν σχηματιστεί λόγω της επίδρασης του P – δ. **(d)** Το σύστημα στιγμιαία περνά από τη θέση ισορροπίας του ενώ πλέον έχει υποστεί μια καθίζηση λόγω πλαστικοποίησης του εδάφους θεμελίωσης από τον λικνισμό. **(e)** Η ίδια διαδικασία που έγινε στο (b) και (c) επαναλαμβάνεται από την αντίθετη μεριά.

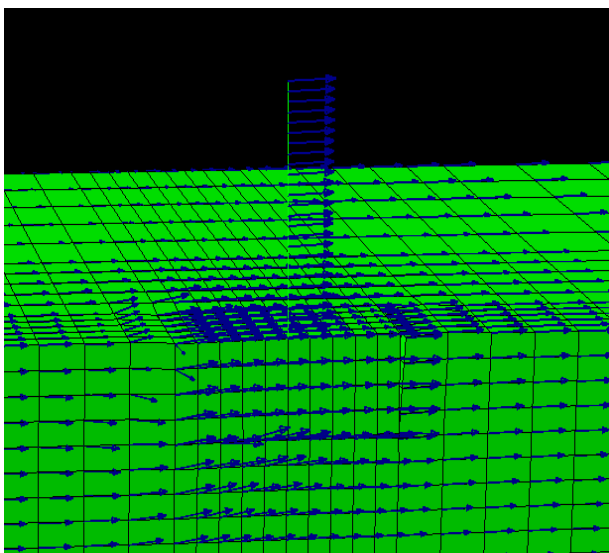
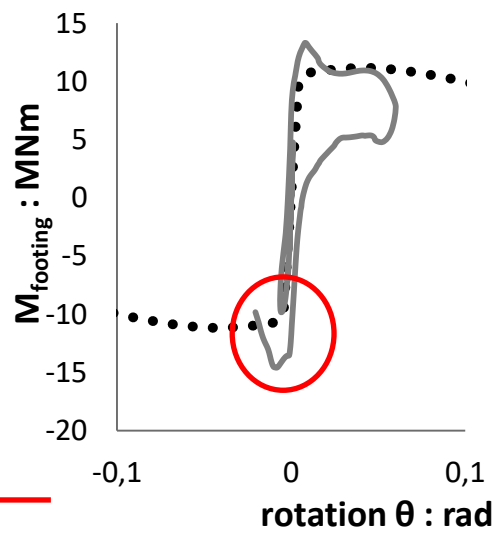
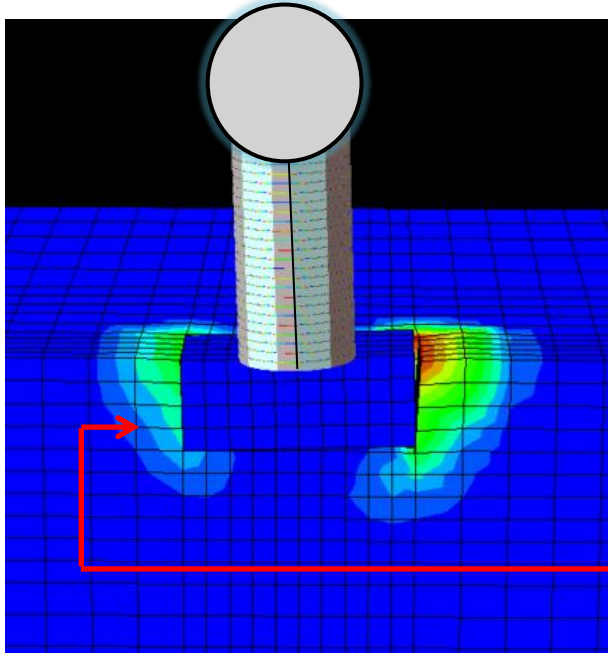
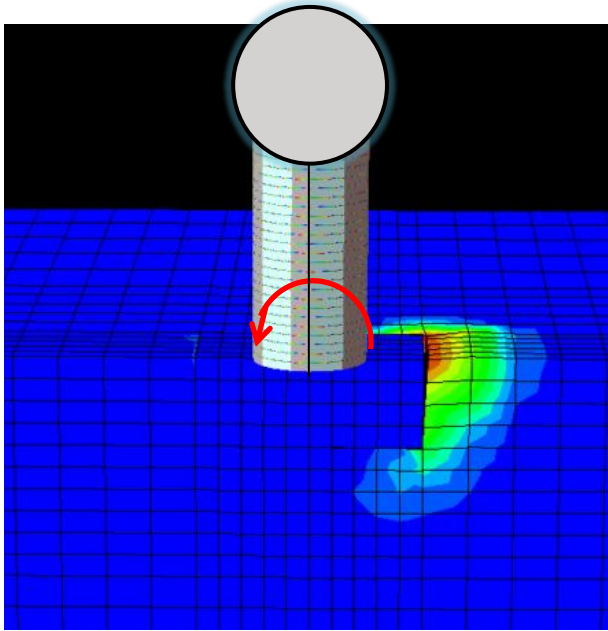


Σχήμα 5.5 : Σύγκριση αποτελεσμάτων από στατική και ανακυκλική οριζόντια μονοτονική φόρτιση. Όπως φαίνεται δεν υπάρχει διαφορά μεταξύ των δύο, ούτε εμφάνιση κάποιας «υπεραντοχής» .

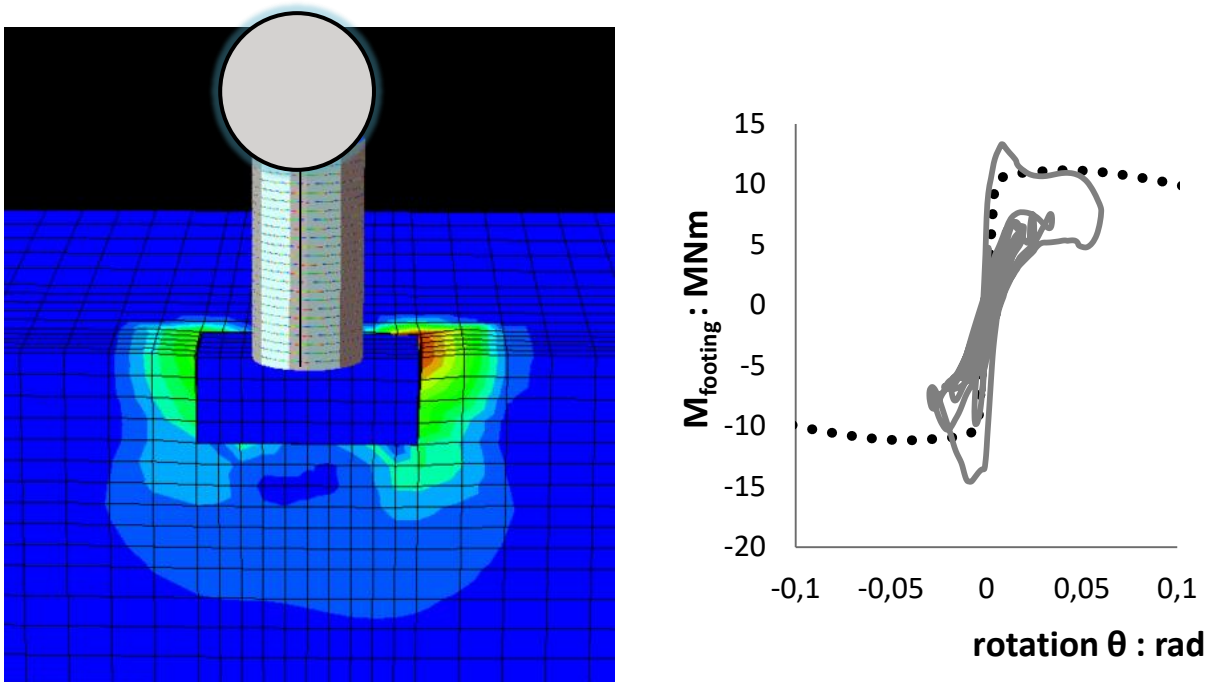


Εικόνα από τα διανύσματα των επιταχύνσεων την στιγμή που παρατηρείται για πρώτη φορά η «υπεραντοχή», όπως φαίνεται και στο ακόλουθο διάγραμμα $M - \theta$. Η ανωδομή κινείται προς την ίδια κατεύθυνση με τη θεμελίωση και το έδαφος (το θεμέλιο δεν συμπεριφέρεται απόλυτα σαν «rocking» αλλά περισσότερο σαν συμβατικό.)

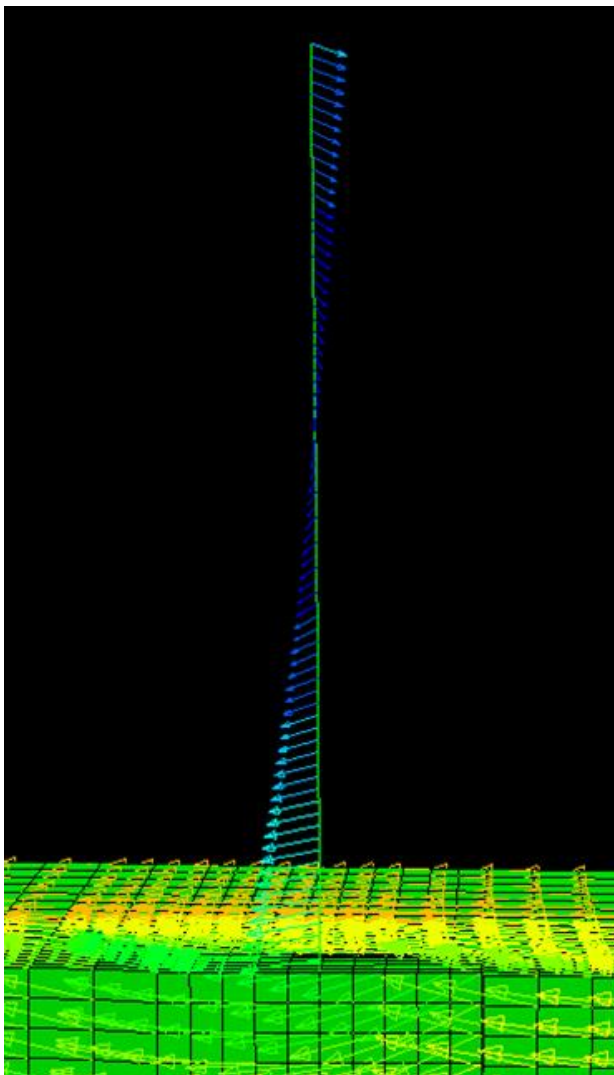
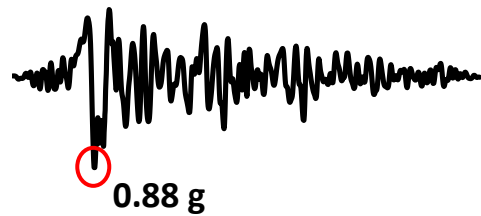
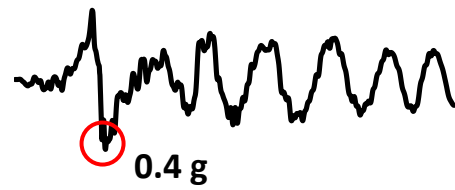
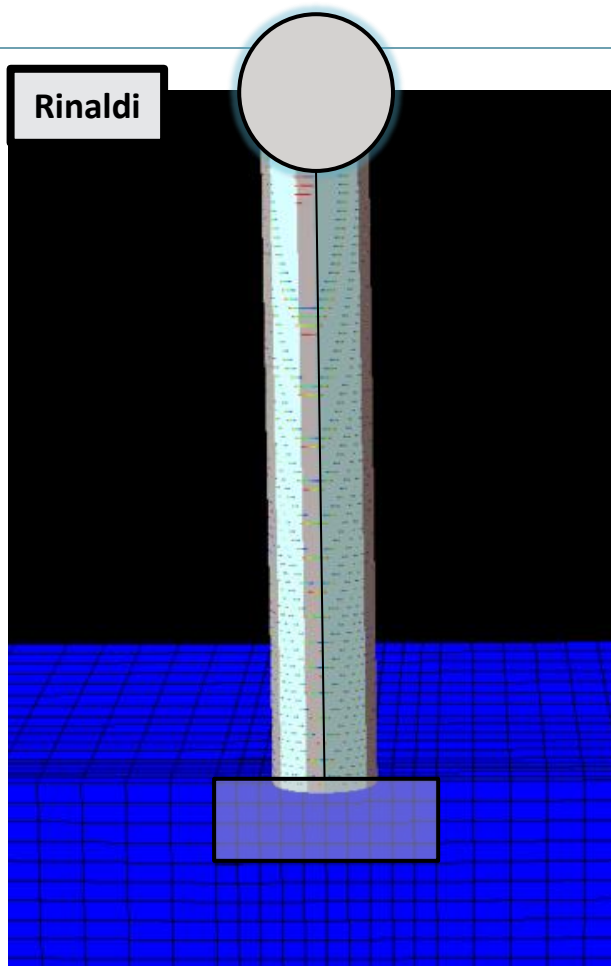




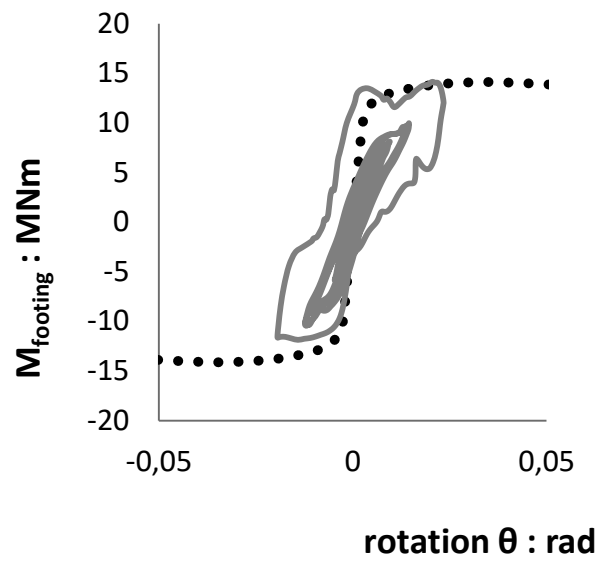
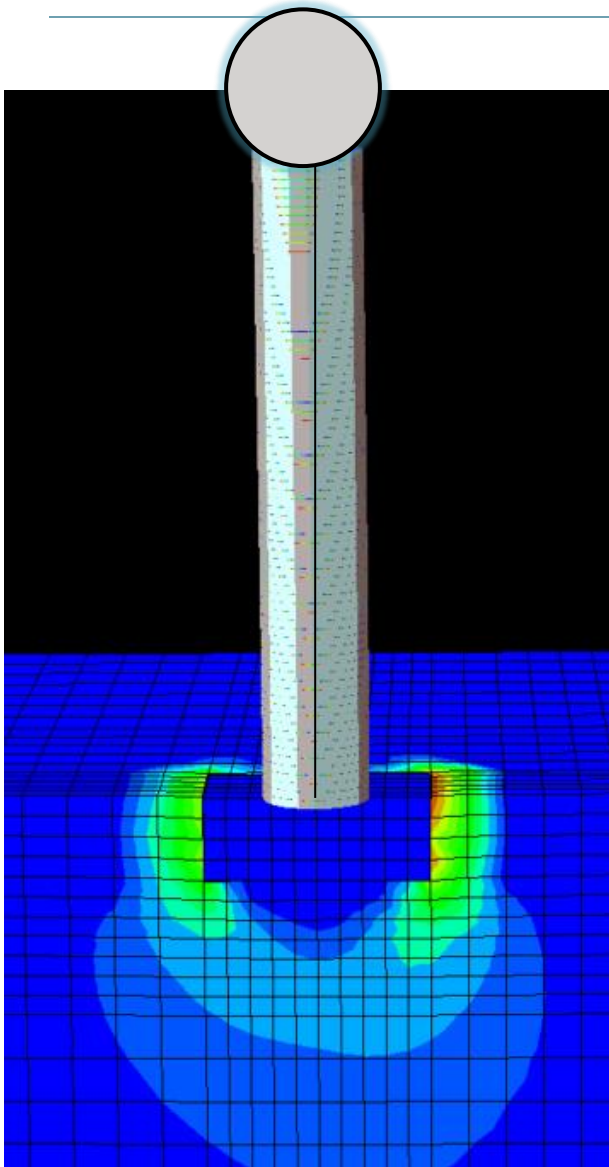
Αντιστοίχως, εικόνα των διανυσμάτων επιτάχυνσης όταν εμφανίζεται ξανά η «υπεραντοχή», όπως φαίνεται και στο διάγραμμα. Η ανωδομή και πάλι έχει την ίδια φορά κίνησης με τη θεμελίωση και το έδαφος και εμποδίζεται ο λικνισμός του θεμελίου.



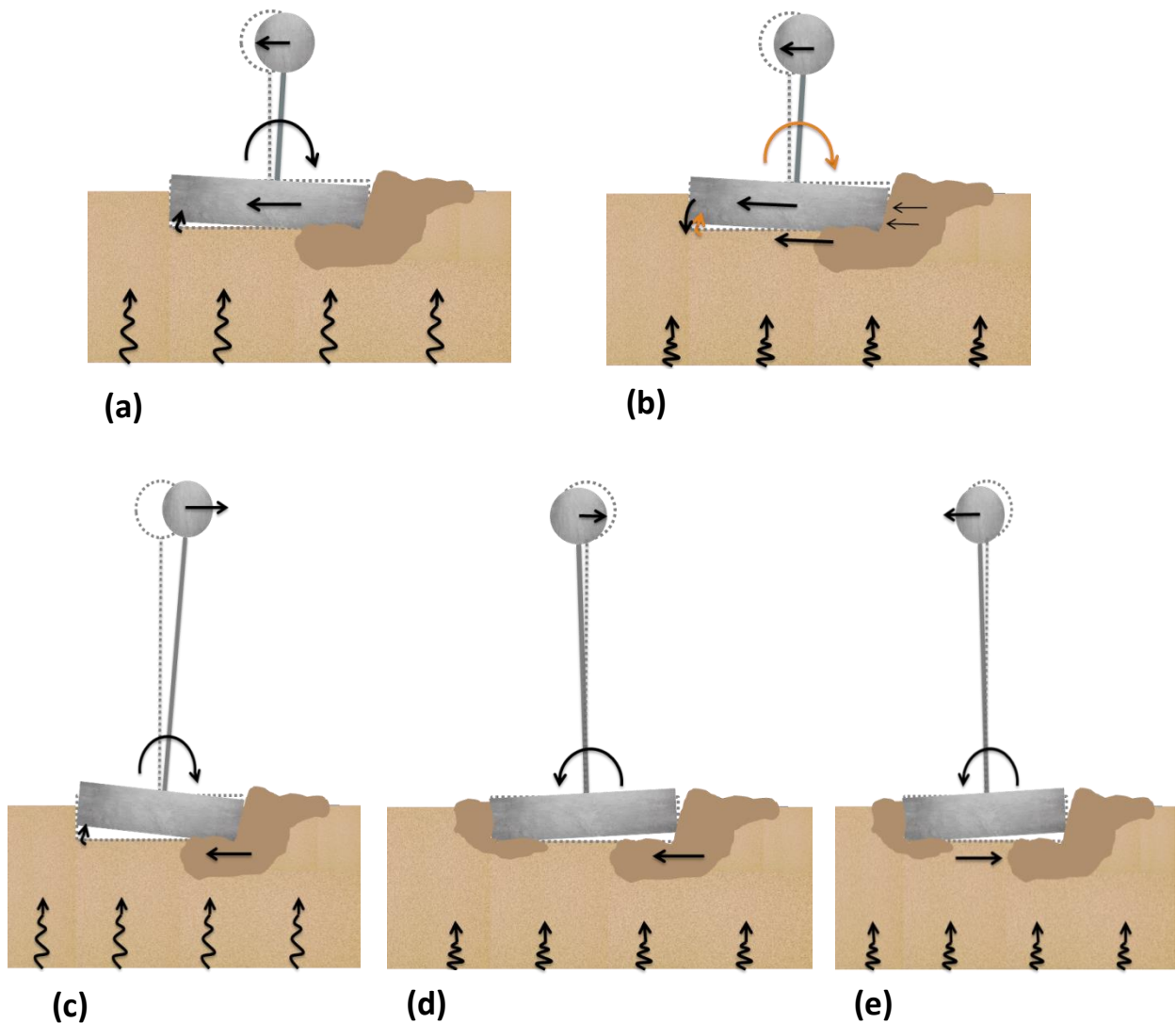
Σχήμα 5.6 : Στιγμιότυπα από την συμπεριφορά του χθαμαλού, μη συμβατικά σχεδιασμένου βάθρου στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης του Rinaldi. Με χρώμα συμβολίζονται οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους. Η μέγιστη επιτάχυνση που δέχεται η βάση του βάθρου είναι 0.9 g ενώ η μέγιστη επιτάχυνση που δέχεται η κορυφή είναι 0.81 g. Επιπροσθέτως φαίνονται οι χρονικές στιγμές για τις οποίες το έδαφος εμφανίζει μια «υπεραντοχή» και όπως παρατηρείται είναι οι στιγμές που εμποδίζεται ο λικνισμός λόγω του ότι η ανωδομή με το θεμέλιο και το έδαφος έχουν την ίδια φορά κίνησης.



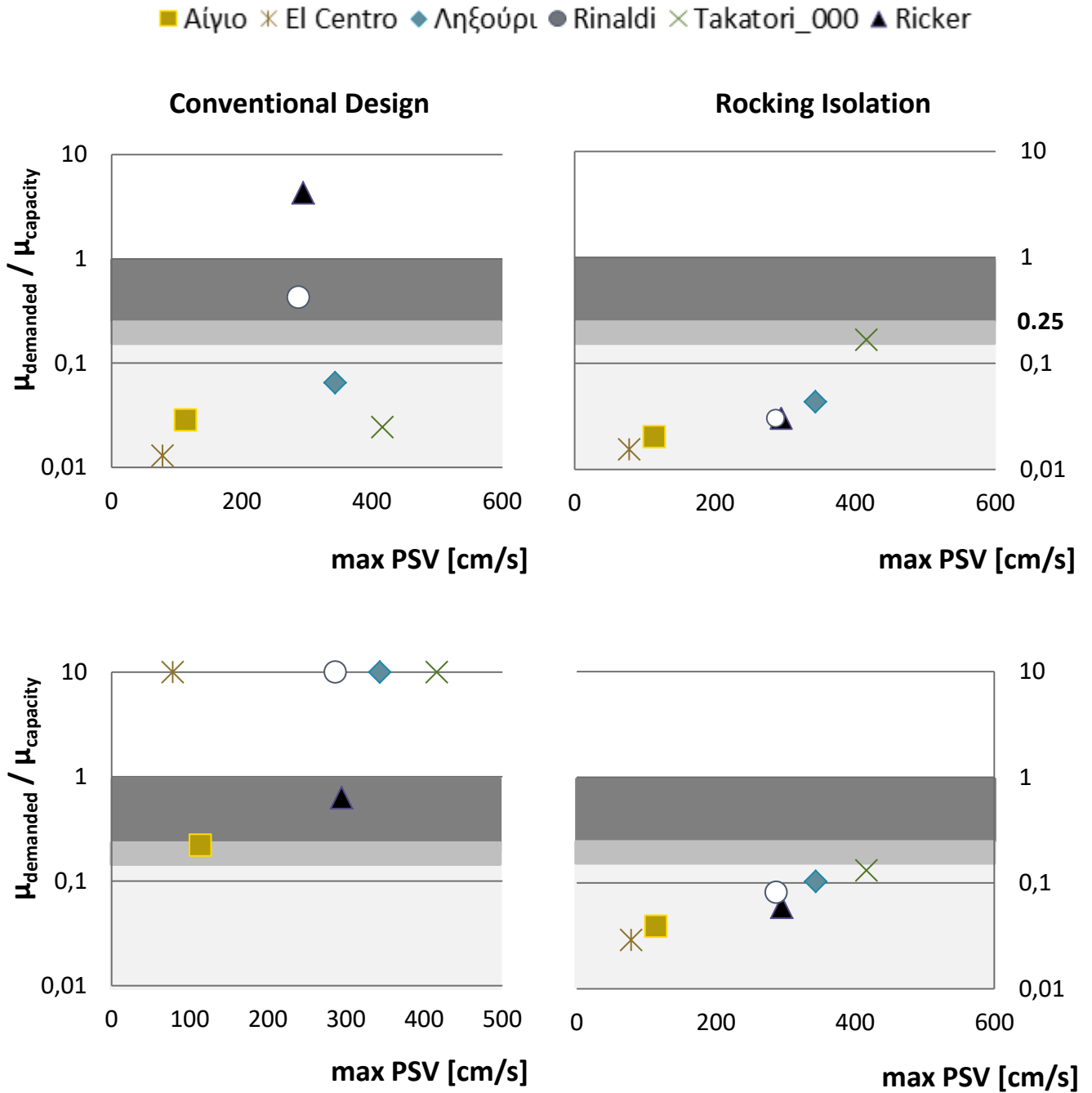
Σχήμα 5.7 : (α) Δείχνονται οι μέγιστες επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στη βάση και στην κορυφή του υψίκορμου *μή* συμβατικά θεμελιωμένου βάρου κατά την επιβολή σεισμικής διέγερσης Rinaldi . Στη διπλανή εικόνα φαίνονται οι κατευθύνσεις των επιταχύνσεων την ίδια χρονική στιγμή κατά την οποία στο αντίστοιχο χθαμαλό βάθρο παρατηρούνταν εμπόδιος του λικνισμού.



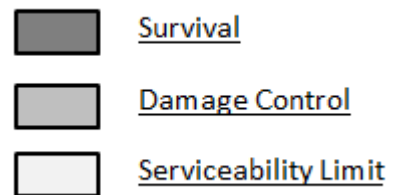
Σχήμα 5.7 : (b) Πράγματι, όπως φαίνεται και στο διάγραμμα $M - \theta$ δεν εμφανίζονται ιδιαίτερες υπεραντοχές στο έδαφος. Στο διπλανό σχήμα φαίνονται οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους λόγω του λικνισμού της υψίκορμης μη συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής.

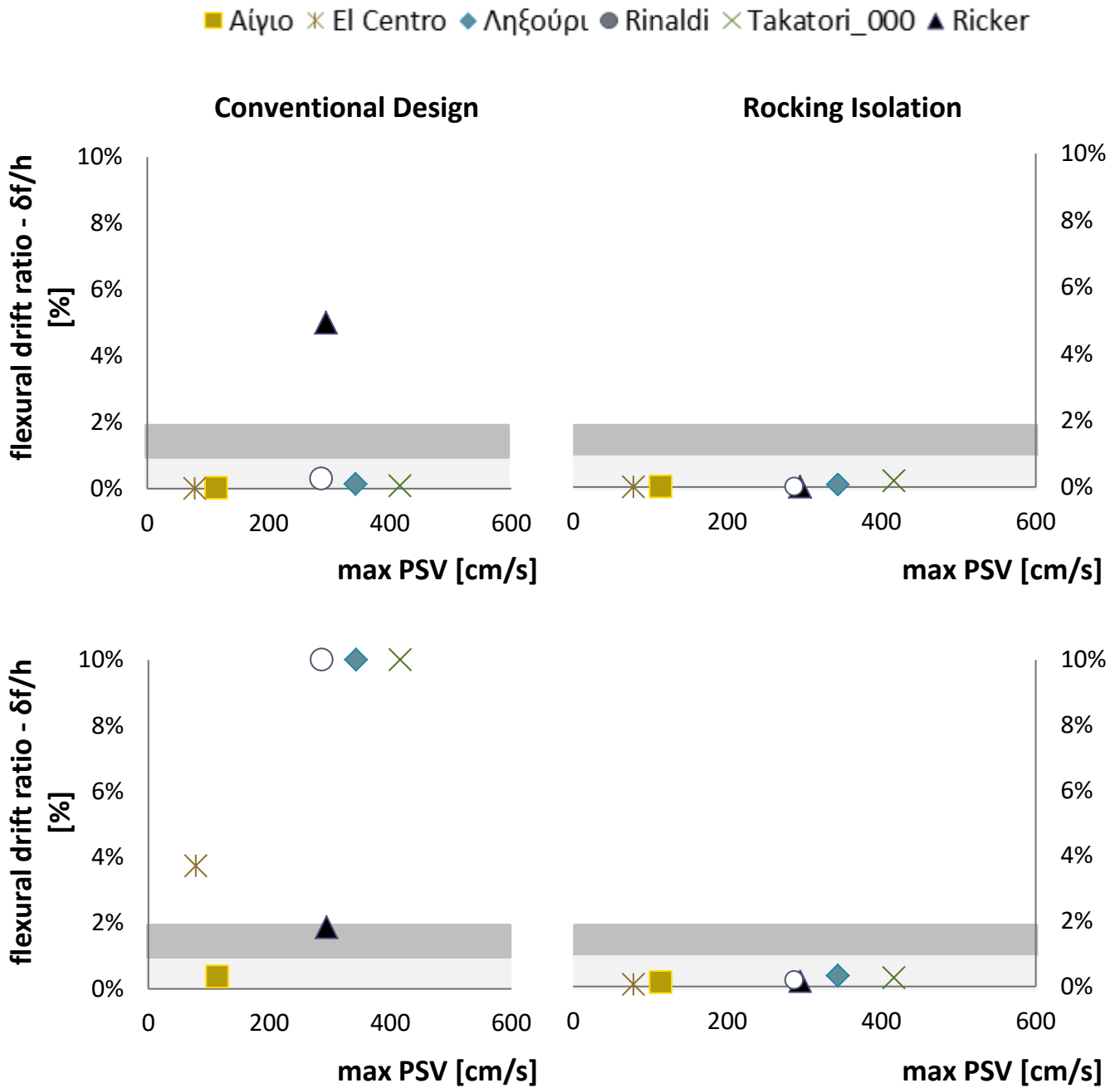


Σχήμα 5.8 : Σκαριφηματική επεξήγηση του εμποδισμού του λικνισμού του χθαμαλού βάθρου σε σύγκριση με το υψίκορμο. Τα σκαριφήματα a , b αντιστοιχούν στο χθαμαλό και τα c, d, e στο υψίκορμο. **(a)** Τη χρονική στιγμή αυτή, λόγω της σεισμικής διέγερσης το έδαφος κινείται προς τα αριστερά, άρα και το θεμέλιο ακολουθεί την ίδια φορά, ωστόσο επειδή είναι υποδιαστασιοποιημένο και επιτρέπεται ο λικνισμός, τείνει να ανασηκωθεί προς τα δεξιά, η μάζα του καταστρώματος ωστόσο τείνει να κινηθεί και αυτή προς τα αριστερά οπότε και εμποδίζει τον λικνισμό. **(b)** Στιγμιαία ο ταλαντωτής μένει καθηλωμένος στο έδαφος και επομένως μεταβιβάζεται μεγαλύτερη επιτάχυνση στην ανωδομή η οποία αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη ροπή στο θεμέλιο. **(c)** Τη χρονική αυτή στιγμή λόγω της σεισμικής διέγερσης το έδαφος έχει την τάση να κινηθεί προς τα αριστερά, το θεμέλιο επίσης, η ανωδομή ωστόσο καθώς ταλαντώνεται έχει την τάση να κινηθεί προς τα δεξιά οπότε και δεν εμποδίζεται ο λικνισμός του θεμελίου **(d)** μετά από κάποια στιγμή η επιτάχυνση της κορυφής του καταστρώματος μειώνεται και αλλάζει φορά ενώ το έδαφος κινείται πλέον προς την αντίθετη κατεύθυνση **(e)** . Ο λικνισμός λειτουργεί επιτυχώς και μικρότερες επιταχύνσεις μεταβιβάζονται στην ανωδομή.

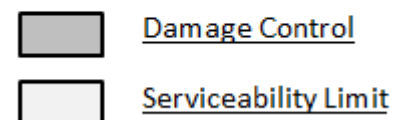


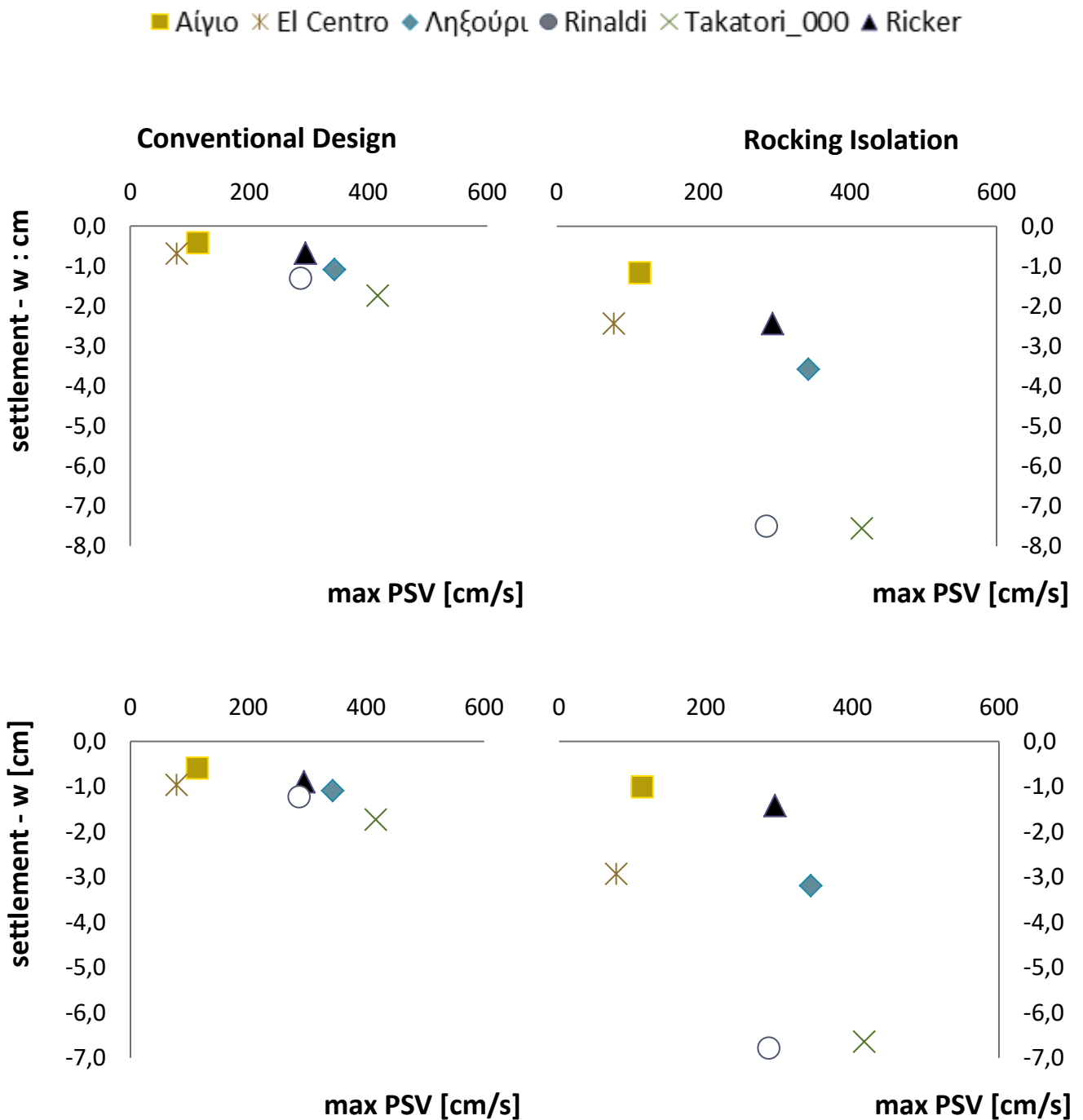
Σχήμα 5.9 : Διαγράμματα με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα του λόγου $\mu_{\text{demanded}} / \mu_{\text{capacity}}$ εκφρασμένα ως προς τις μέγιστες φασματικές ταχύτητες της κάθε σεισμικής διέγερσης. Στην πάνω σειρά αντιστοιχούν τα διαγράμματα του χθαμαλού βάρους και στην κάτω του υψίκορμου.





Σχήμα 5.10 : Διαγράμματα με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα του λόγου δ_f/h εκφρασμένα ως προς τις μέγιστες φασματικές ταχύτητες της κάθε σεισμικής διέγερσης. Στην πάνω σειρά αντιστοιχούν τα διαγράμματα του χθαμαλού βάθρου και στην κάτω του υψίκορμου.



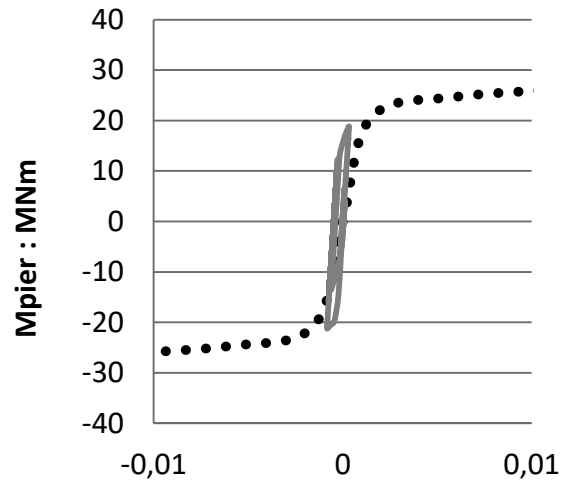
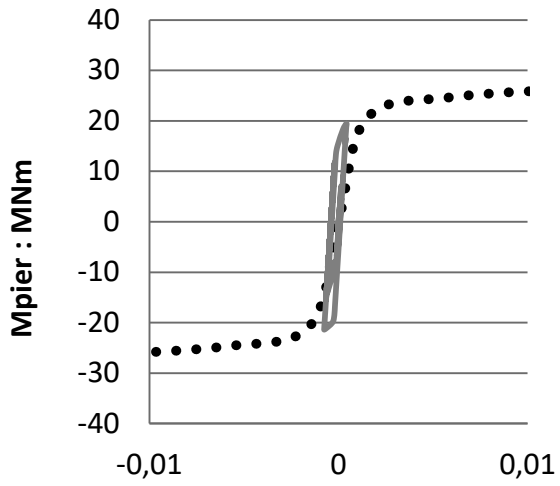


Σχήμα 5.11 : Διαγράμματα με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των πρόσθετων καθιζήσεων που προκλήθηκαν από τις σεισμικές διεγέρσεις εκφρασμένα ως προς τις μέγιστες φασματικές ταχύτητες της κάθε σεισμικής διέγερσης. Στην πάνω σειρά αντιστοιχούν τα διαγράμματα του χθαμαλού βάρους και στην κάτω του υψίκορμου.

Rinaldi - modified

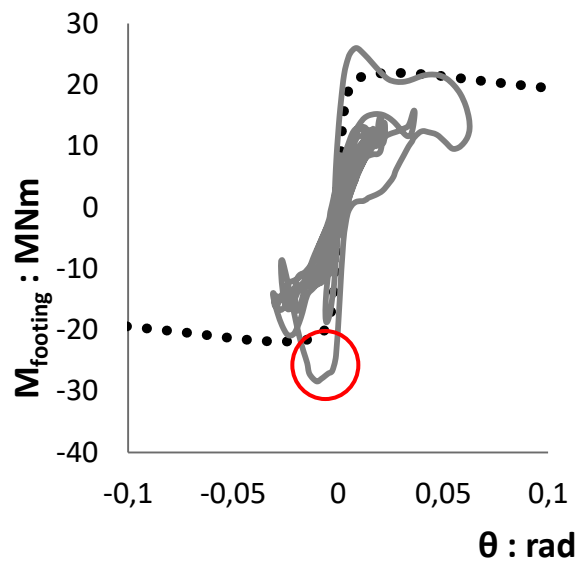
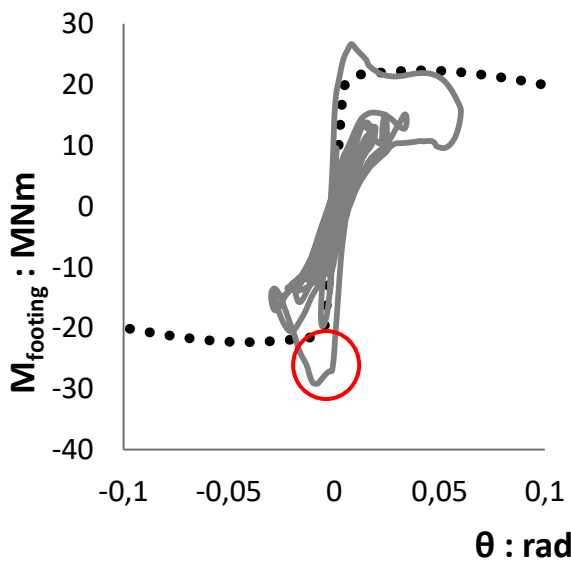
5 m Breadth

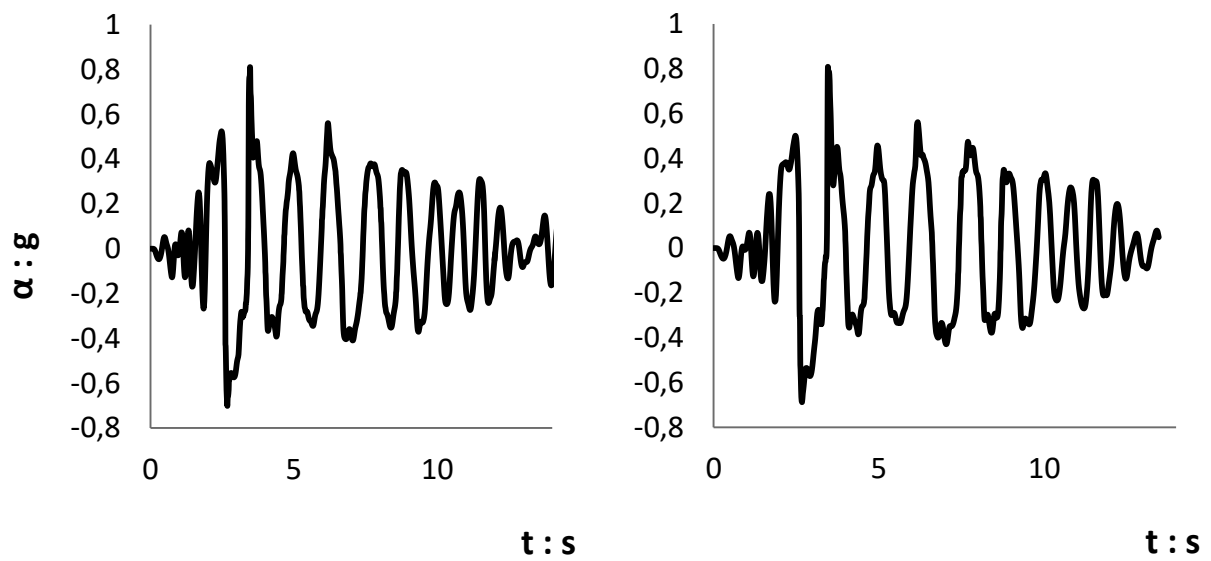
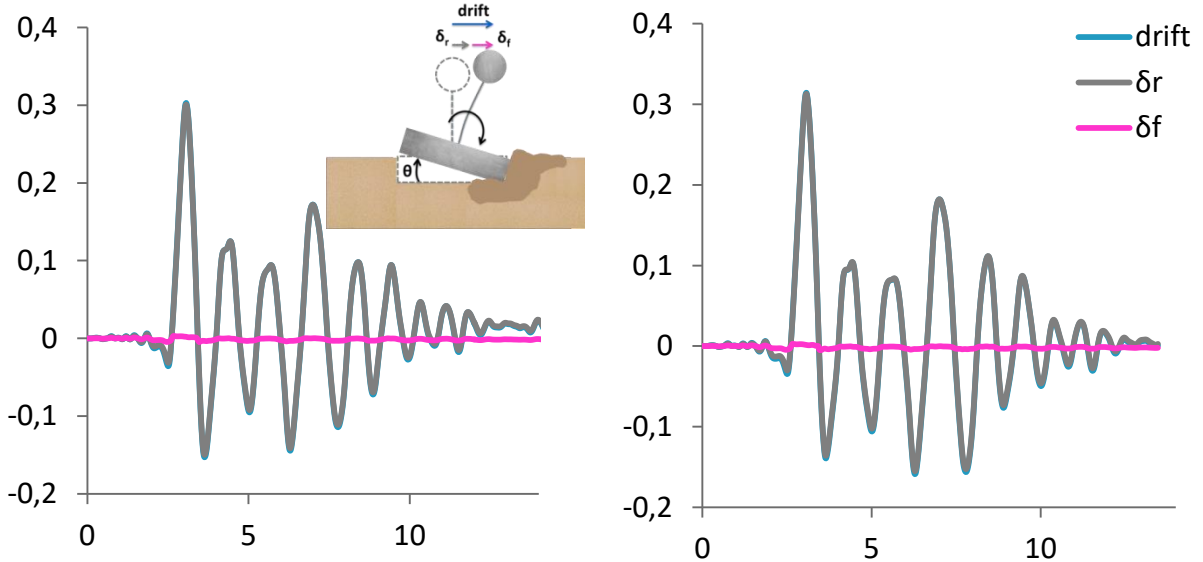
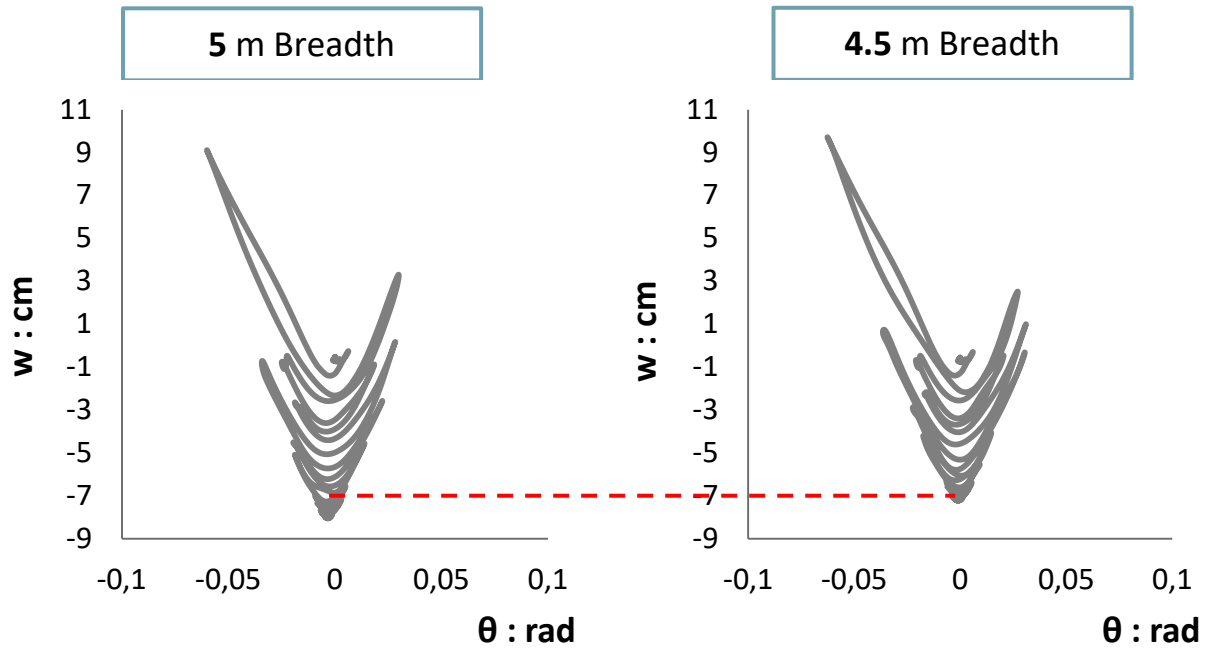
4.5 m Breadth

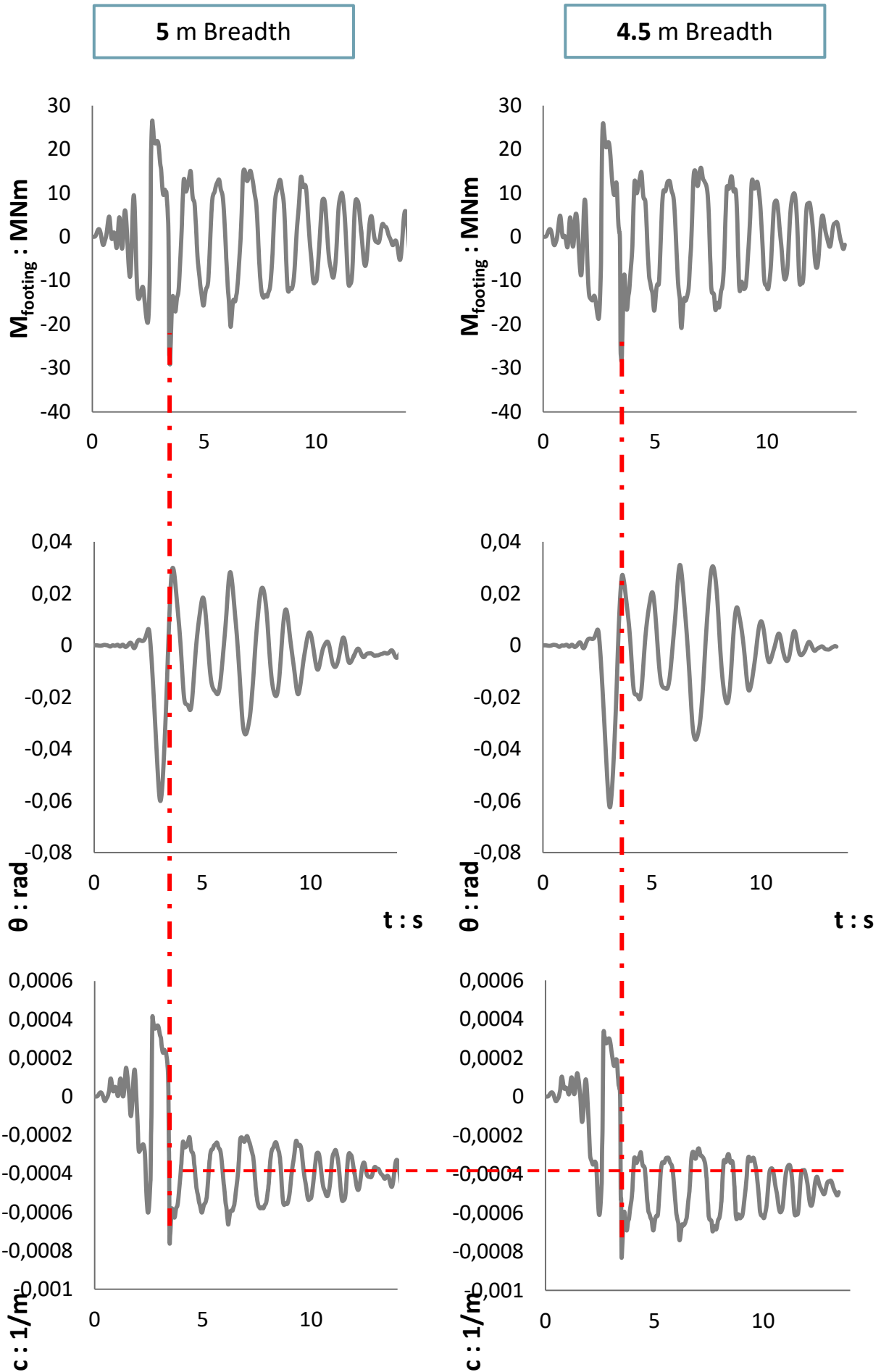


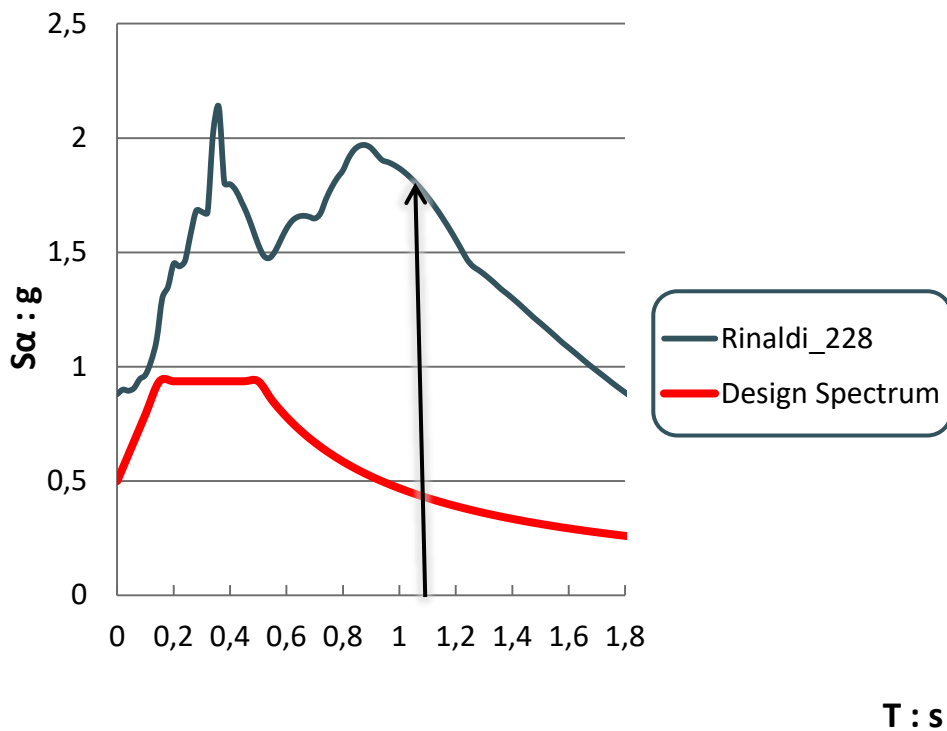
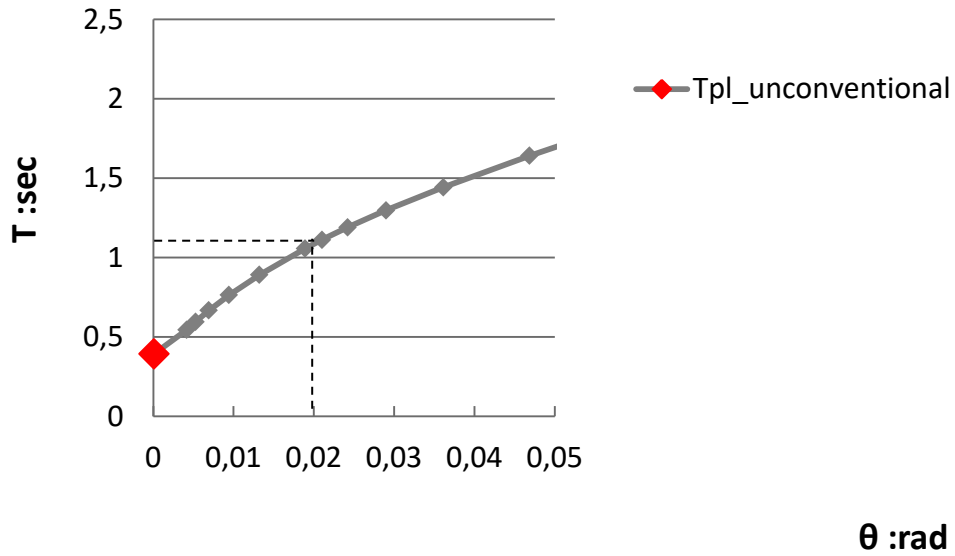
c : 1/m

c : 1/m









Σχήμα 5.12 : Αποτελέσματα των δύο χθαμαλών μη συμβατικά σχεδιασμένων βάθρων για τη σεισμική διέγερση του Rinaldi. Όπως παρατηρείται οι διαφορές για τα δύο βάθρα είναι αμελητέες.

Κεφάλαιο 6

Συμπεράσματα

6.1 Συμπεράσματα

Έπειτα από παρατήρηση της μονοτονικής και σεισμικής απόκρισης των τεσσάρων βάθρων προέκυψαν κάποια συμπεράσματα.

Αρχικά, πρέπει να αναφερθεί το γενικό συμπέρασμα πως η απόκριση μιας κατασκευής μπορεί να διαφοροποιηθεί σημαντικά ανάλογα με το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης. Για παράδειγμα παρατηρήθηκε ότι το χθαμαλό συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο δεν επηρεαζόταν από σεισμούς που είχαν δεσπόζουσα περίοδο πολύ μεγαλύτερη από εκείνο, σε αντίθεση με το υψίκορμο του οποίου η ιδιοπερίοδος συνέπεσε με την δεσπόζουσα πολλών από τις σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν και σαν αποτέλεσμα αστόχησε πολλές περισσότερες φορές.

Επιπροσθέτως θα πρέπει να τονισθεί το ότι η μεταβολή των αδρανειακών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής, λόγω αλληλεπίδρασης με το έδαφος, μπορεί εν γένει να διαφοροποιήσει σημαντικά την απόκρισή της. Όσον αφορά τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν διαπιστώνεται ότι αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος δεν συνεπάγεται πάντοτε μείωση των φασματικών επιταχύνσεων.

Συγκεκριμένα για το χθαμαλό βάθρο η αύξηση αυτή λειτουργούσε λιγότερο ευεργετικά σε σύγκριση με το υψίκορμο. Από το διάγραμμα των ελαστικών φασμάτων των σεισμικών διεγέρσεων που επιβλήθηκαν στα μοντέλα (Κεφάλαιο 5^ο) μπορεί κάποιος να παρατηρήσει ότι το συμβατικά σχεδιασμένο χθαμαλό βάθρο, λόγω της ιδιοπεριόδου του, για έναν μεγάλο αριθμό σεισμικών διεγέρσεων τυχαίνει να βρίσκεται σε περιοχή φασματικών επιταχύνσεων εντός του σχεδιασμού του, για τις οποίες μπορεί και ανταπεξέρχεται με επιτυχία.

Στην περίπτωση, ωστόσο, του μη συμβατικά σχεδιασμένου χθαμαλού βάθρου για το οποίο ενεργοποιείται η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης και η ιδιοπεριόδός του τείνει να αυξηθεί, η κατασκευή πλέον βρίσκεται σε περιοχή φασματικών επιταχύνσεων που ξεπερνούν κατά πολύ την επιτάχυνση σχεδιασμού της. Σε συνδυασμό με το γεγονός ότι για κάποιες στιγμές ο λικνισμός της κατασκευής παρεμποδίζεται με αποτέλεσμα εκείνη να παραμένει στιγμιαία στο έδαφος, απόρροια του οποία είναι η μεταβίβαση μεγάλων επιταχύνσεων στην ανωδομή και ο σχηματισμός μεγάλων ροπών ανατροπής στη βάση της. Λόγω αυτού μάλιστα, σε ορισμένες περιπτώσεις οι μέγιστες ροπές που παρατηρούνταν στη βάση του λικνιζόμενου χθαμαλού βάθρου ξεπερνούσαν εκείνες του συμβατικού και η καταπόνησή του ήταν μεγαλύτερη.

Από την άλλη μεριά το υψίκορμο συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο αστόχησε στις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα. Αυτό συνέβη λόγω των αδρανειακών του χαρακτηριστικών. Η ιδιοπερίοδός του τυχαίνει να αντιστοιχεί σε περιοχές των ελαστικών φασμάτων των σεισμικών διεγέρσεων για τις οποίες οι φασματικές επιταχύνσεις ξεπερνούν κατά πολύ την επιτάχυνση σχεδιασμού. Σαν αποτέλεσμα στην κατασκευή αναπτύσσονται τέμνουσες δυνάμεις και ροπές πολύ μεγαλύτερες από εκείνες που μπορεί να αντέξει και αστοχεί.

Αντιθέτως , για το υψίκορμο μη συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο η αύξηση αυτή της ιδιοπερίοδου του λόγω αλληλεπίδρασης με το έδαφος έδρασή του λειτούργησε απολύτως ευεργετικά. Σε όλες τις περιπτώσεις των σεισμικών διεγέρσεων που εφαρμόστηκαν το βάθρο αυτό συμπεριφέρθηκε καλύτερα σε σχέση με το αντίστοιχο συμβατικό. Αυτό οφείλεται κατά ένα μεγάλο μέρος στο ότι η ιδιοπερίοδός του πλέον αντιστοιχούσε σε περιοχές του ελαστικού φάσματος των διεγέρσεων για το οποίο οι φασματικές επιταχύνσεις ήταν μικρότερες από την επιτάχυνση σχεδιασμού του, οπότε και η καταπόνηση του βάθρου ήταν μικρότερη.

Ακόμη ένα συμπέρασμα που δεν πρέπει να αγνοηθεί είναι το εξής, οι σεισμικές διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν και στα δύο βάθρα ποίκιλαν ανάλογα με τον συχνοτικό τους περιεχόμενο. Για τον λόγο αυτό άλλες φορές καταπονούνταν περισσότερο το χθαμαλό βάθρο και άλλες το υψίκορμο. Θα πρέπει να τονιστεί όμως πως η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού εκτός από τον ευεργετικό ρόλο που έπαιξε για το υψίκορμο βάθρο σε σεισμικές διεγέρσεις που ξεπερνούσαν κατά πολύ την σεισμική διέγερση σχεδιασμού της κατασκευής ακριβώς την ίδια ευεργετική επίδραση είχε και για σεισμικές διεγέρσεις μικρότερες από εκείνη. Η δε ευεργετική επίδραση αυτή αφορά στις επιταχύνσεις που μεταβιβάζονται στην ανωδομή άρα και στις αναπτυσσόμενες τέμνουσες δυνάμεις και ροπές καθώς και στην παραμένουσα καμπυλότητα.

Ωστόσο η ευεργετική επίδραση του λικνισμού δεν είναι τόσο προφανής και για το χθαμαλό βάθρο. Όπως προαναφέρθηκε, στην περίπτωση του χθαμαλού βάθρου σε ορισμένες σεισμικές διεγέρσεις καλύτερη συμπεριφορά είχε η συμβατικά σχεδιασμένη κατασκευή και σε άλλες η μη συμβατικά σχεδιασμένη. Ειδικότερα σε όρους καμπυλότητας κάποιες φορές καλύτερα συμπεριφερόταν η συμβατικά σχεδιασμένη κατασκευή. Αυτό συνέβαινε λόγω του ότι στο βάθρο που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό του Ευρωκώδικα αναπτύσσονταν μικρότερες ροπές ανατροπής στο θεμέλιο του από ό,τι στο μη συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο. Παρόλα αυτά πρέπει να υπογραμμιστεί ότι σε σεισμικές διεγέρσεις για τις οποίες το

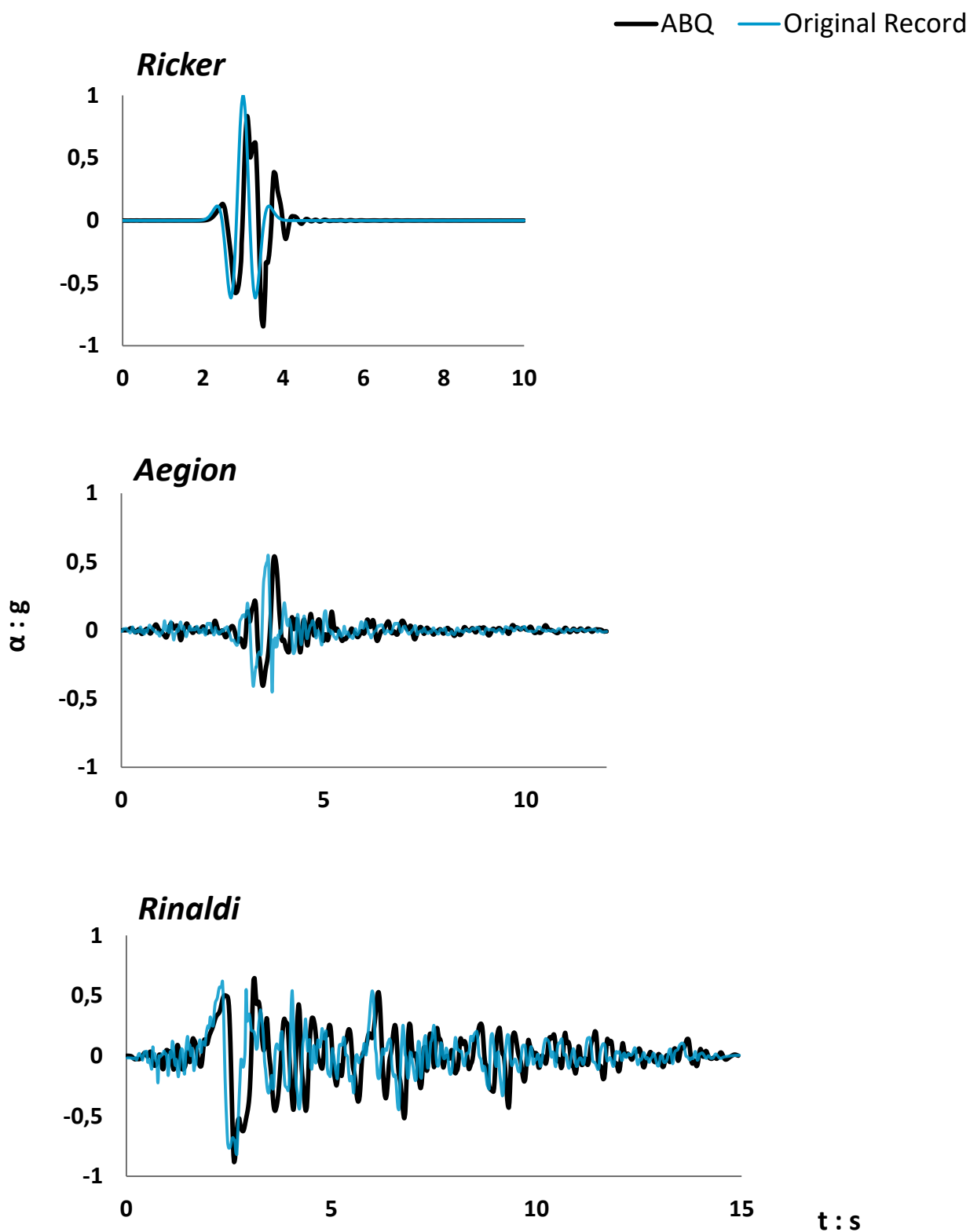
συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο αστοχούσε (Rinaldi, Ricker) το λικνιζόμενο συμπεριφερόταν επιτυχώς και μάλιστα μετά την σεισμική διέγερση διατηρούσε την λειτουργικότητά του. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στο γεγονός πως όσο κι αν εμποδιστεί ο λικνισμός του χθαμαλού θεμελίου δεν παύει να έχει ένα άνω όριο στην ροπή ανατροπής που θα αναπτυχθεί σε αυτό λόγω σχεδιασμού του, οπότε ακόμα και αν για κάποιες σεισμικές διεγέρσεις η ροπή ανατροπής του θεμελίου μπορεί να ξεπεράσει την ροπή αντοχής του υποστυλώματος αυτή η υπέρβαση δεν είναι ικανή να προκαλέσει πλήρη αστοχία του βάθρου.

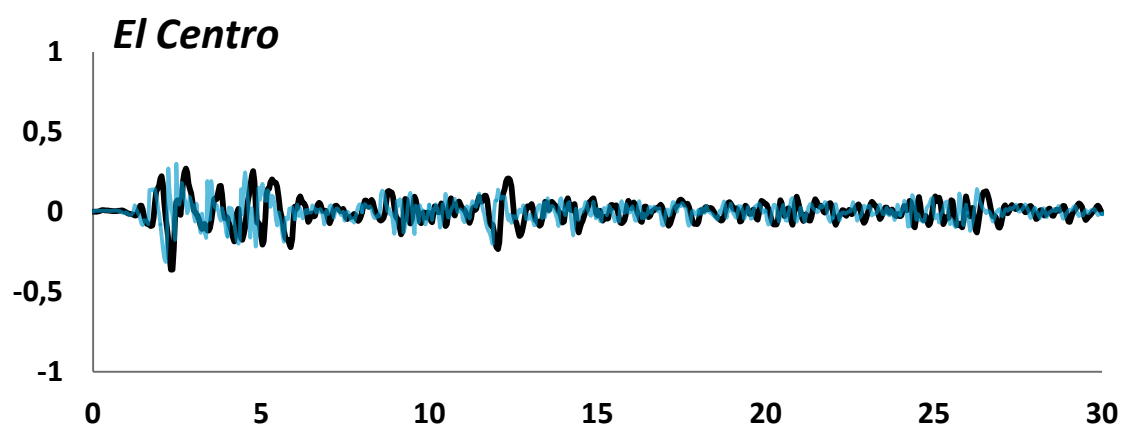
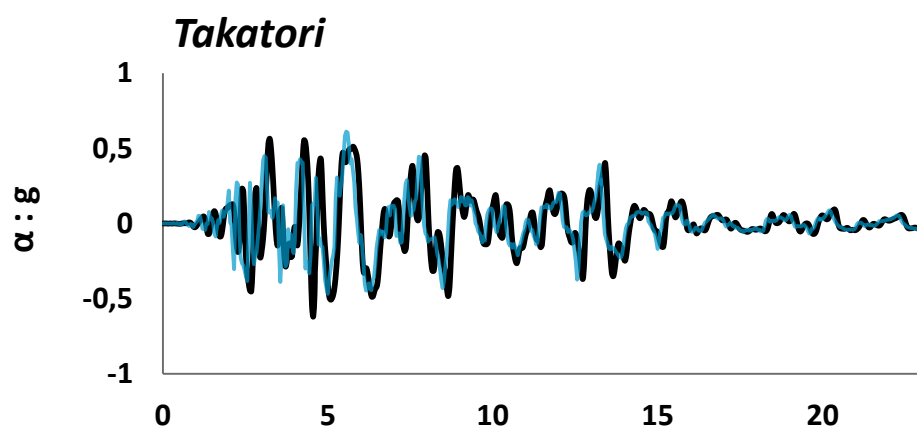
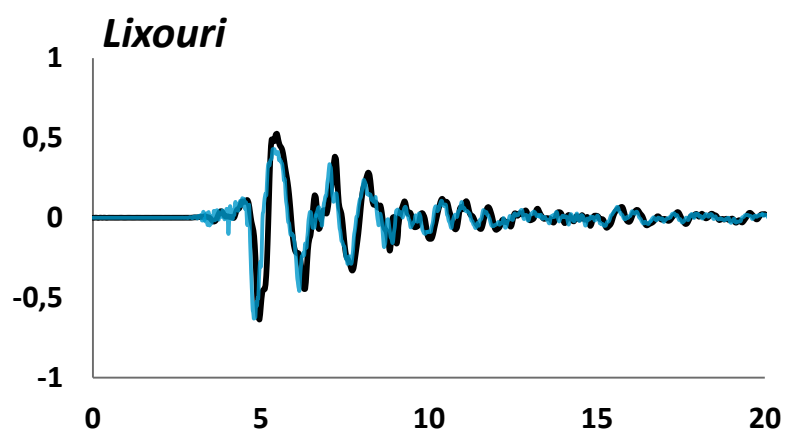
Εντούτοις, σημαντικό είναι να τονιστεί πως η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού παρόλο που λειτουργεί θετικά για μια κατασκευή σε όρους καμπυλότητας, κάμψης, συνοδεύεται από κάποιες επιπτώσεις οι οποίες είναι οι παραμένουσες καθιζήσεις καθώς και στροφές που προκαλούν οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος σε σχέση με τη βάση (rotational drift). Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι παραμένουσες καθιζήσεις δεν ξεπέρασαν τα 8 cm ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις του καταστρώματος δεν ξεπέρασαν τα 4 cm για το χθαμαλό και 18 cm για το υψίκορμο. Οι μετακινήσεις αυτές μπορεί να θεωρούνται απαγορευτικές από τους κανονισμούς, ωστόσο δεν μπορεί να παραβλεφθεί πως στις αντίστοιχες συμβατικές κατασκευές τα βάθρα οδηγούνταν σε πλήρη κατάρρευση.

Εν κατακλείδι, συμπεραίνεται πως η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού λειτουργεί εμφανώς αποδοτικότερα στο υψίκορμο βάθρο σε σχέση με το χθαμαλό. Ωστόσο και στο δεύτερο παρουσιάζει ευεργετική συμπεριφορά, απλώς όχι τόσο εμφανή όσο στο πρώτο. Επίσης δεν παύει να είναι ένας οικονομικότερος τρόπος σχεδιασμού, τη στιγμή που τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια φτάνουν να είναι 40% μικρότερα από τα αντίστοιχα συμβατικά σχεδιασμένα, οπότε υπάρχει σημαντική εξοικονόμηση υλικών καθώς και εκσκαφών. Τέλος οι παραμένουσες μετακινήσεις των μη συμβατικά σχεδιασμένων θεμελίων είναι σημαντικές (σε όρους καθιζήσεων και στροφών). Ήδη έχουν υπάρξει μελέτες (πειραματικές εργασίες αλλά και θεωρητικές) για την αντιμετώπιση αυτού του μη θεμιτού αποτελέσματος που προκύπτει από την σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού · μελλοντικά ίσως με τον σχεδιασμό κάποιων υβριδικών θεμελιώσεων ενδεχομένως να εξαλειφθεί και αυτό το αρνητικό στοιχείο.

Παράρτημα

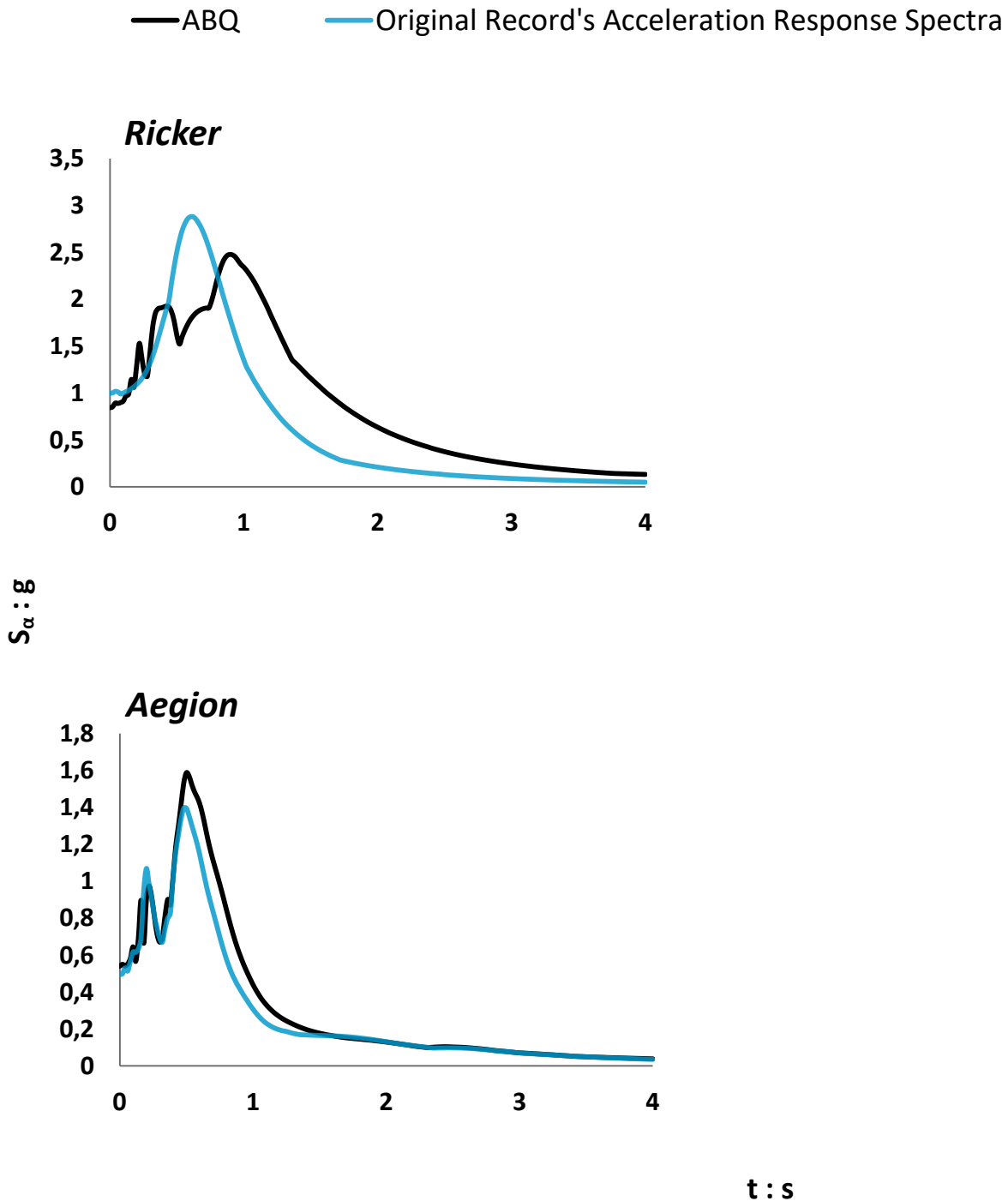
Σχήμα Π1 : Αναλυτικά οι συγκρίσεις μεταξύ των πραγματικών καταγραφών που εφαρμόστηκαν στη βάση των dashpots και των καταγραφών που προέκυπταν στο ελεύθερο πεδίο του αριθμητικού προσομοιώματος.

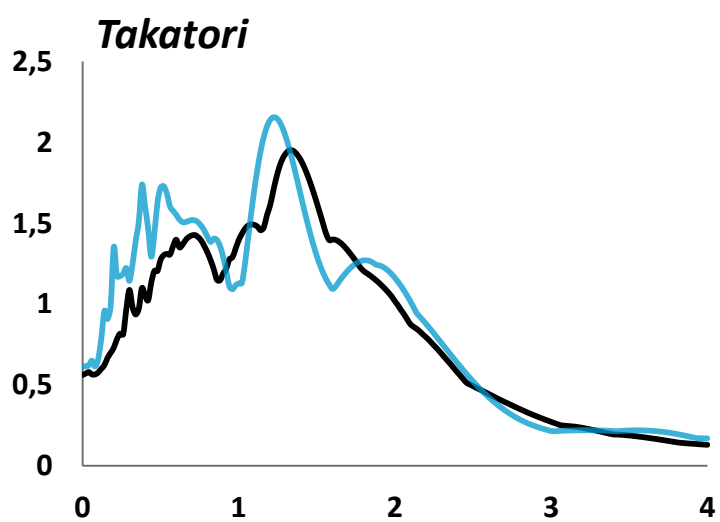
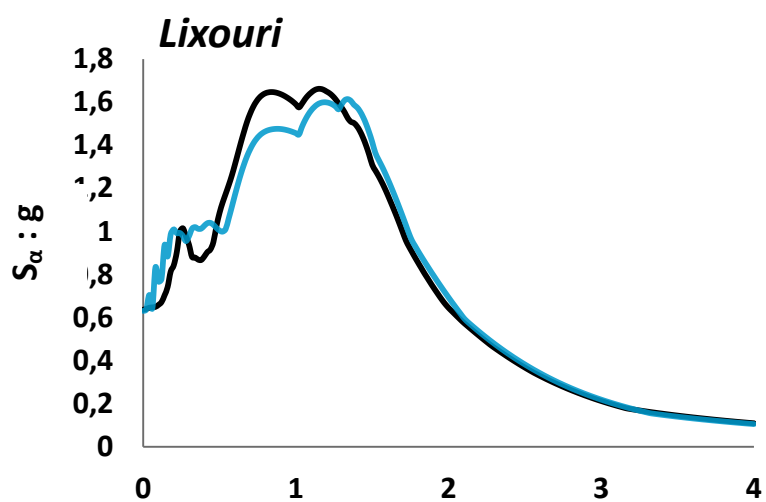
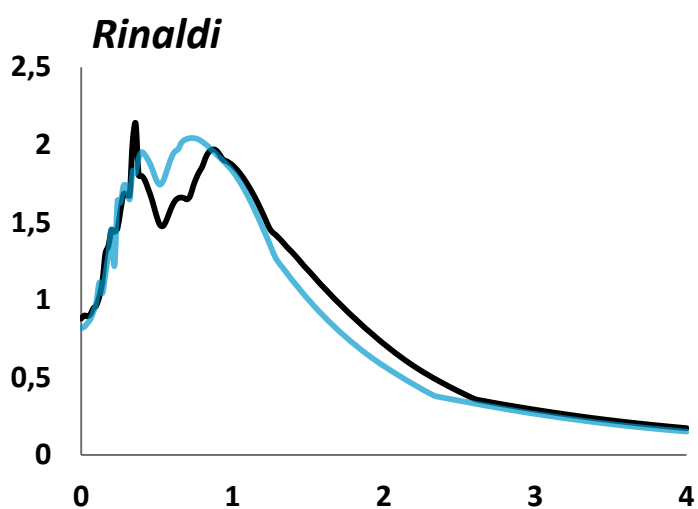




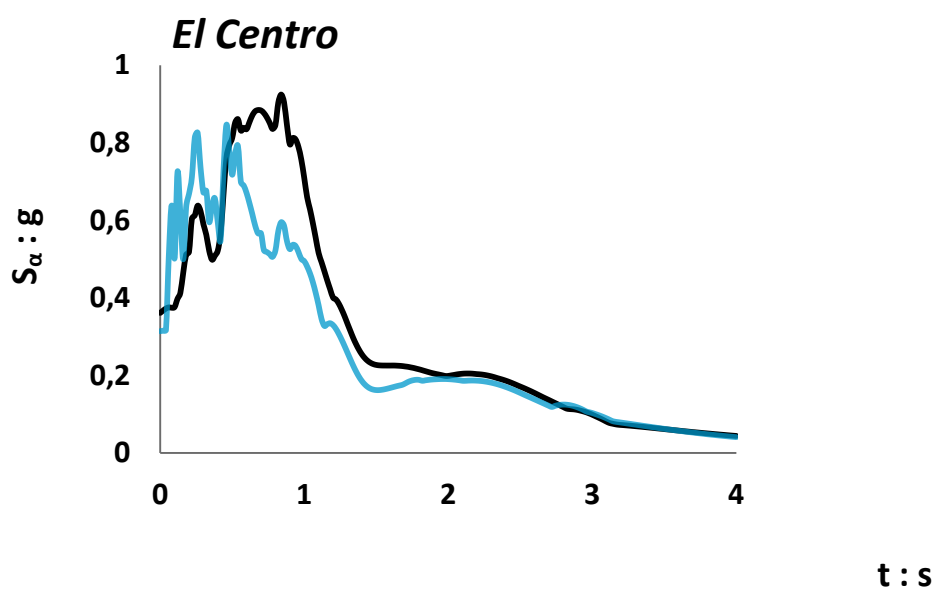
t : s

Σχήμα Π2 : Διαγράμματα Ελαστικών Φασμάτων των πραγματικών καταγραφών και των αντίστοιχων που βρέθηκαν στο ελεύθερο πεδίο του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

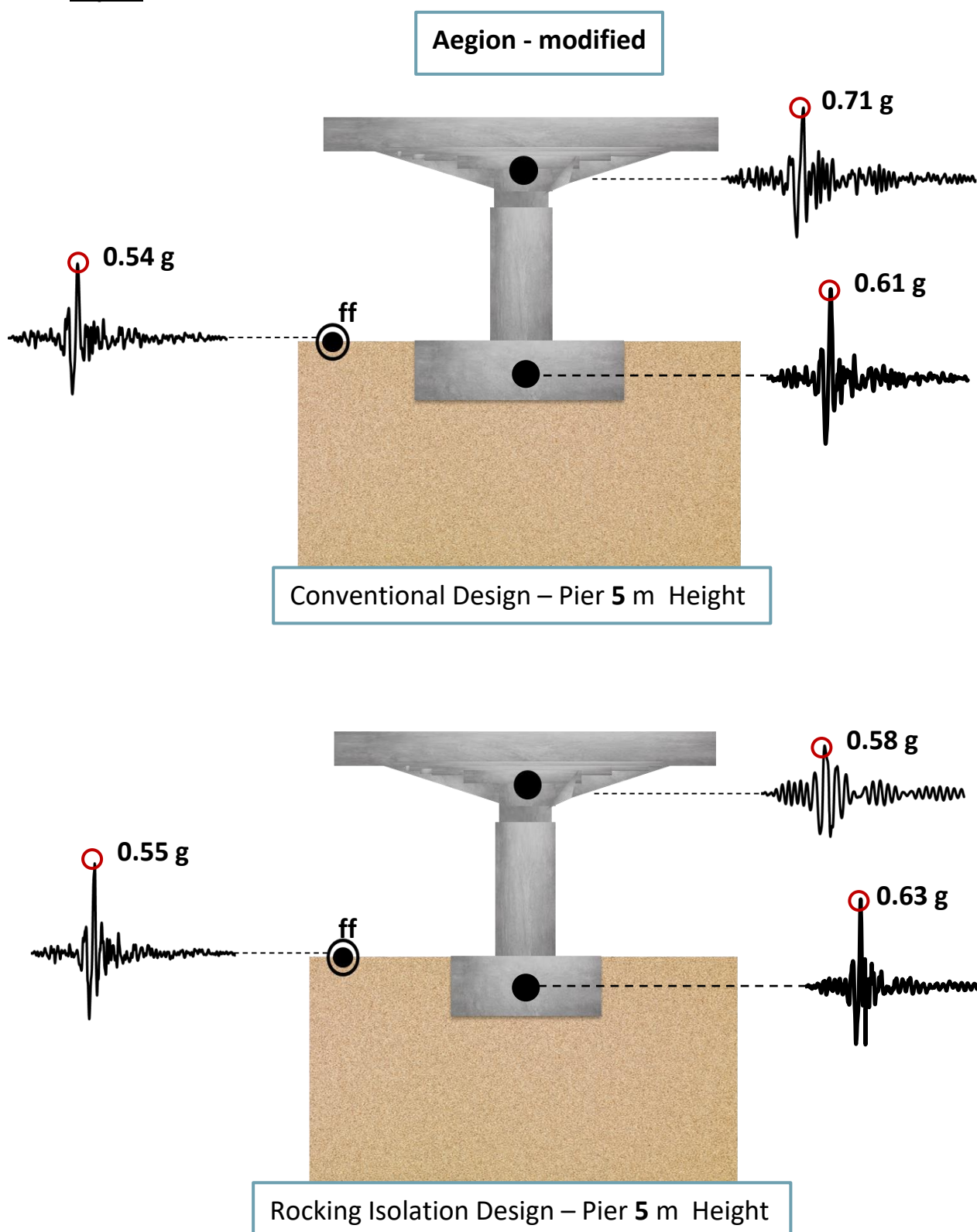




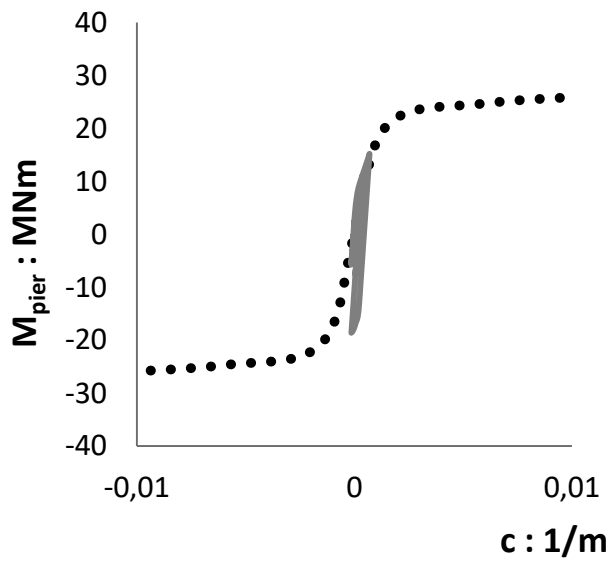
t : s



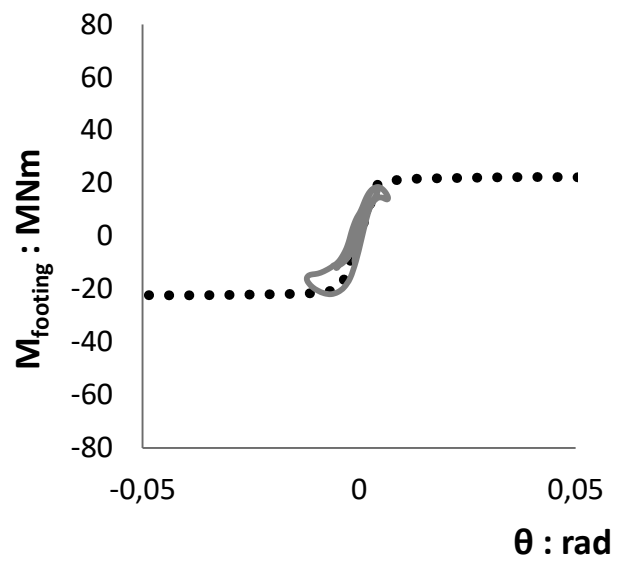
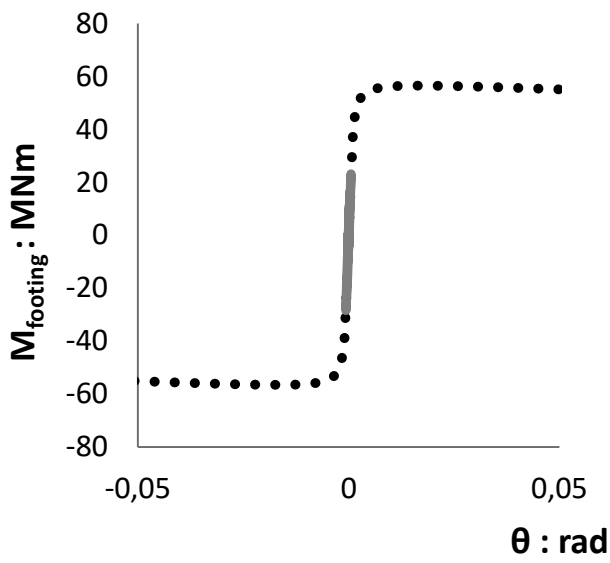
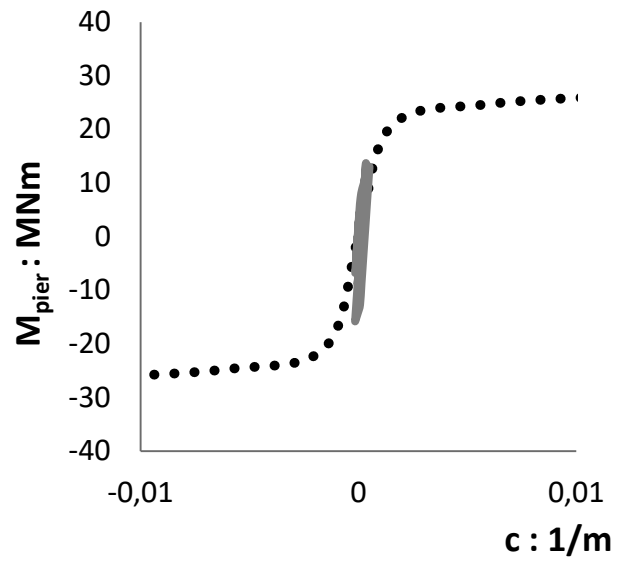
Σχήμα Π.3 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του Αιγίου.



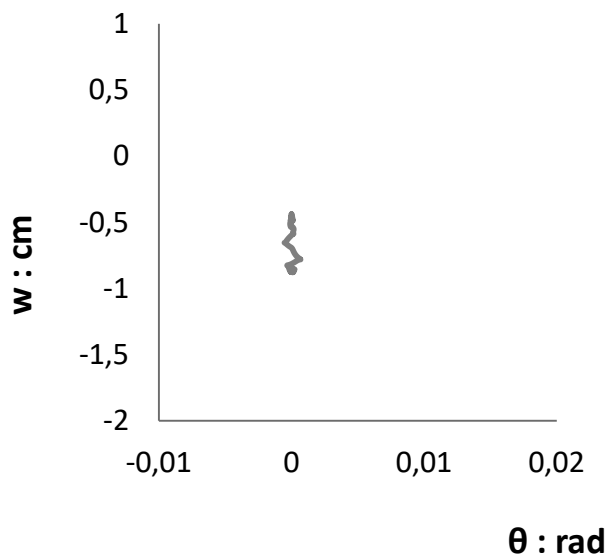
Conventional Design



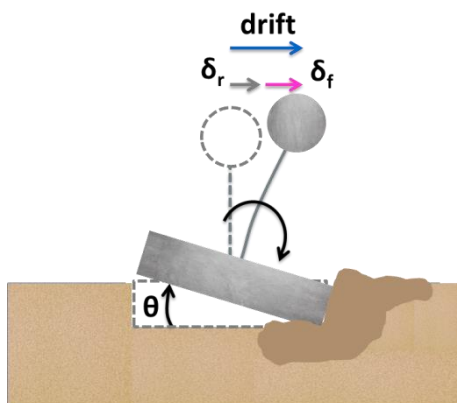
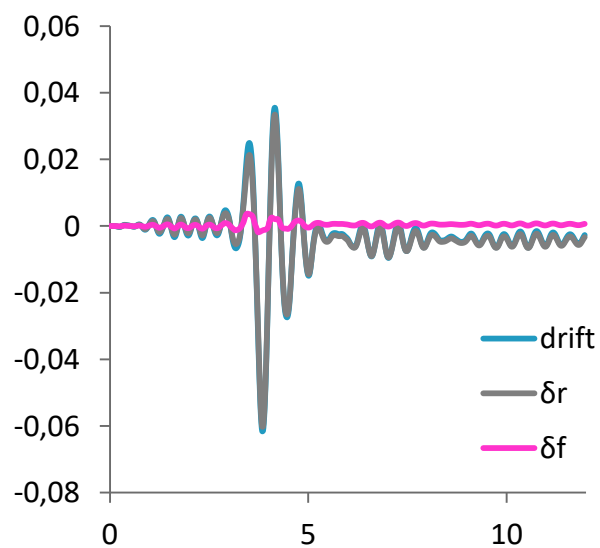
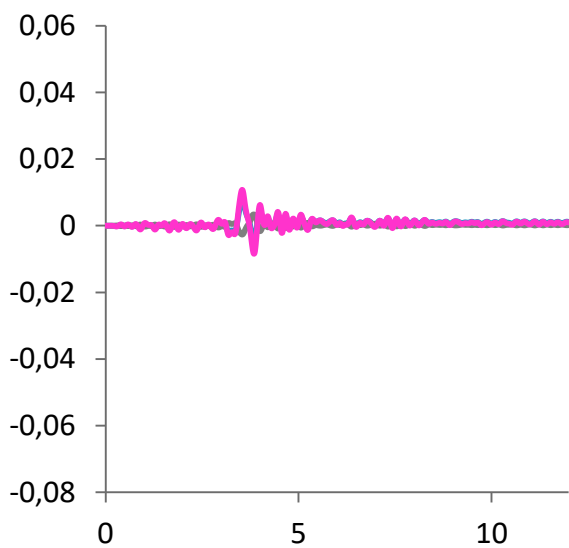
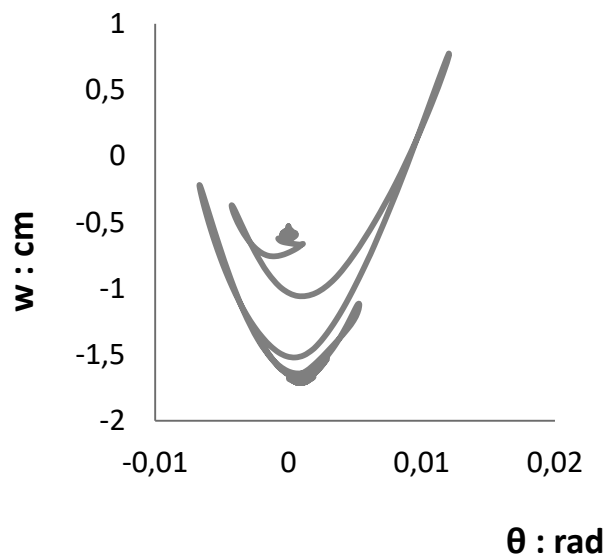
Rocking Isolation Design



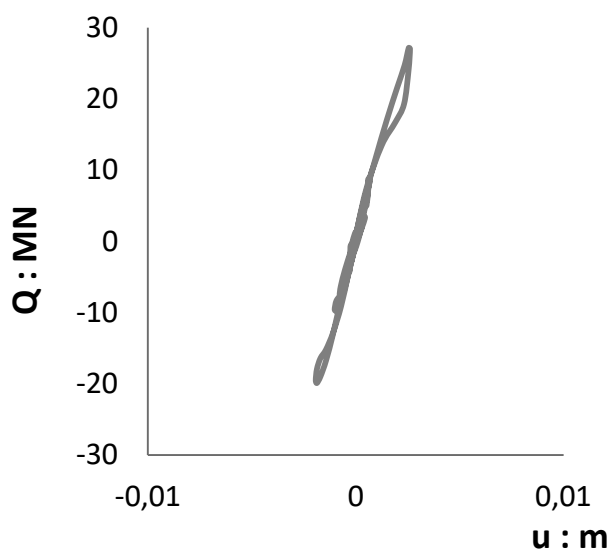
Conventional Design



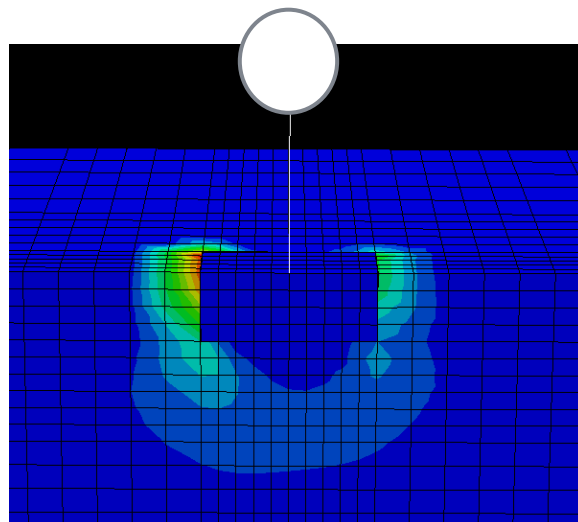
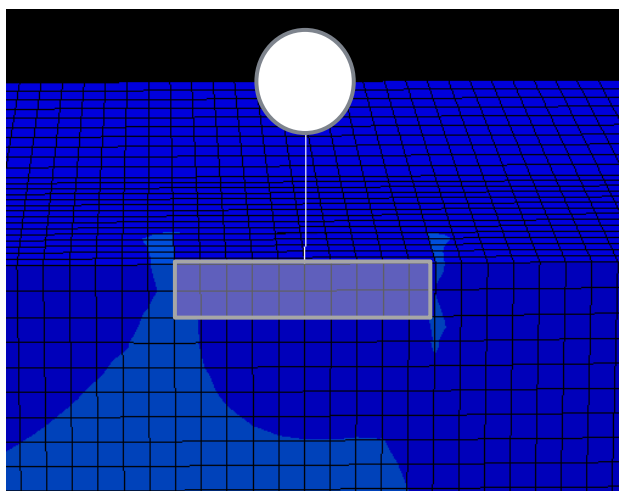
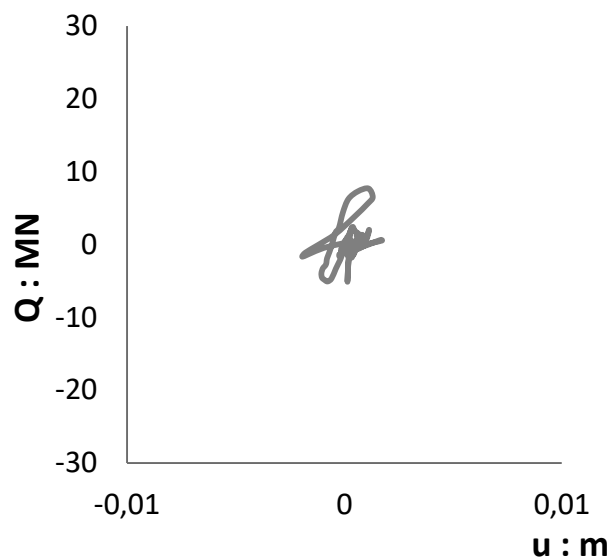
Rocking Isolation Design



Conventional Design

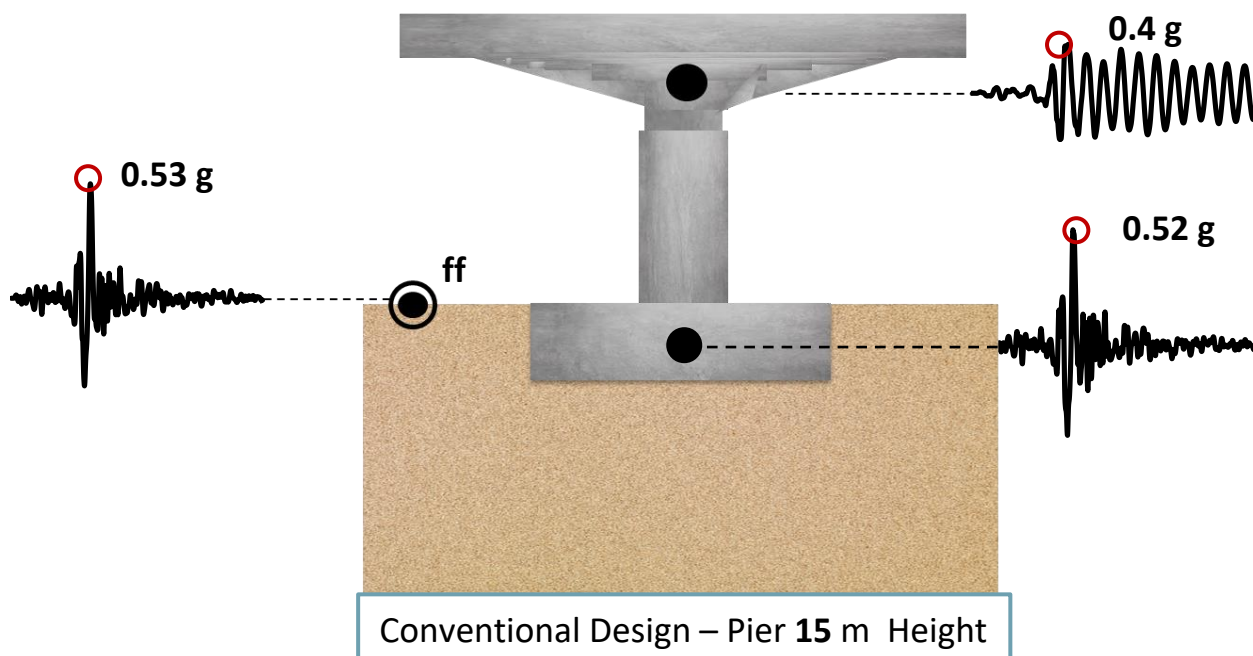


Rocking Isolation Design

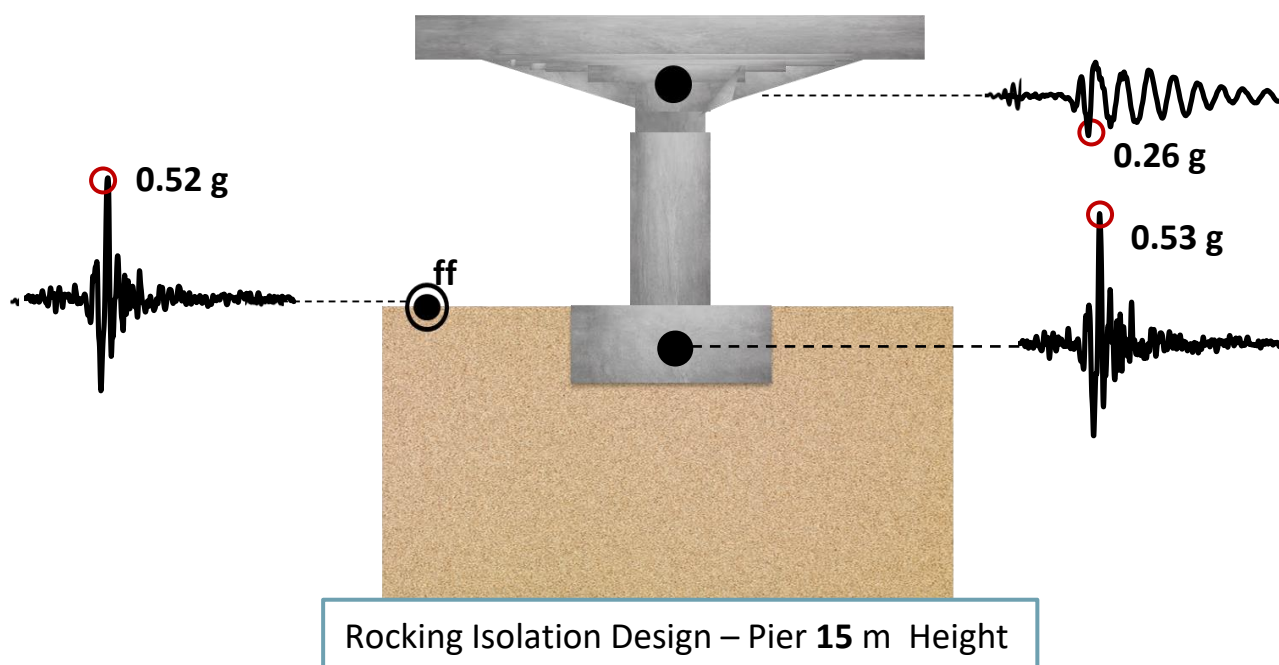


Στιγμιότυπα μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Με χρώμα προσημαίνεται η πλαστικοποίηση του εδάφους. Το βάθρο που είναι μη συμβατικά σχεδιασμένο και επιτρέπει τον λικνισμό πλαστικοποιεί μεγαλύτερο μέρος εδάφους γύρω του.

Aegion - modified

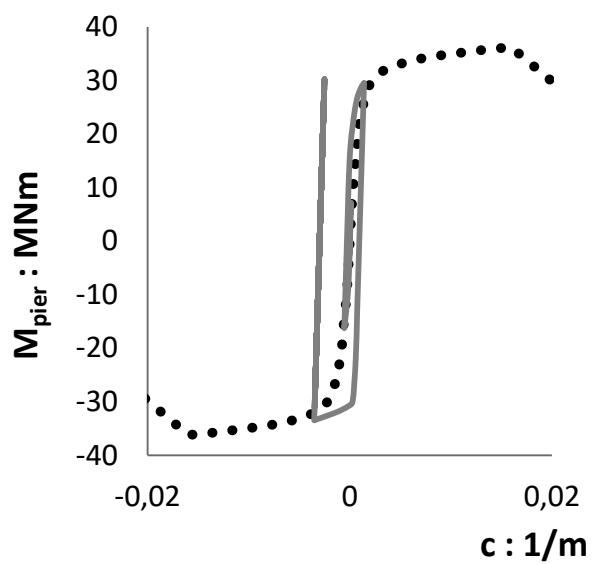


Conventional Design – Pier 15 m Height

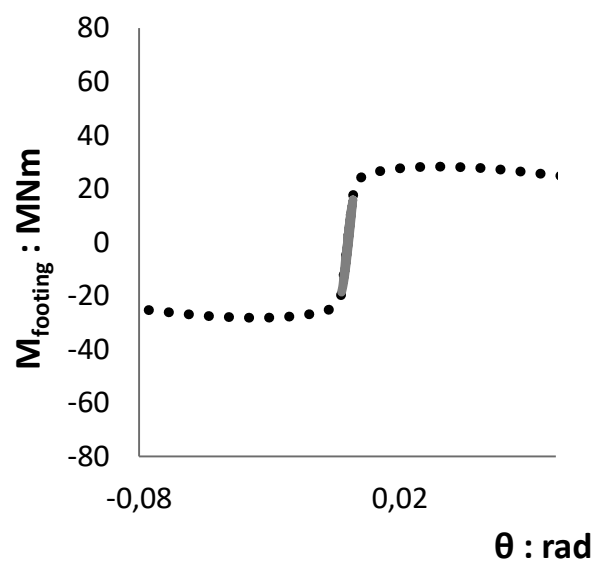
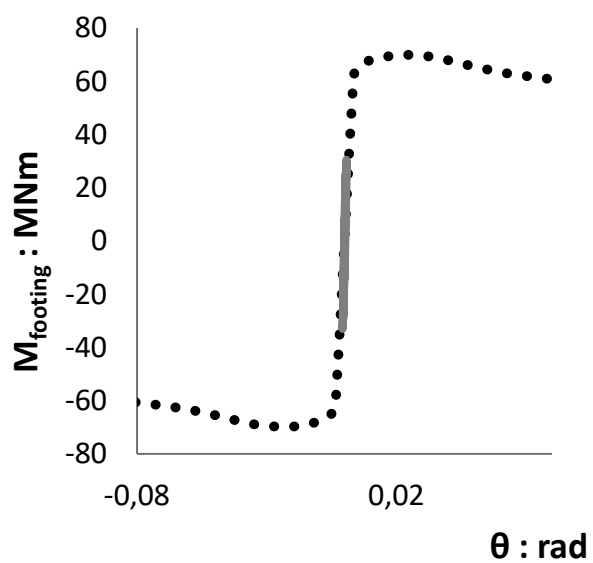
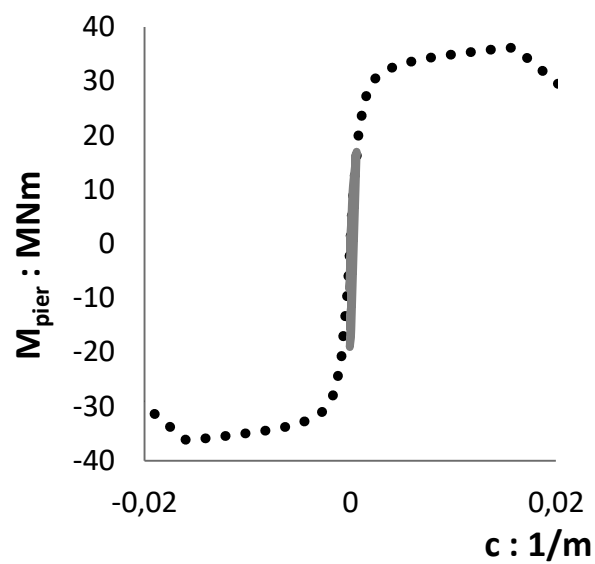


Rocking Isolation Design – Pier 15 m Height

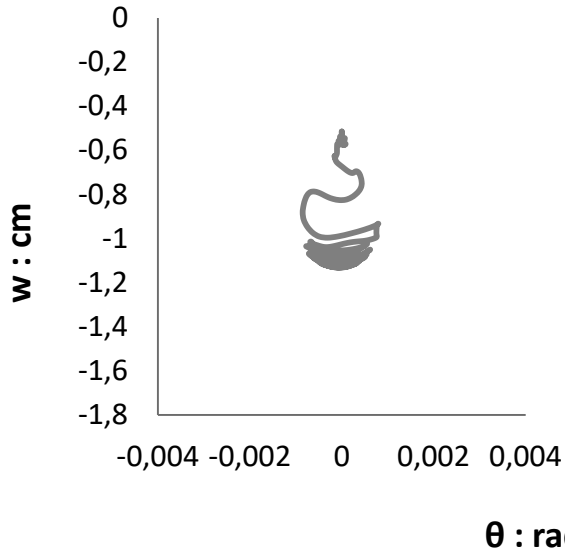
Conventional Design



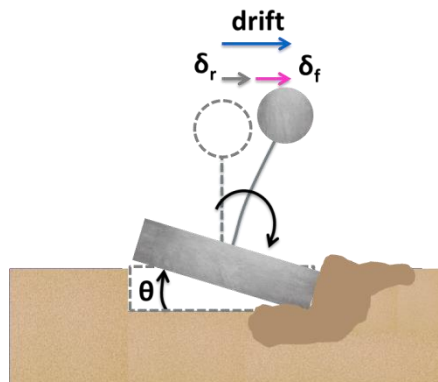
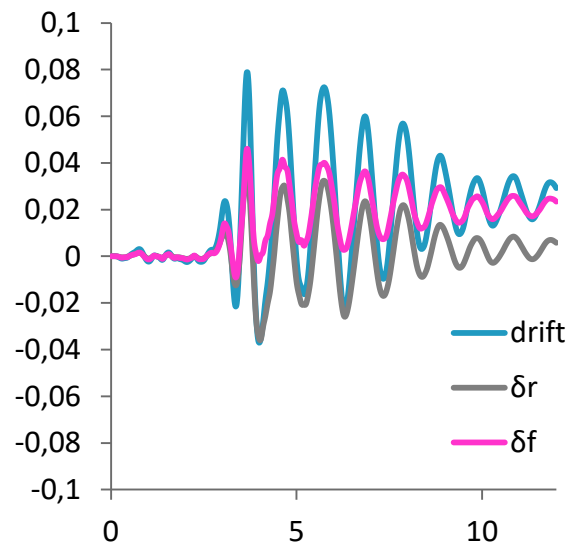
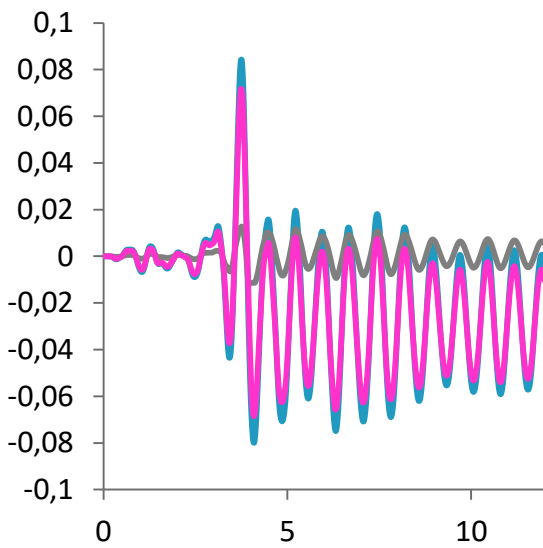
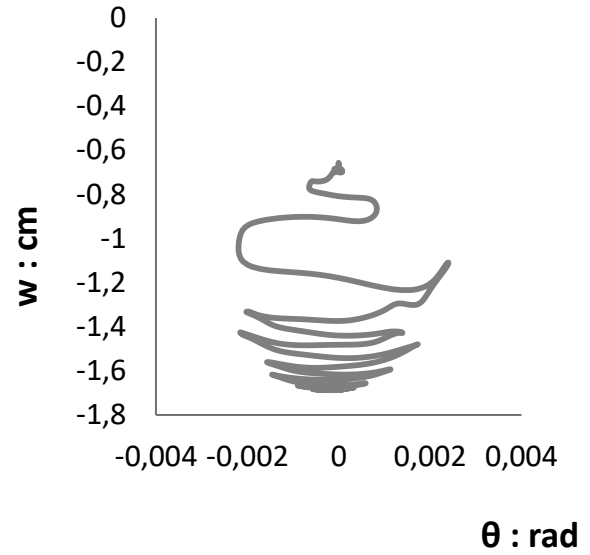
Rocking Isolation Design



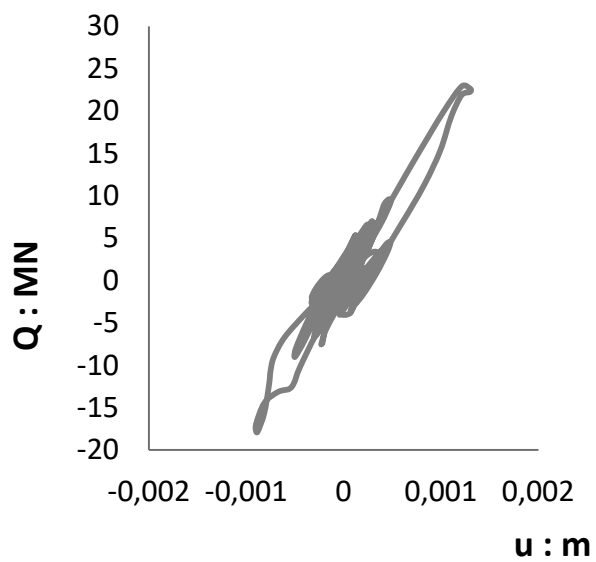
Conventional Design



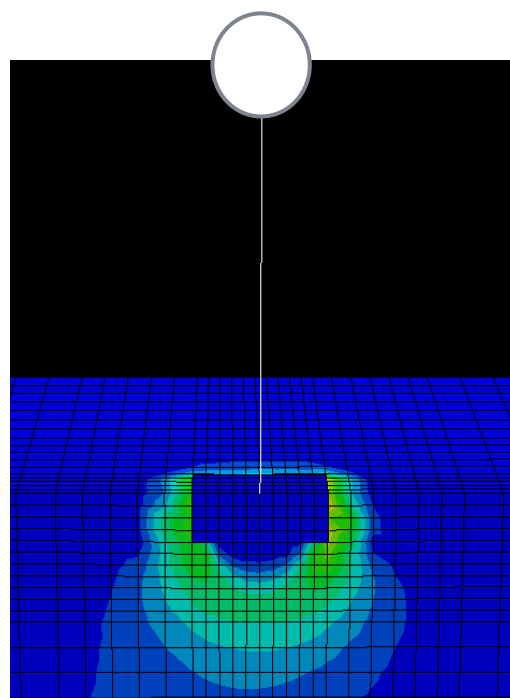
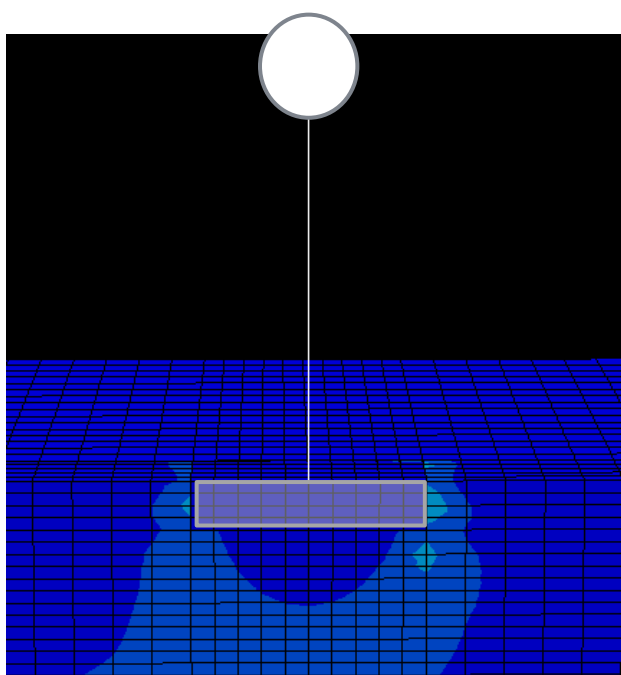
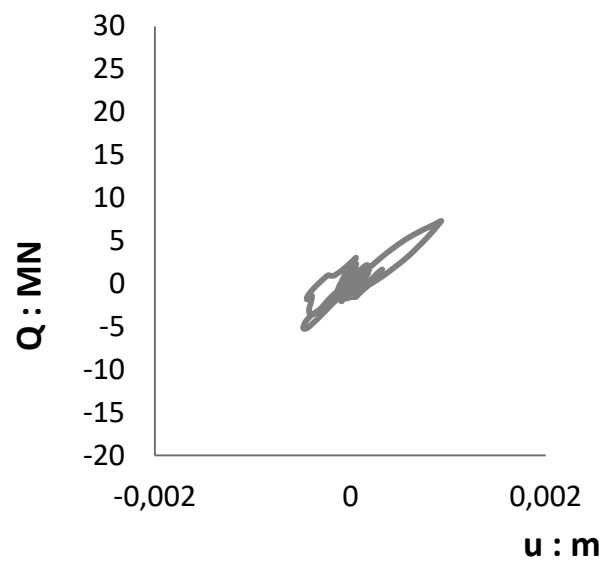
Rocking Isolation Design



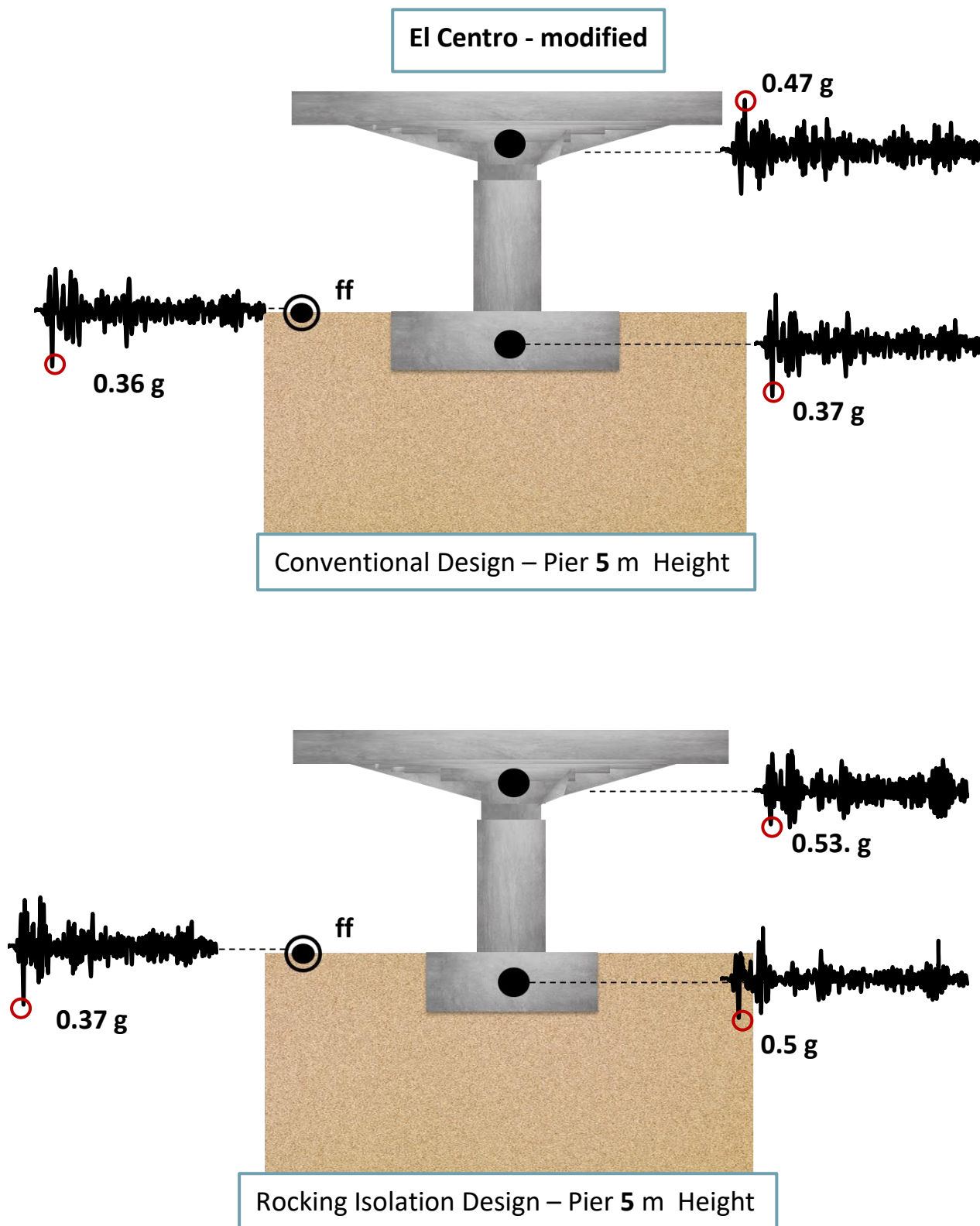
Conventional Design



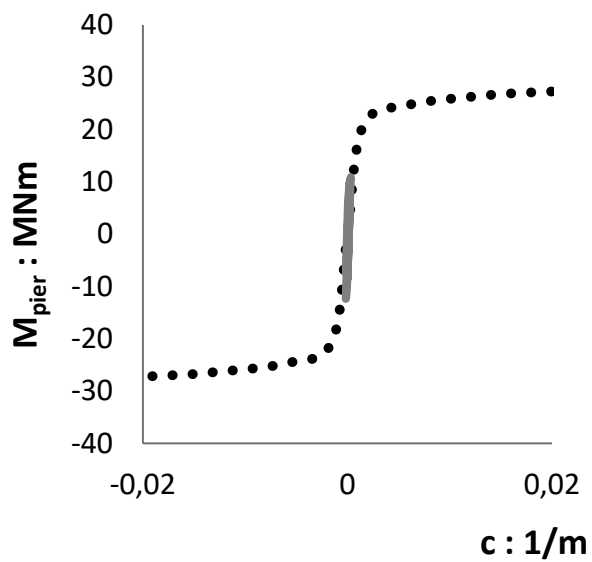
Rocking Isolation Design



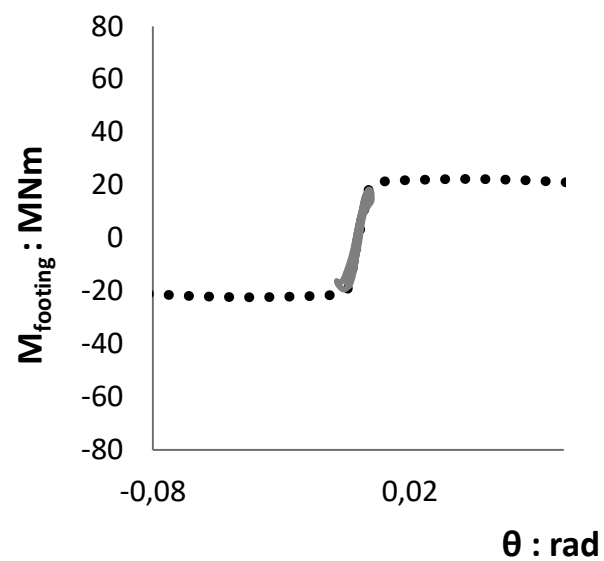
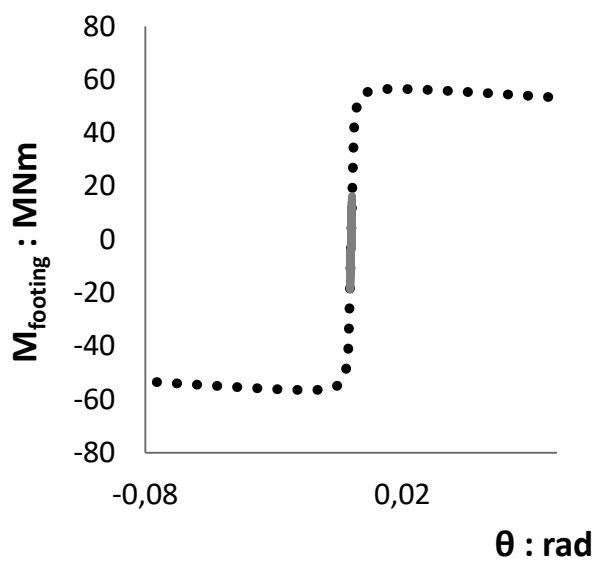
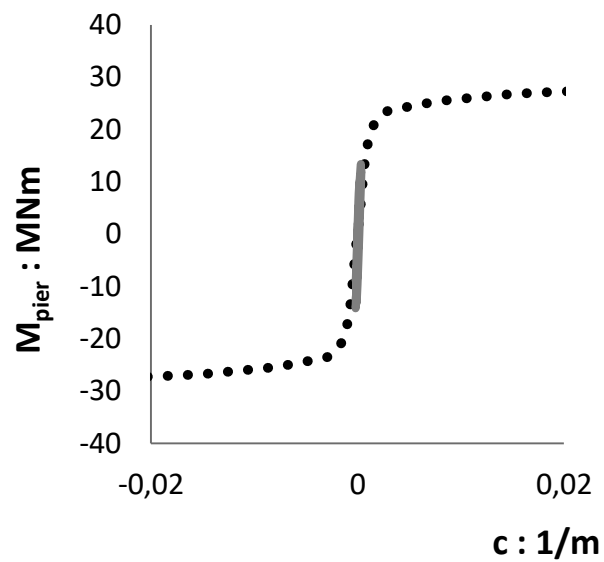
Σχήμα Π.4 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του El Centro.



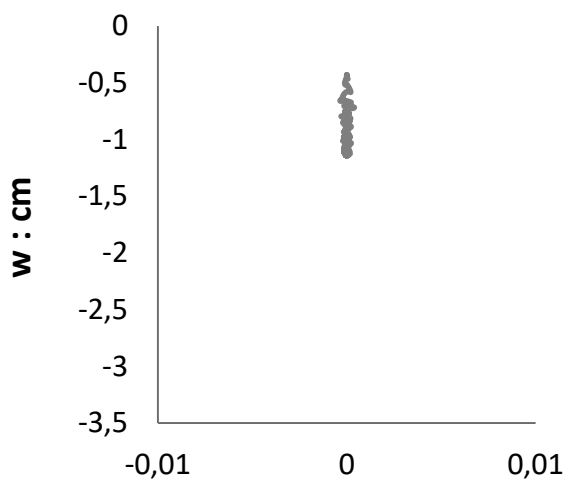
Conventional Design



Rocking Isolation Design

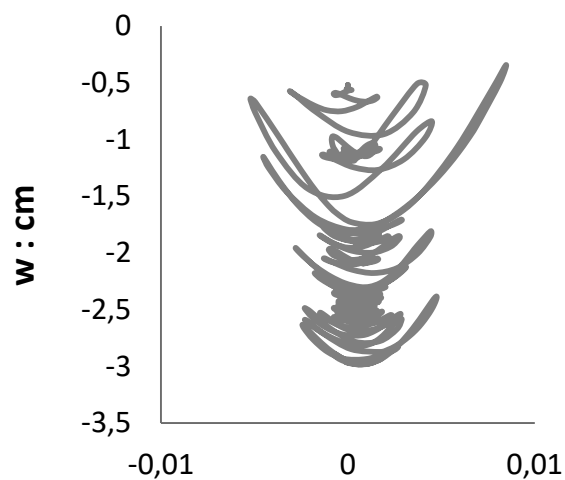


Conventional Design

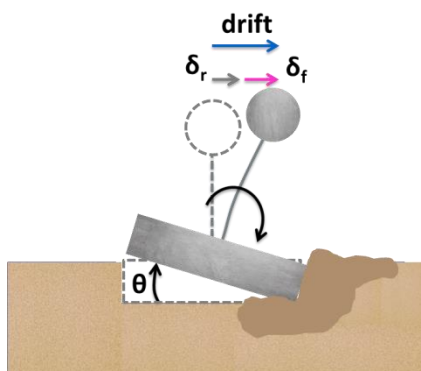
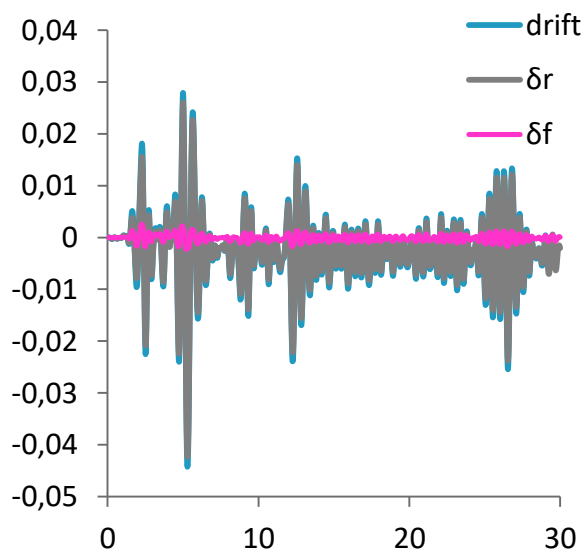
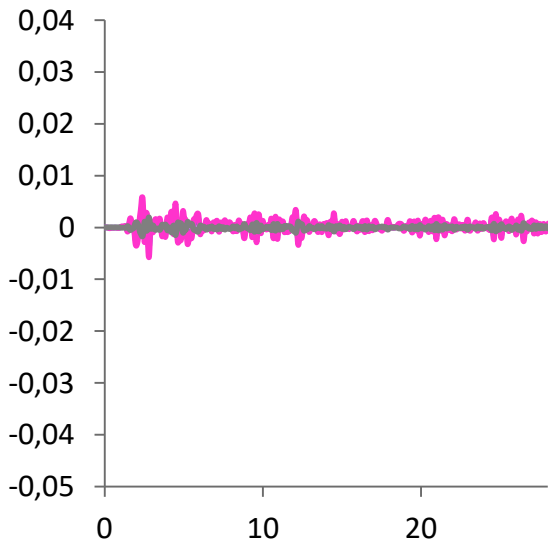


θ : rad

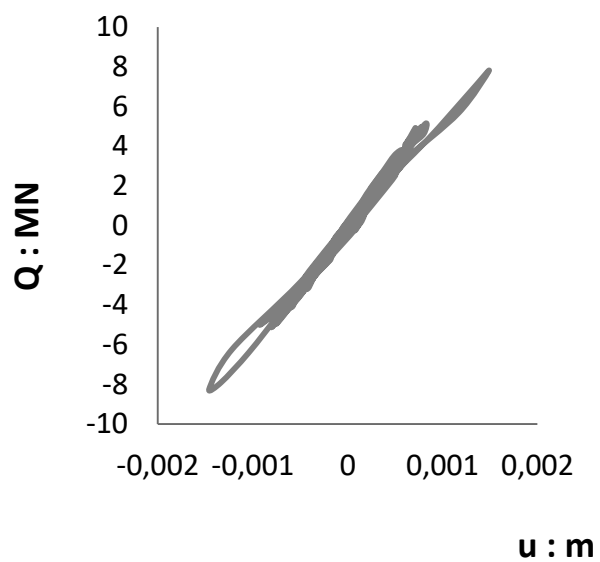
Rocking Isolation Design



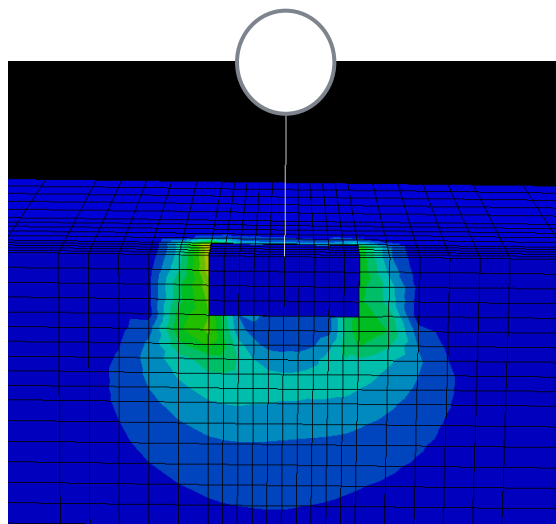
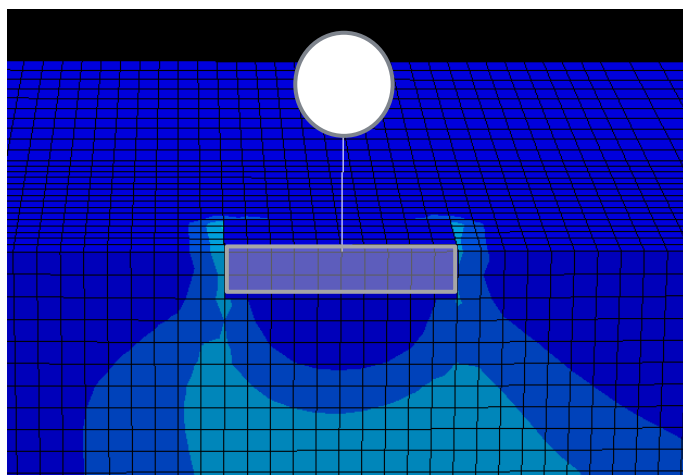
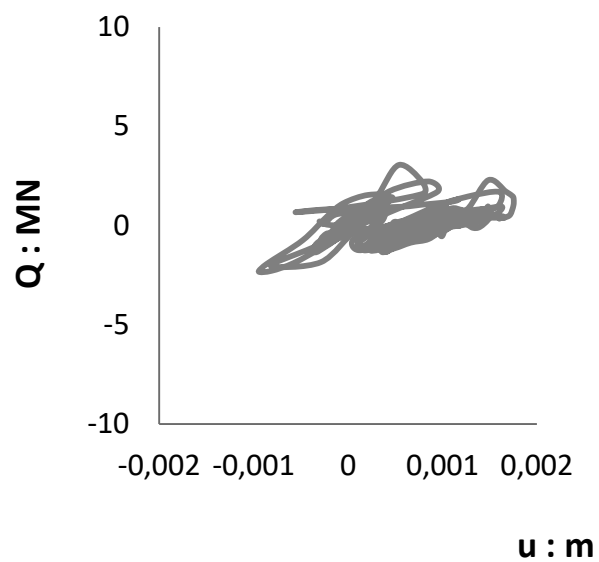
θ : rad



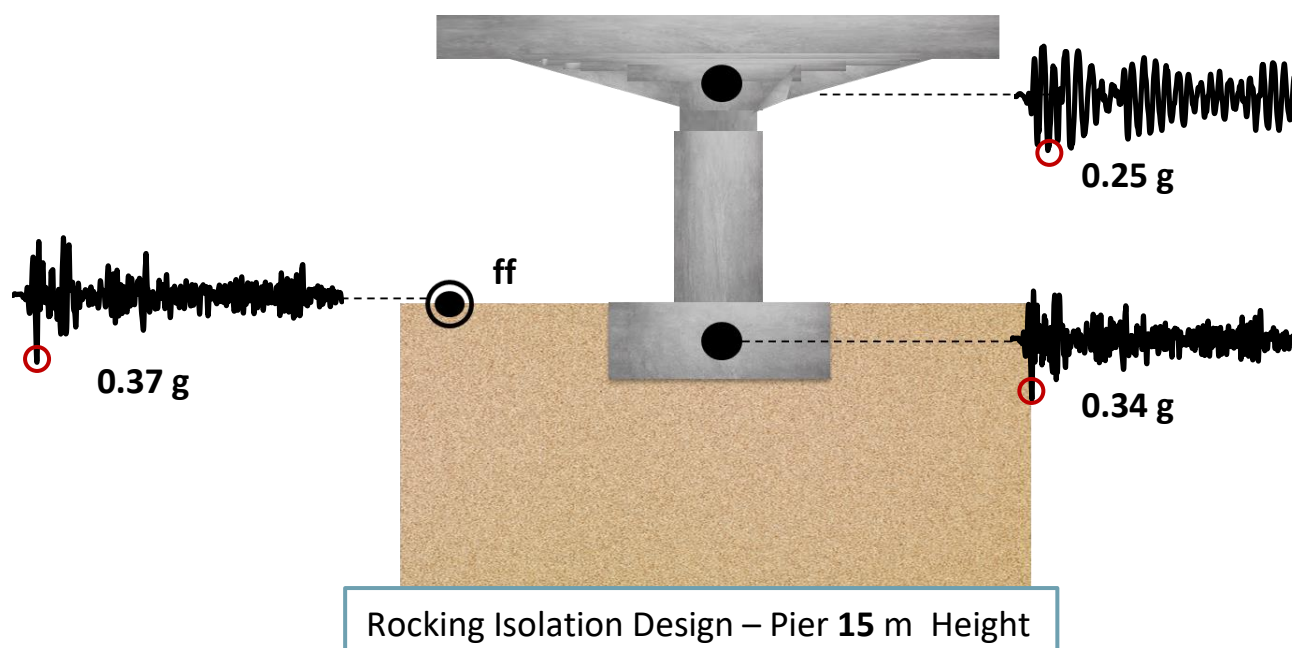
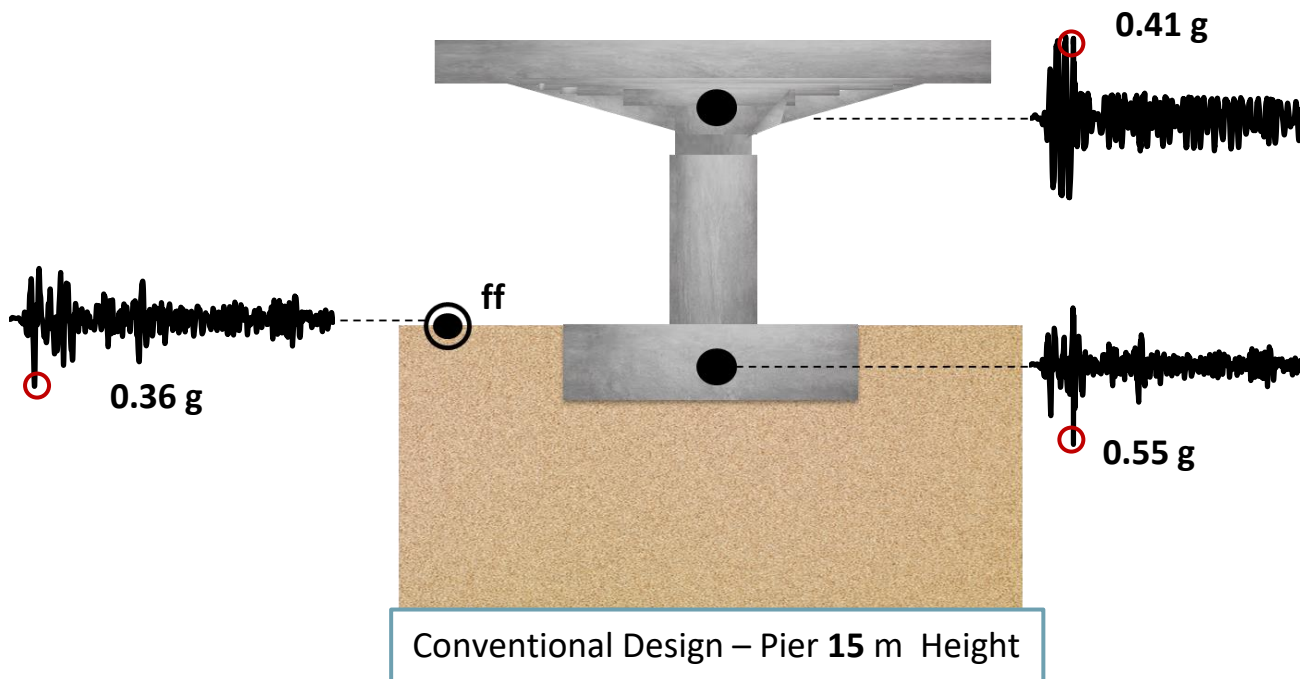
Conventional Design



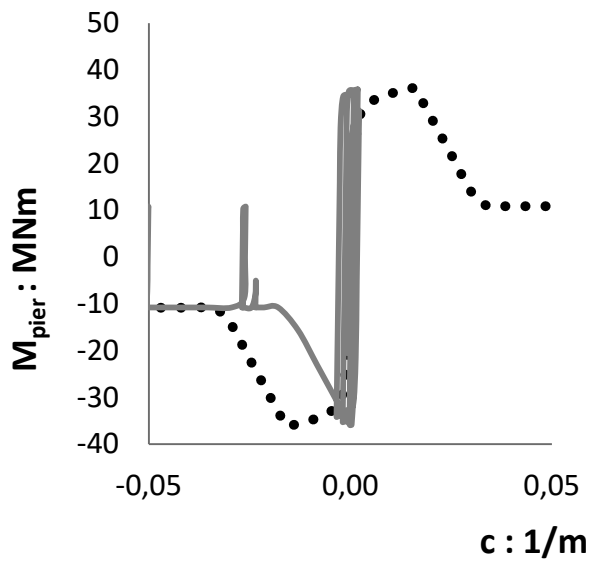
Rocking Isolation Design



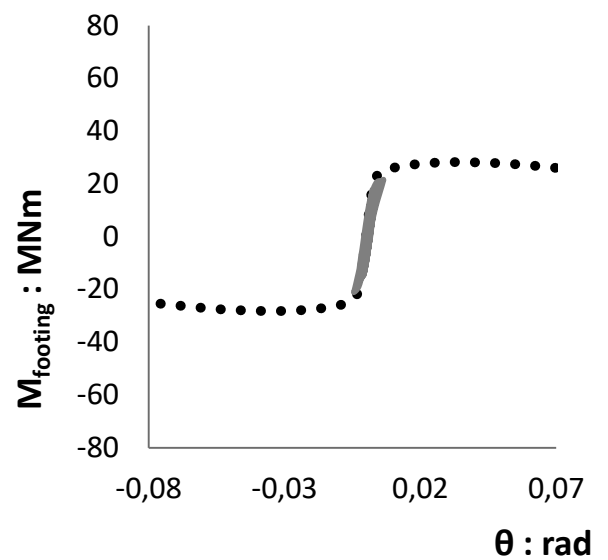
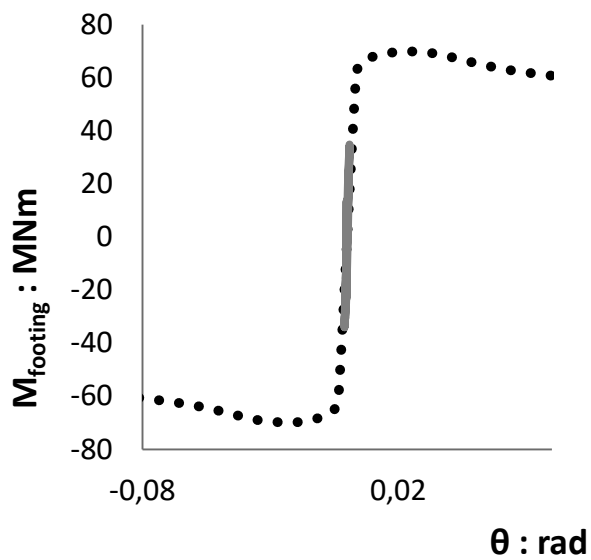
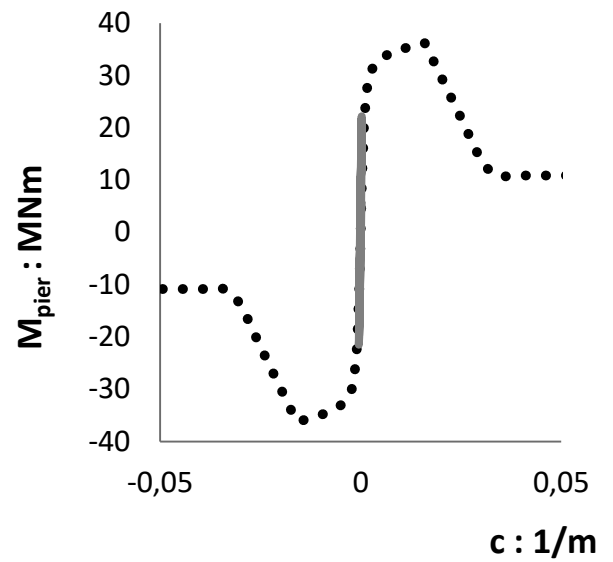
El Centro - modified



Conventional Design

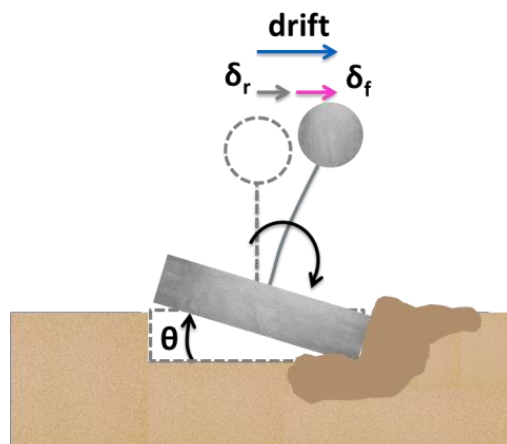
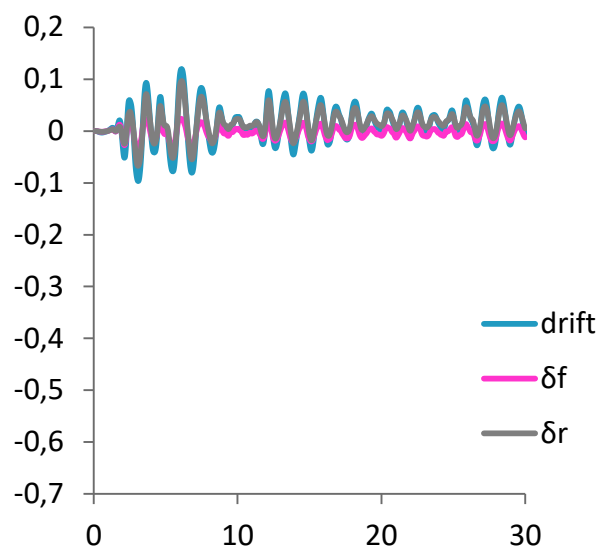
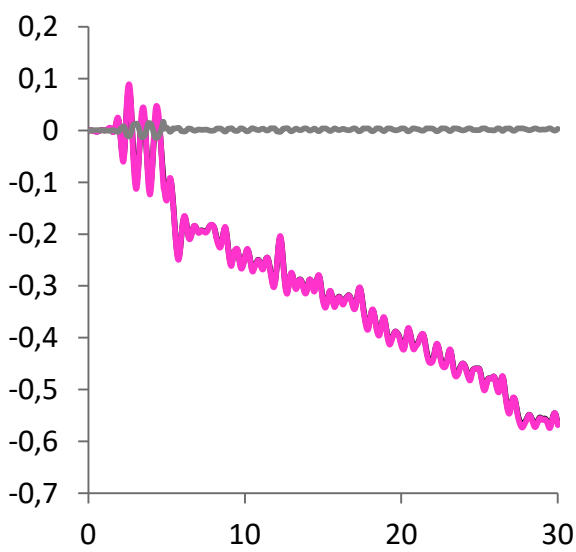
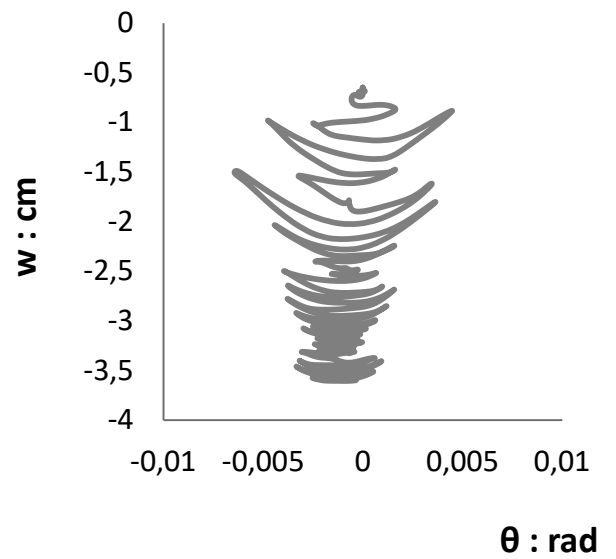
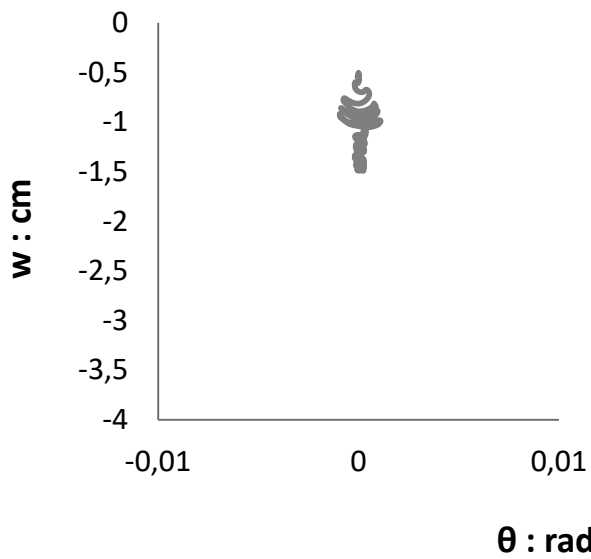


Rocking Isolation Design

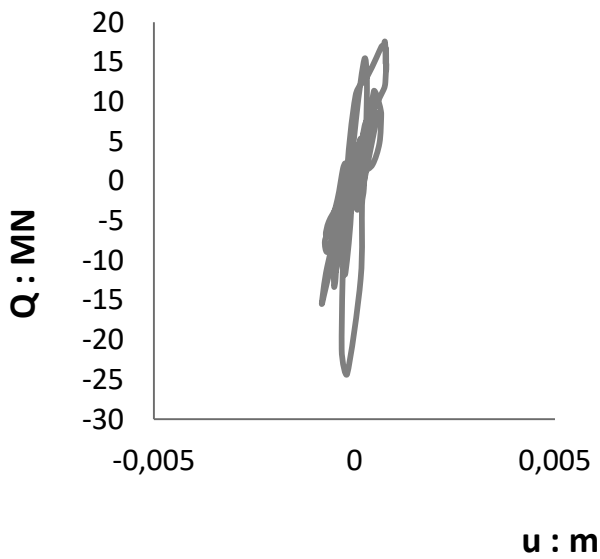


Conventional Design

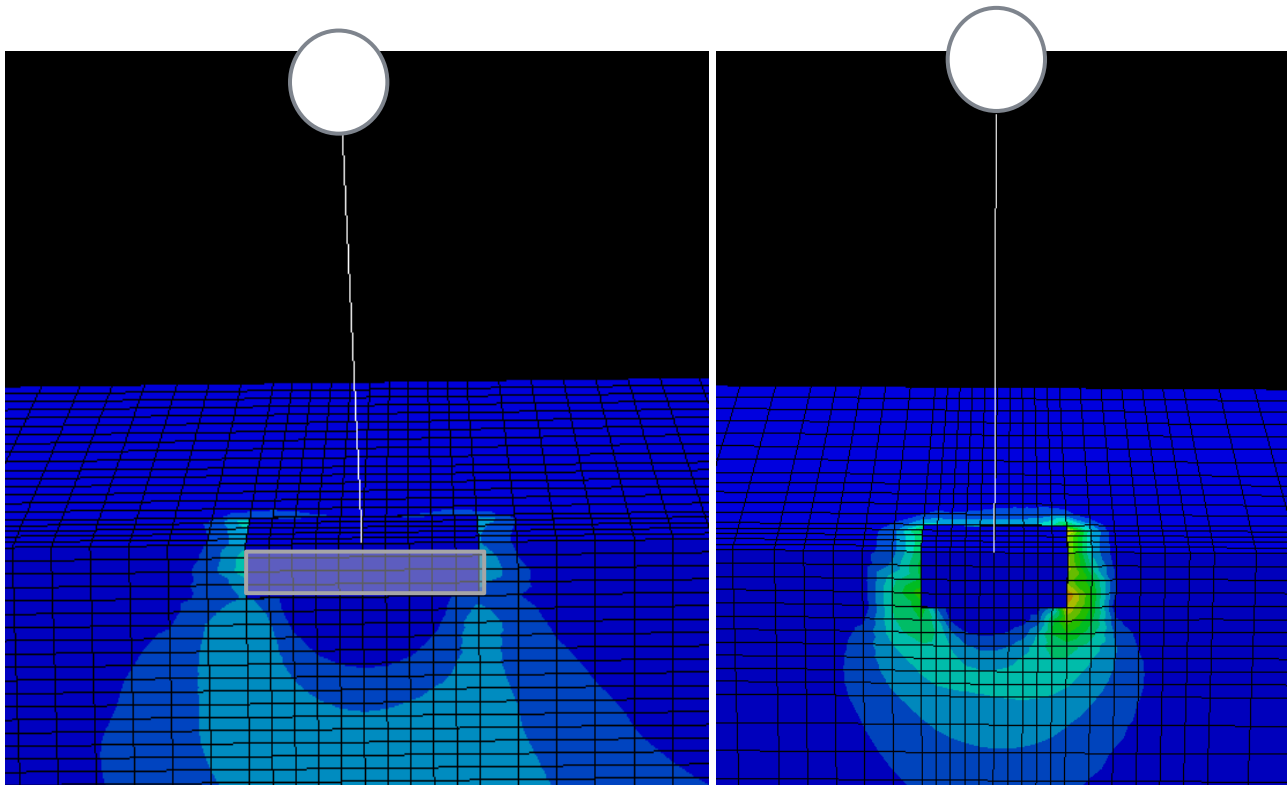
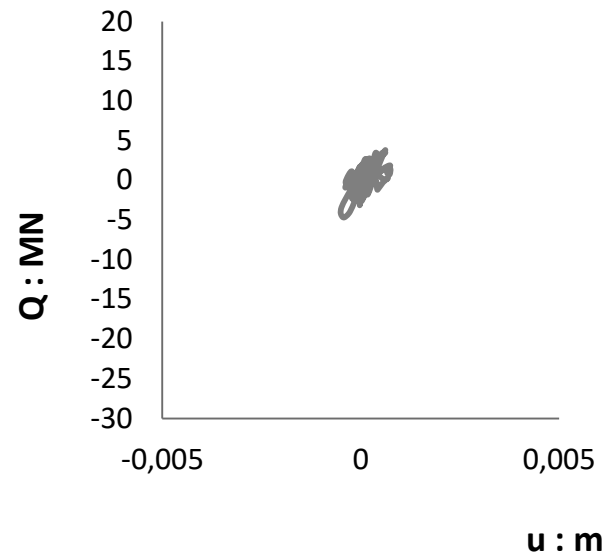
Rocking Isolation Design



Conventional Design

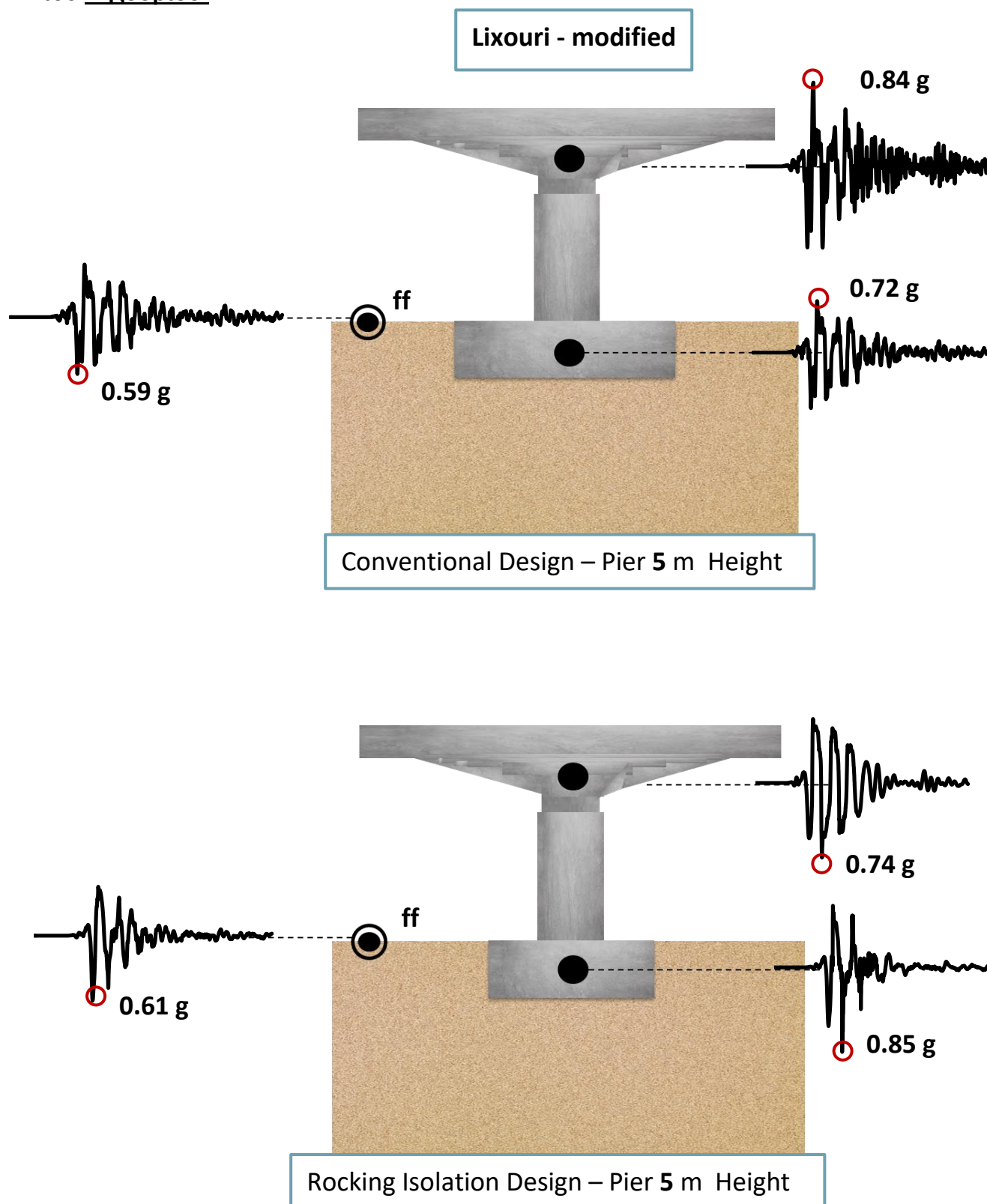


Rocking Isolation Design

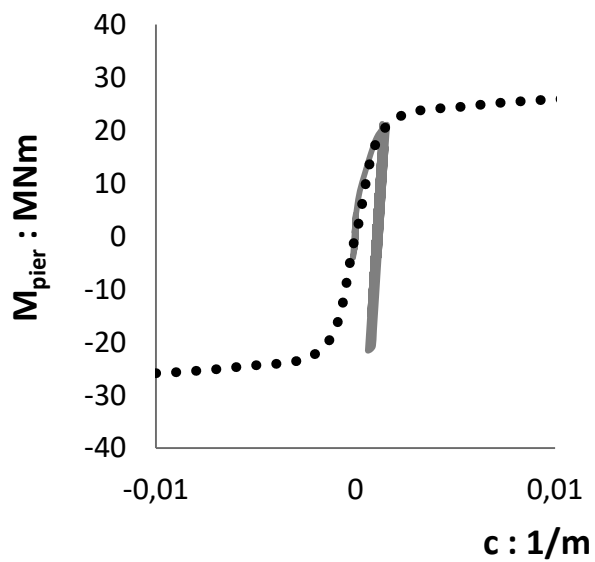


Όπως παρατηρείται το συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο εμφανίζει κάποια αστοχία αφού το υποσύλωμά του έχει αποκτήσει μια κλίση σε σχέση με το μη συμβατικά σχεδιασμένο που πλαστικοποιώντας το έδαφος έδρασής του δεν αστοχεί το ίδιο.

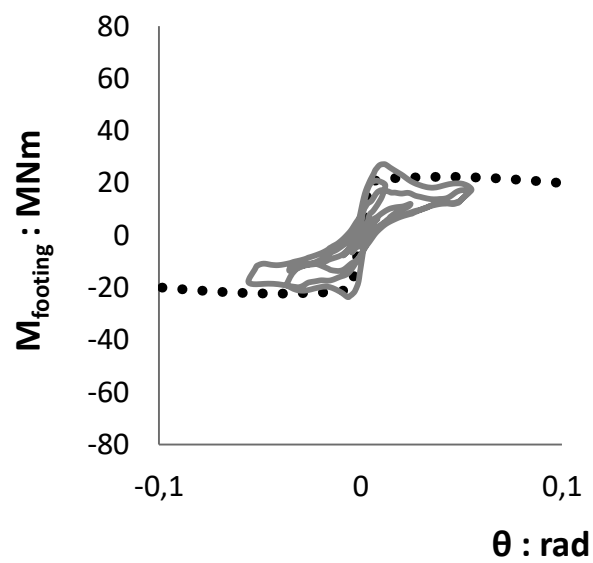
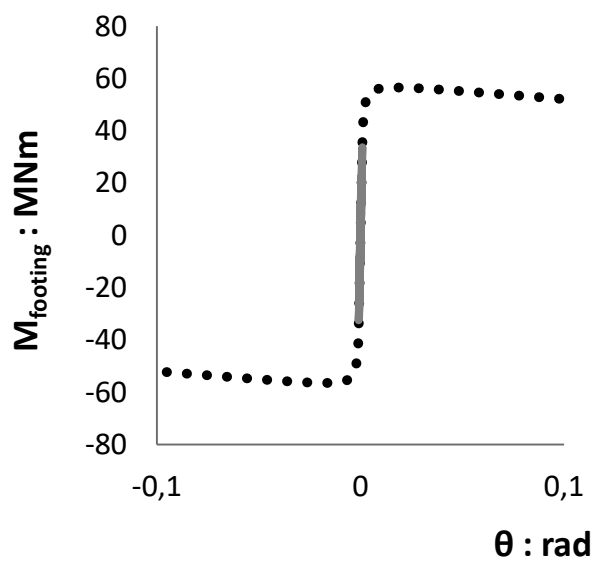
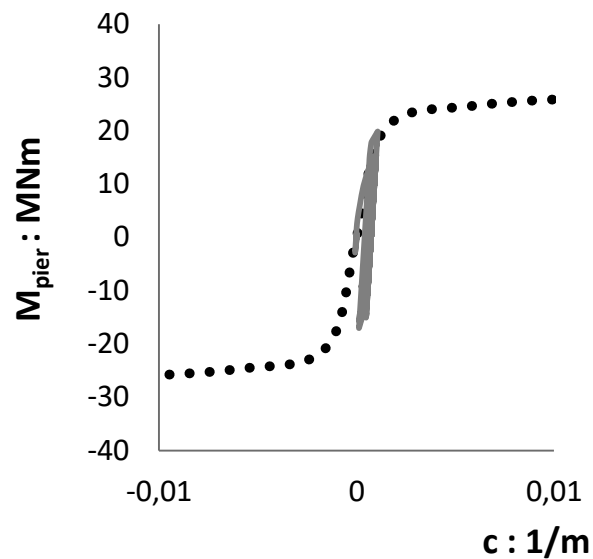
Σχήμα Π.5 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του Ληξουρίου.



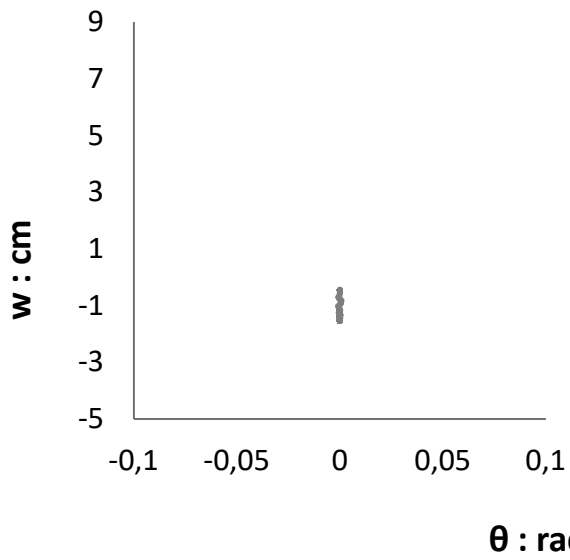
Conventional Design



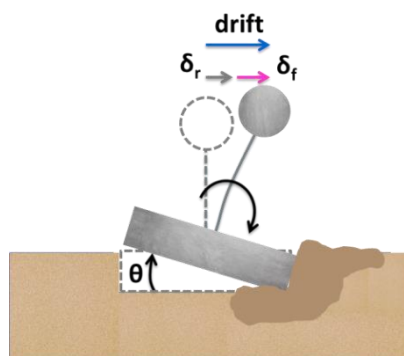
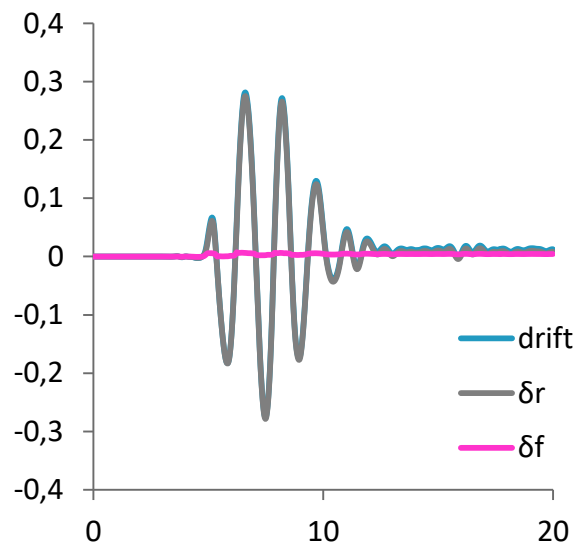
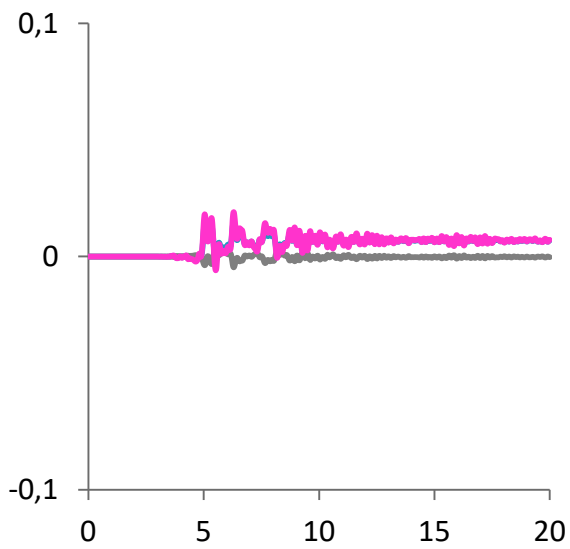
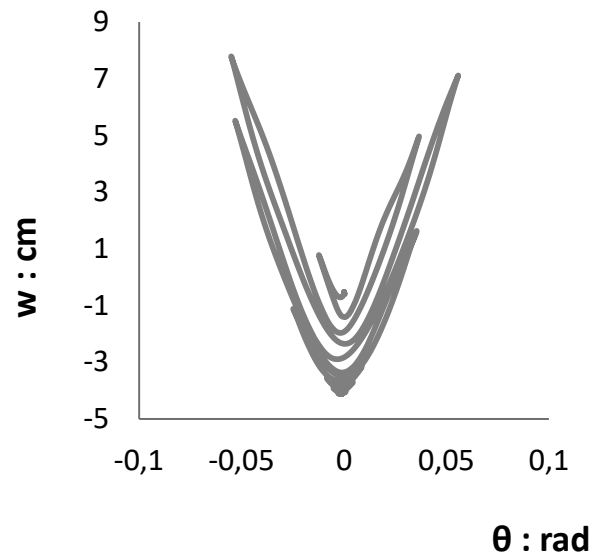
Rocking Isolation Design

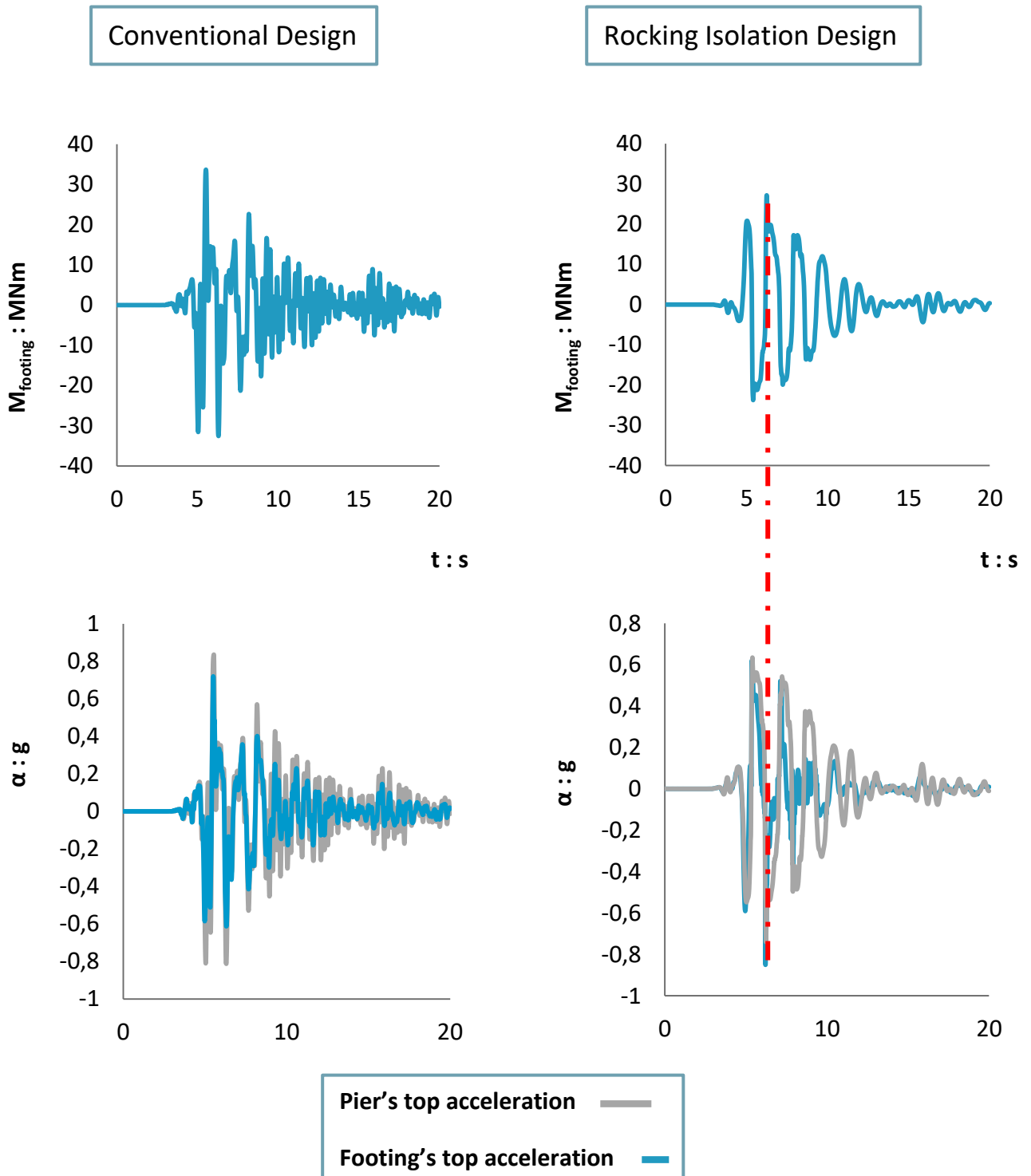


Conventional Design



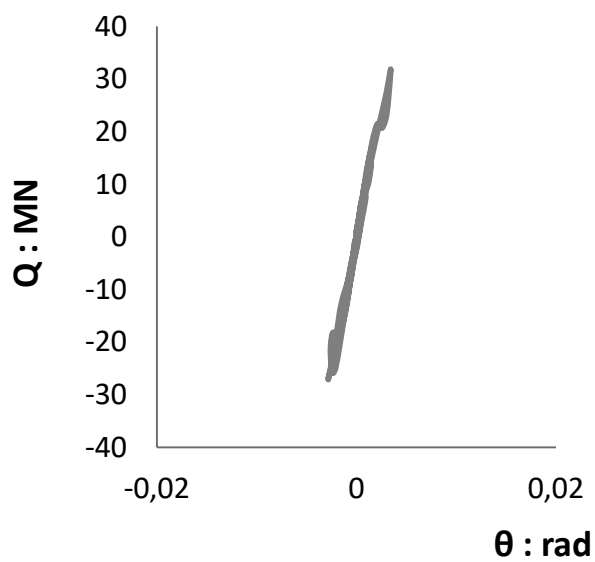
Rocking Isolation Design



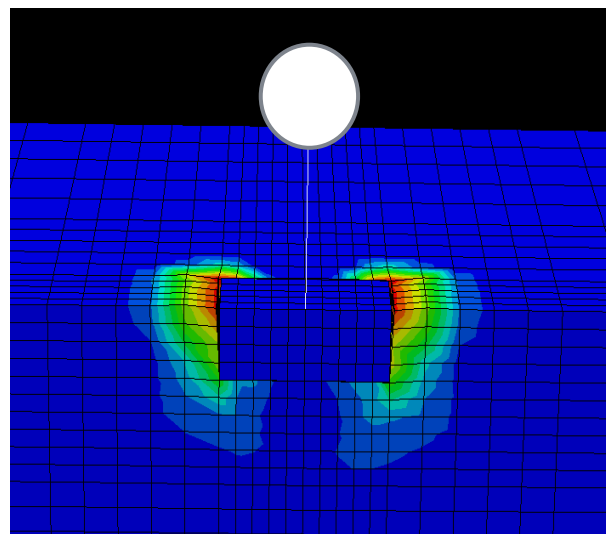
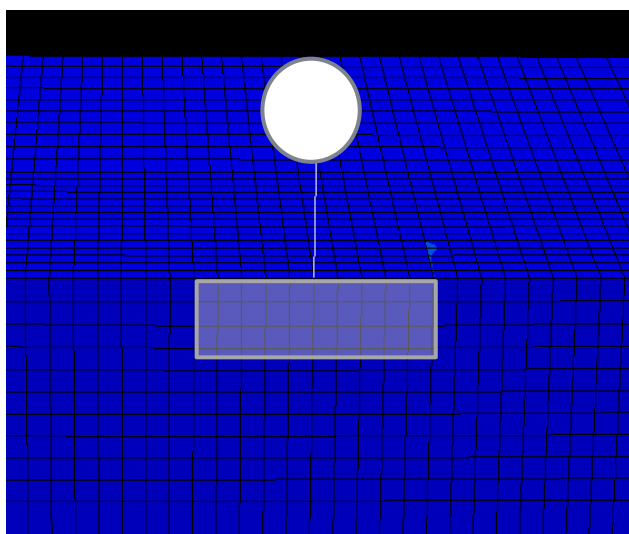
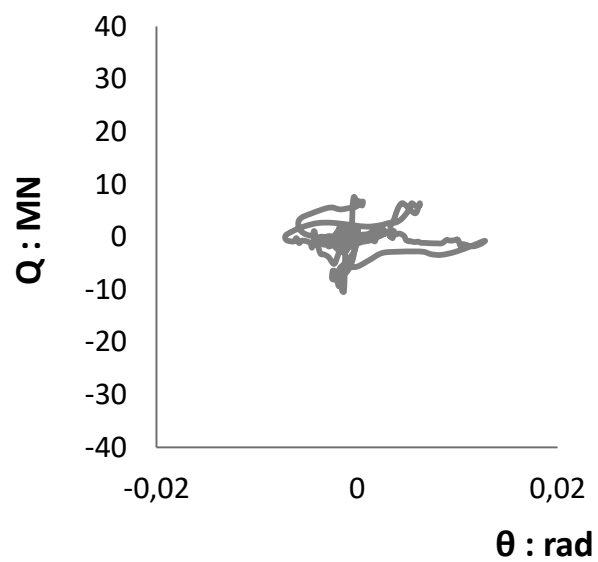


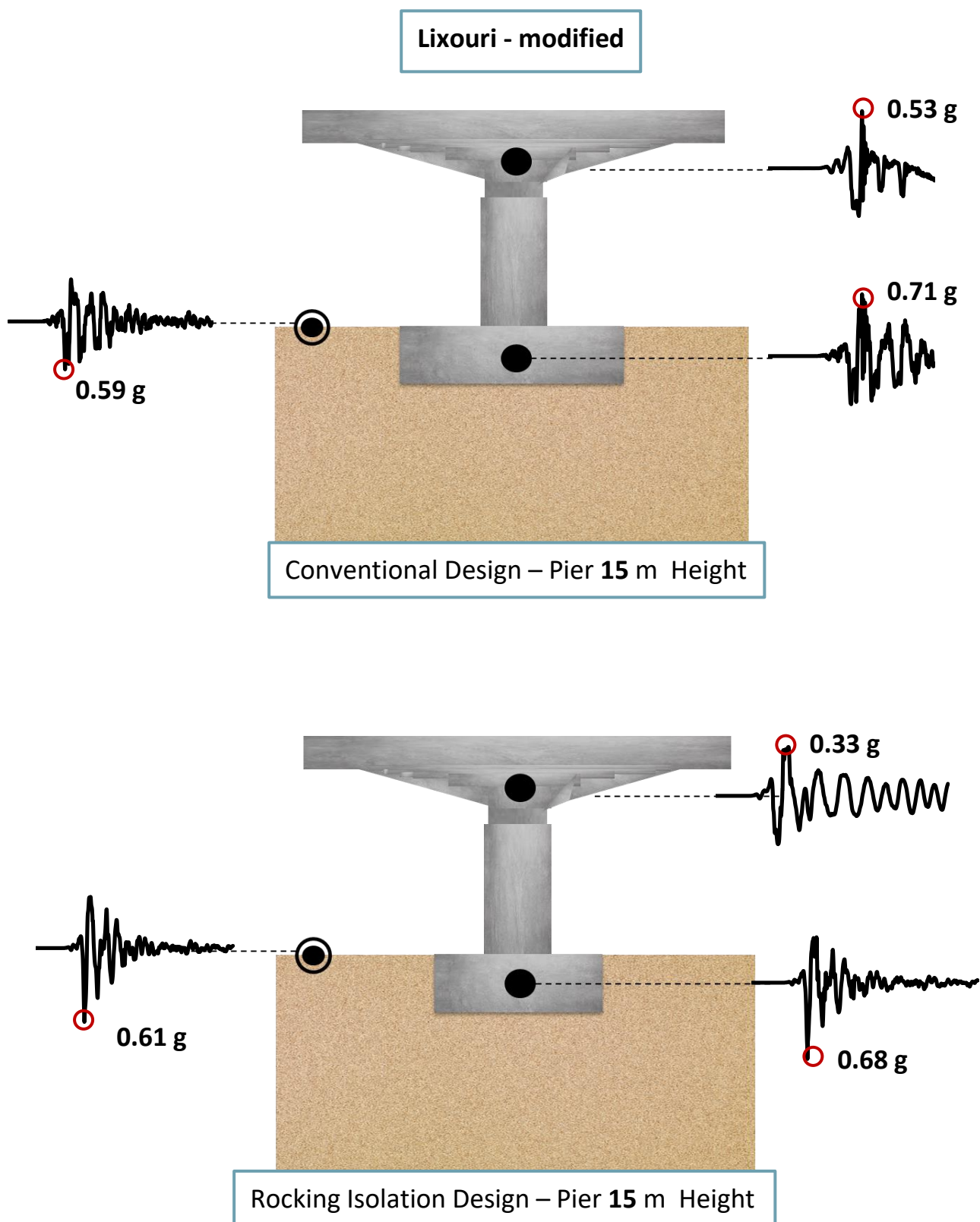
Όπως φαίνεται για το χθαμαλό “rocking” βάθρο, τη στιγμή που εμφανίζεται η «υπεραντοχή» των 30 MNm η κορυφή του καταστρώματος καθώς και το θεμέλιο βρίσκονται σε φάση.

Conventional Design

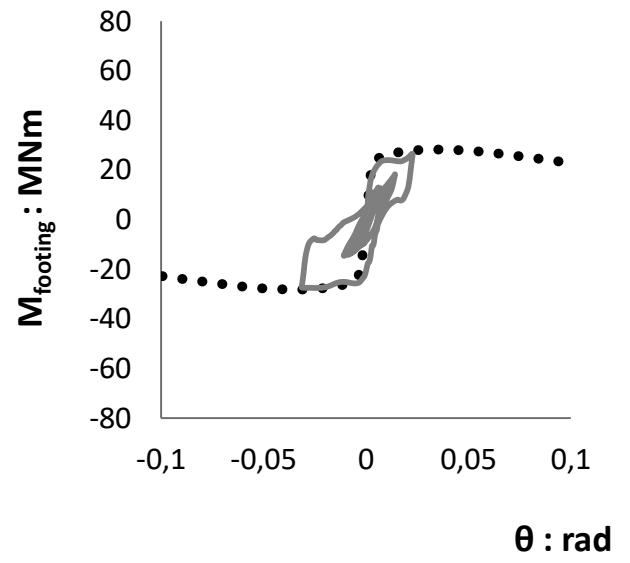
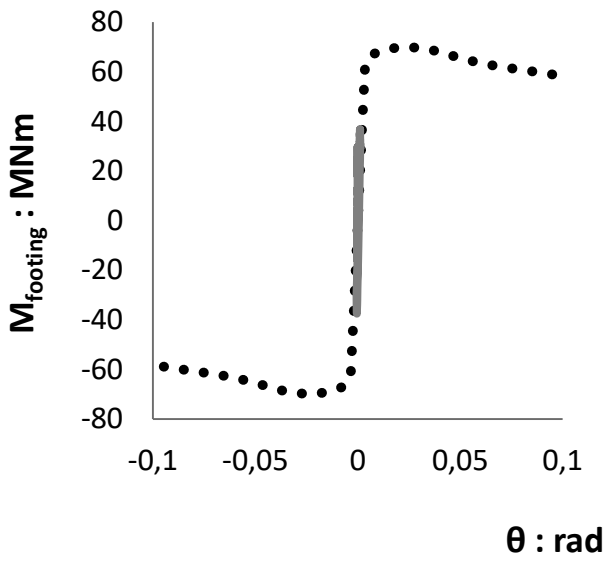
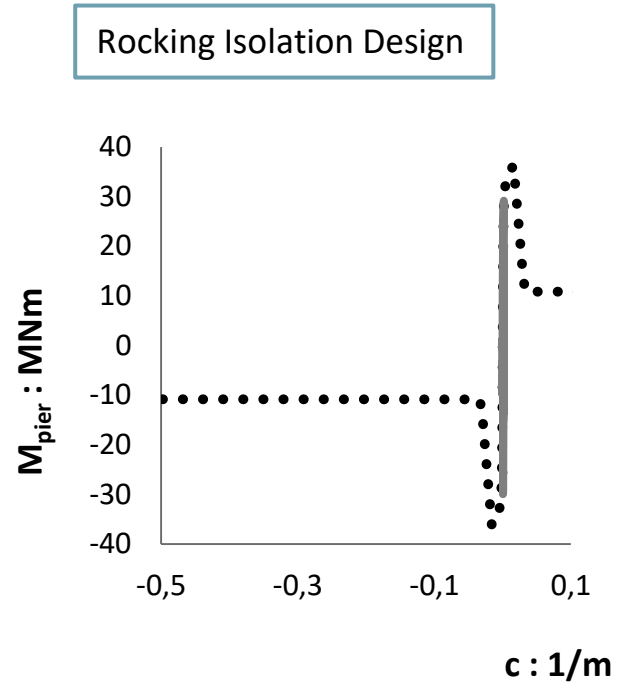
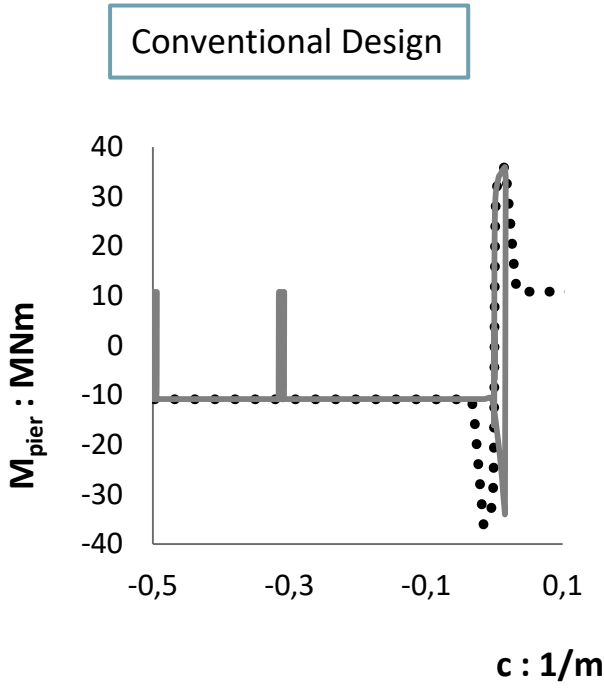


Rocking Isolation Design

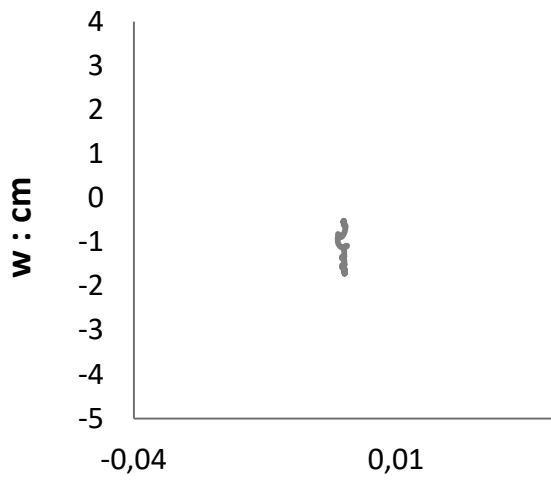




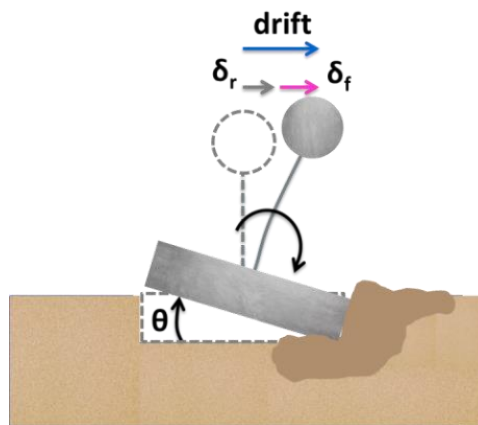
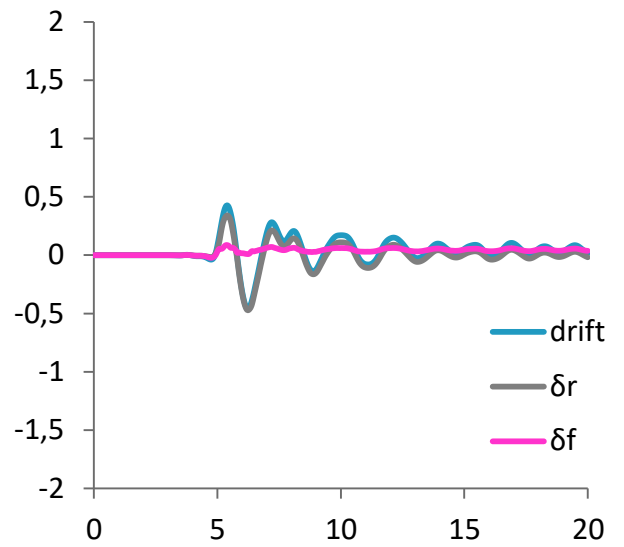
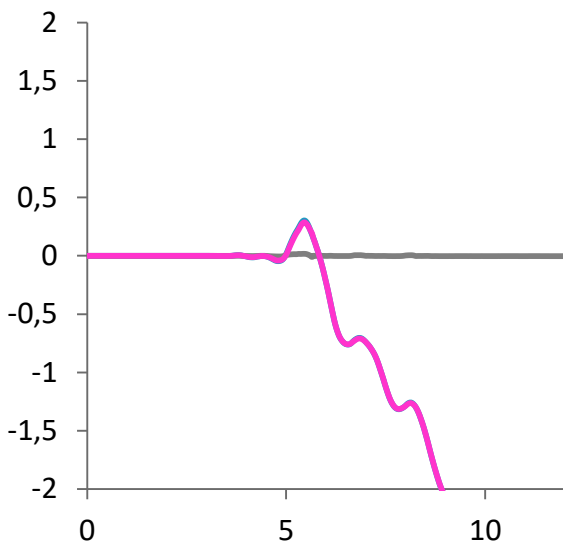
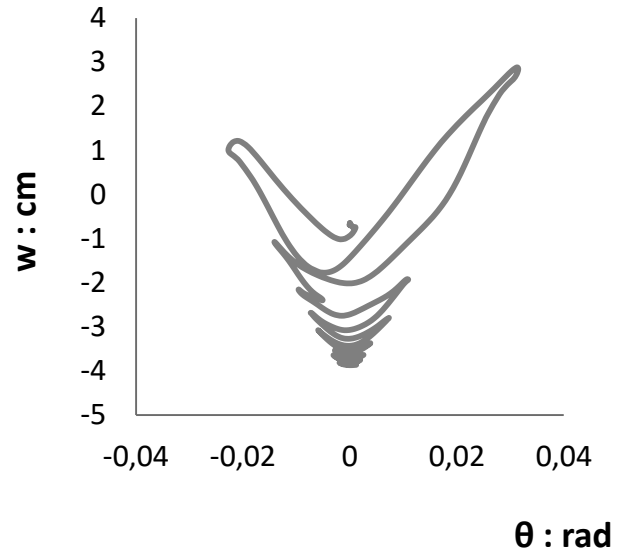
- Τα επιταχυνσιογραφήματα της βάσης και της κορυφής της συμβατικής κατασκευής σταματούν στα 10 s , διότι το βάθρο αστοχεί.



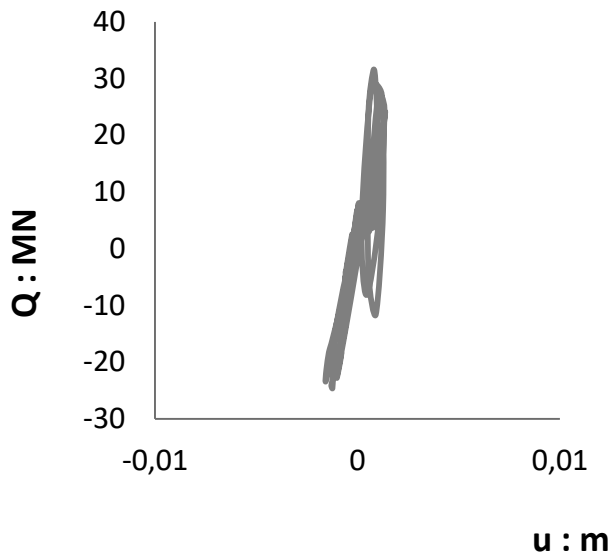
Conventional Design



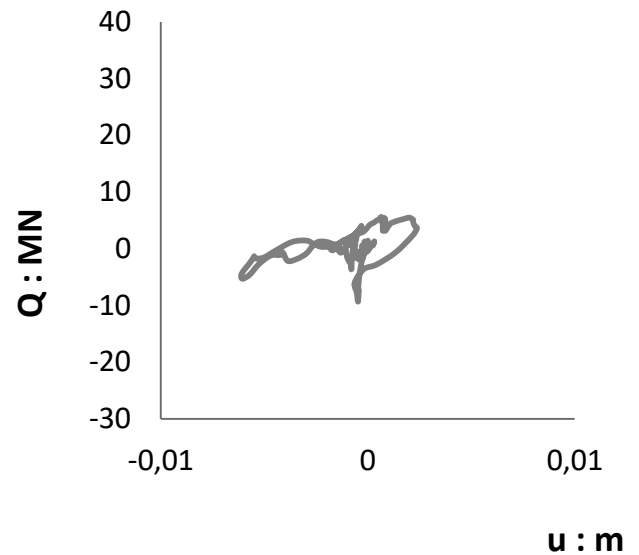
Rocking Isolation Design



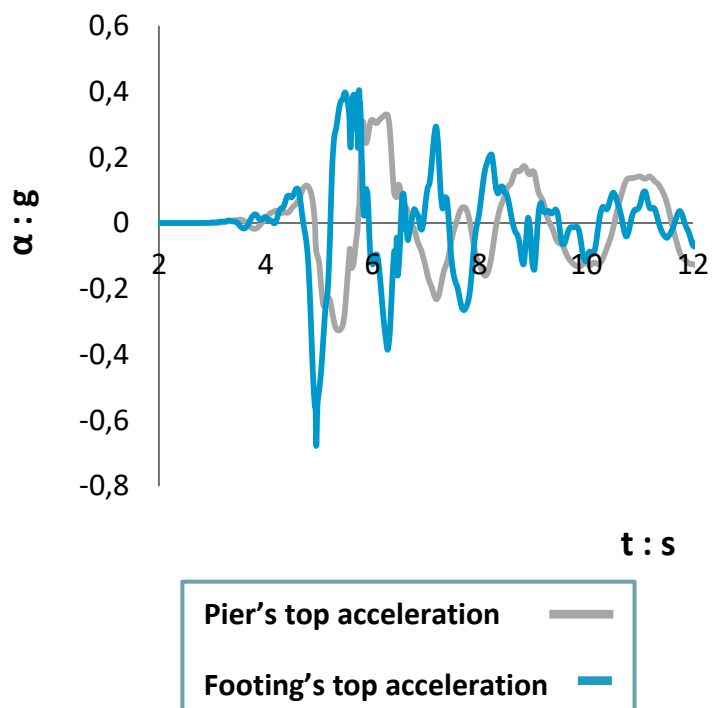
Conventional Design

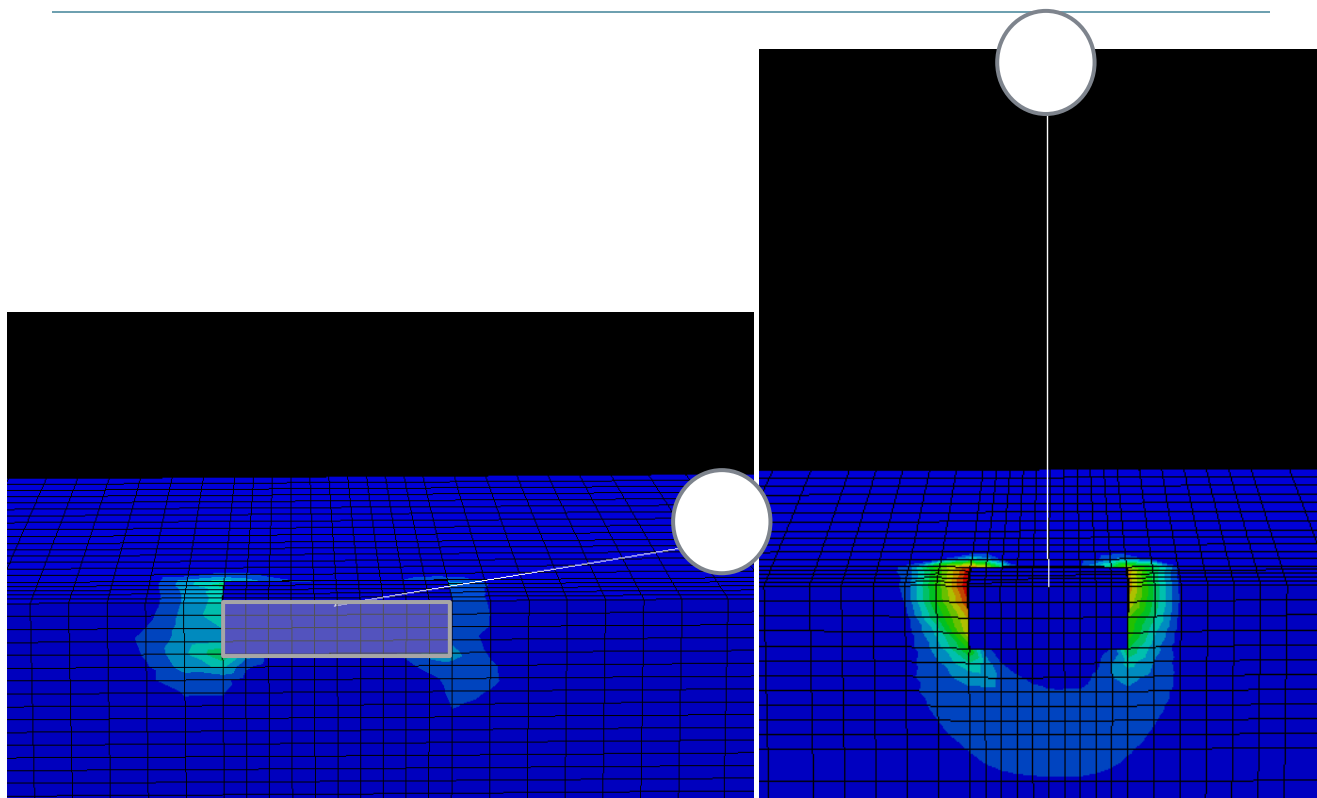


Rocking Isolation Design



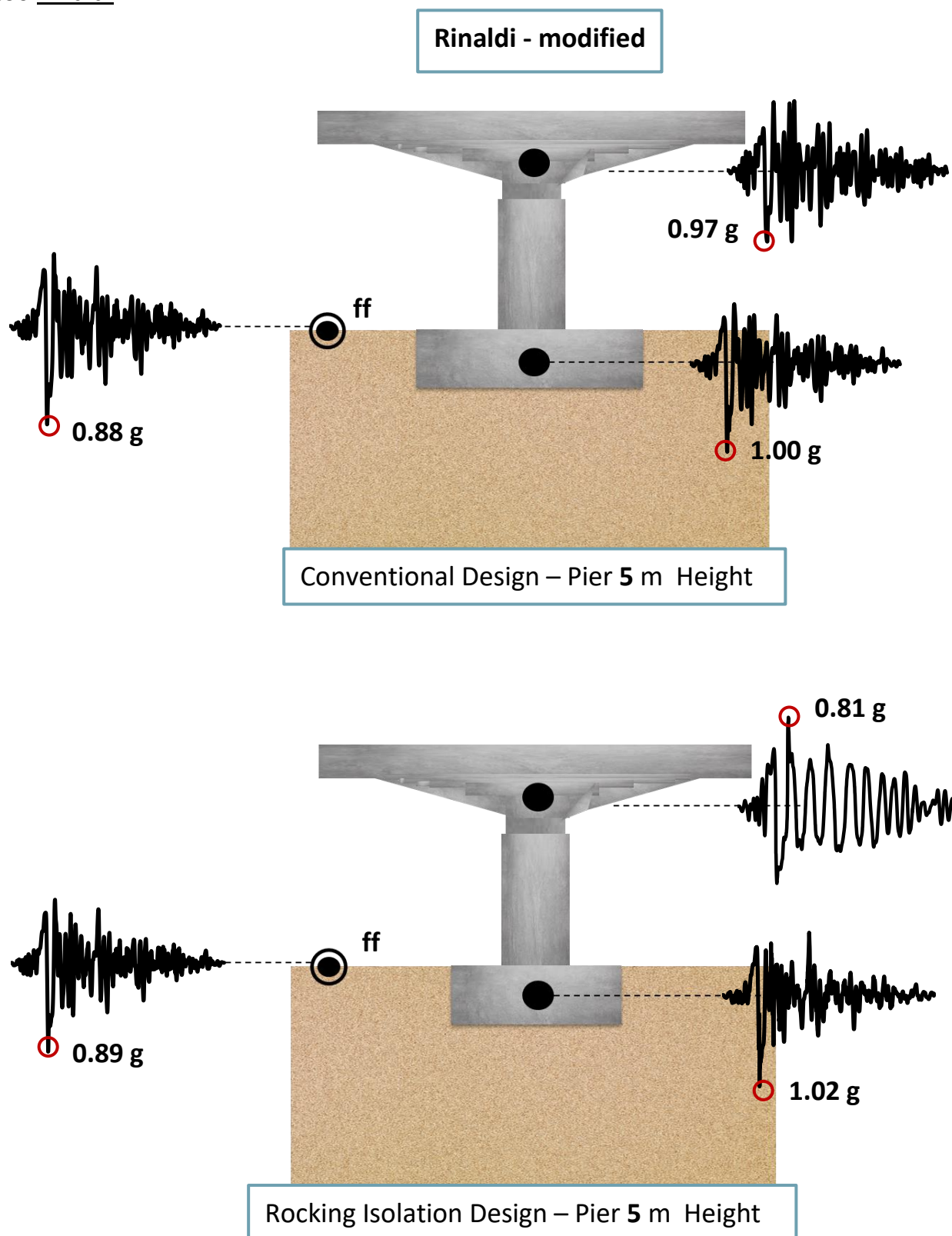
Το επιταχυνσιογράφημα δίπλα ανήκει στο υψίκορμο, μη συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο και δείχνει ότι την στιγμή των μεγάλων επιταχύνσεων το θεμέλιο και η κορυφή του καταστρώματος βρίσκονται εκτός φάσης. Άρα το σύστημα λικνίζεται χωρίς να παρεμποδίζεται και για αυτόν τον λόγο η σεισμική μόνωση μέσω λικνισμού είναι ευεργετική για το βάθρο αυτό



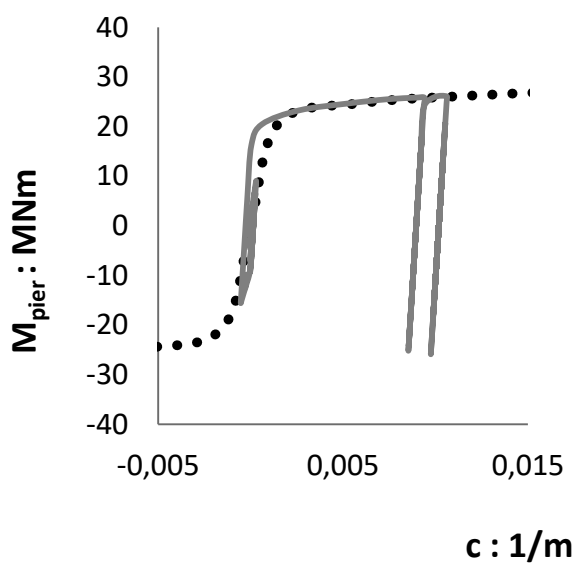


Τα παραπάνω στιγμιότυπα δείχνουν ότι το συμβατικά σχεδιασμένο υψίκορμο βάρθο αστοχεί κατά τη σεισμική διέγερση με αποτέλεσμα την κατάρρευση, ενώ το μη συμβατικά σχεδιασμένο πετυχαίνει να μονωθεί σεισμικά μέσω λικνισμού και να μην καταρρεύσει.

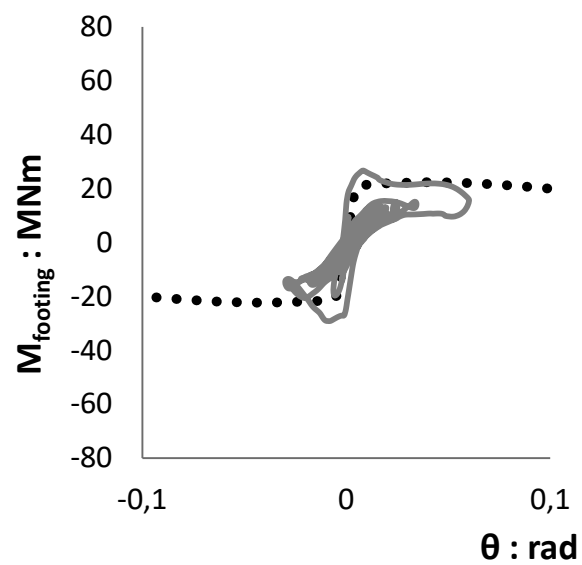
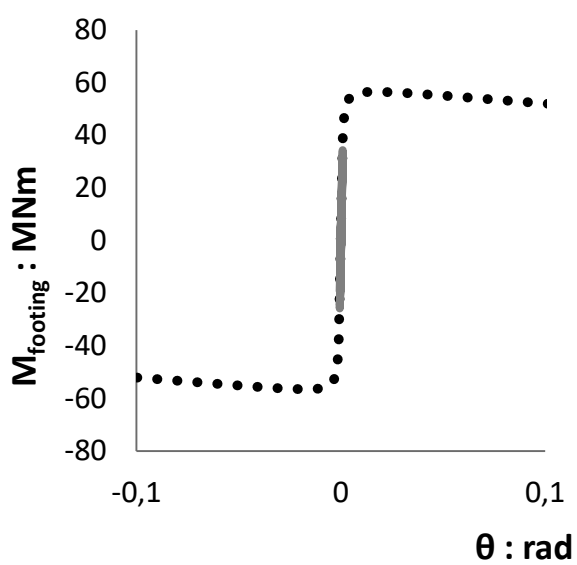
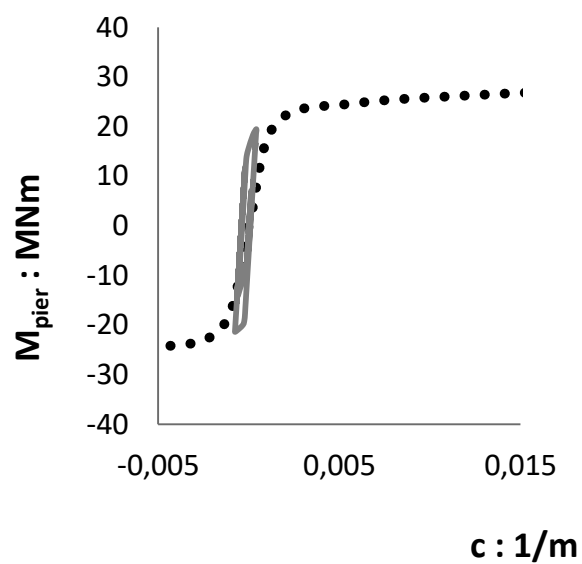
Σχήμα Π.6 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του Rinaldi.



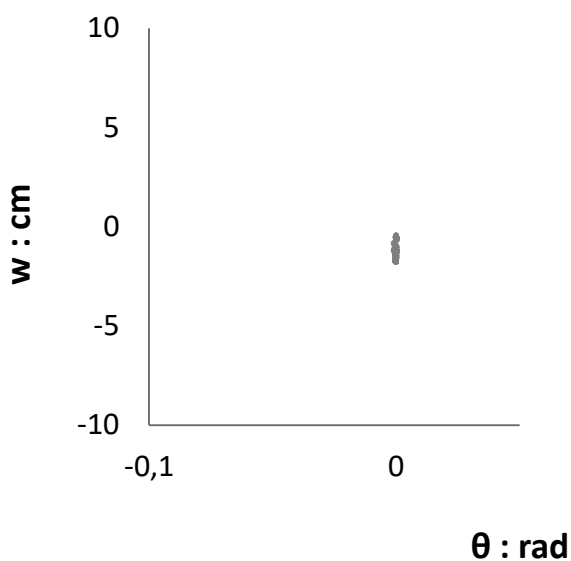
Conventional Design



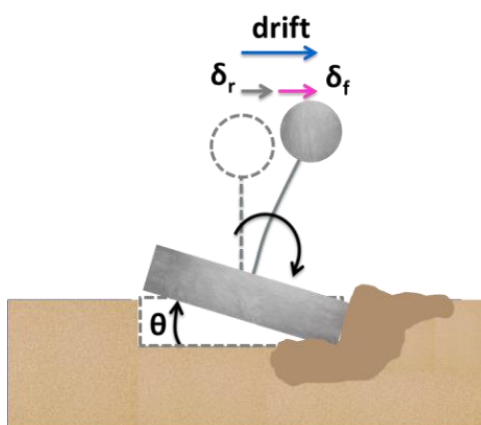
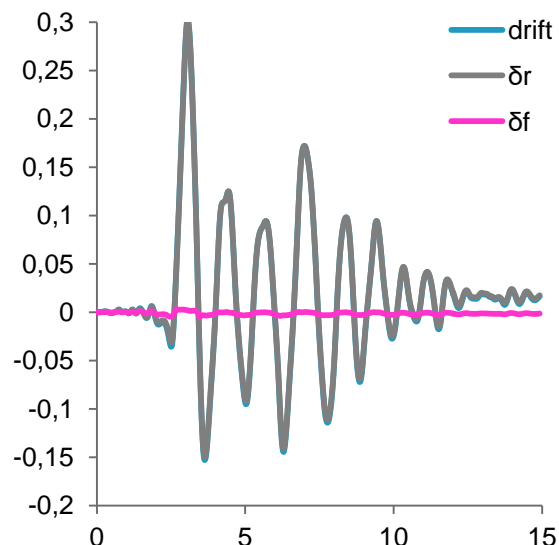
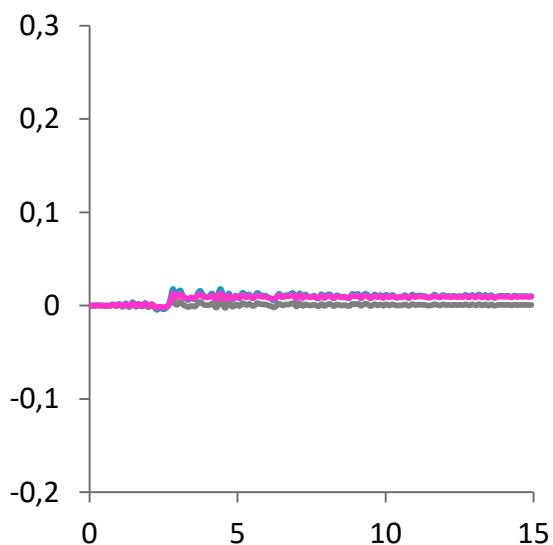
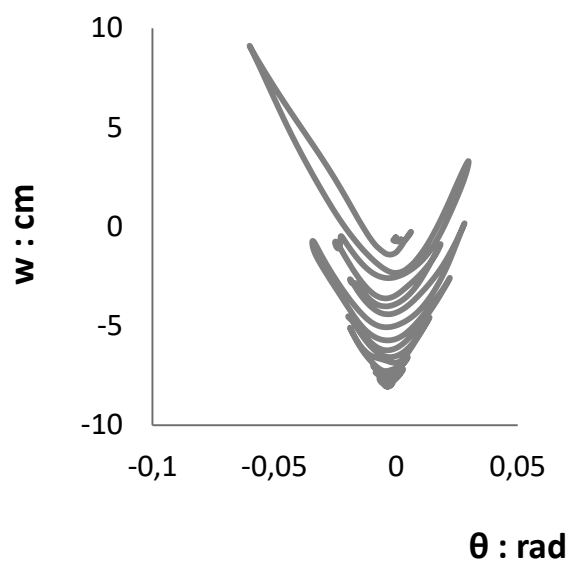
Rocking Isolation Design

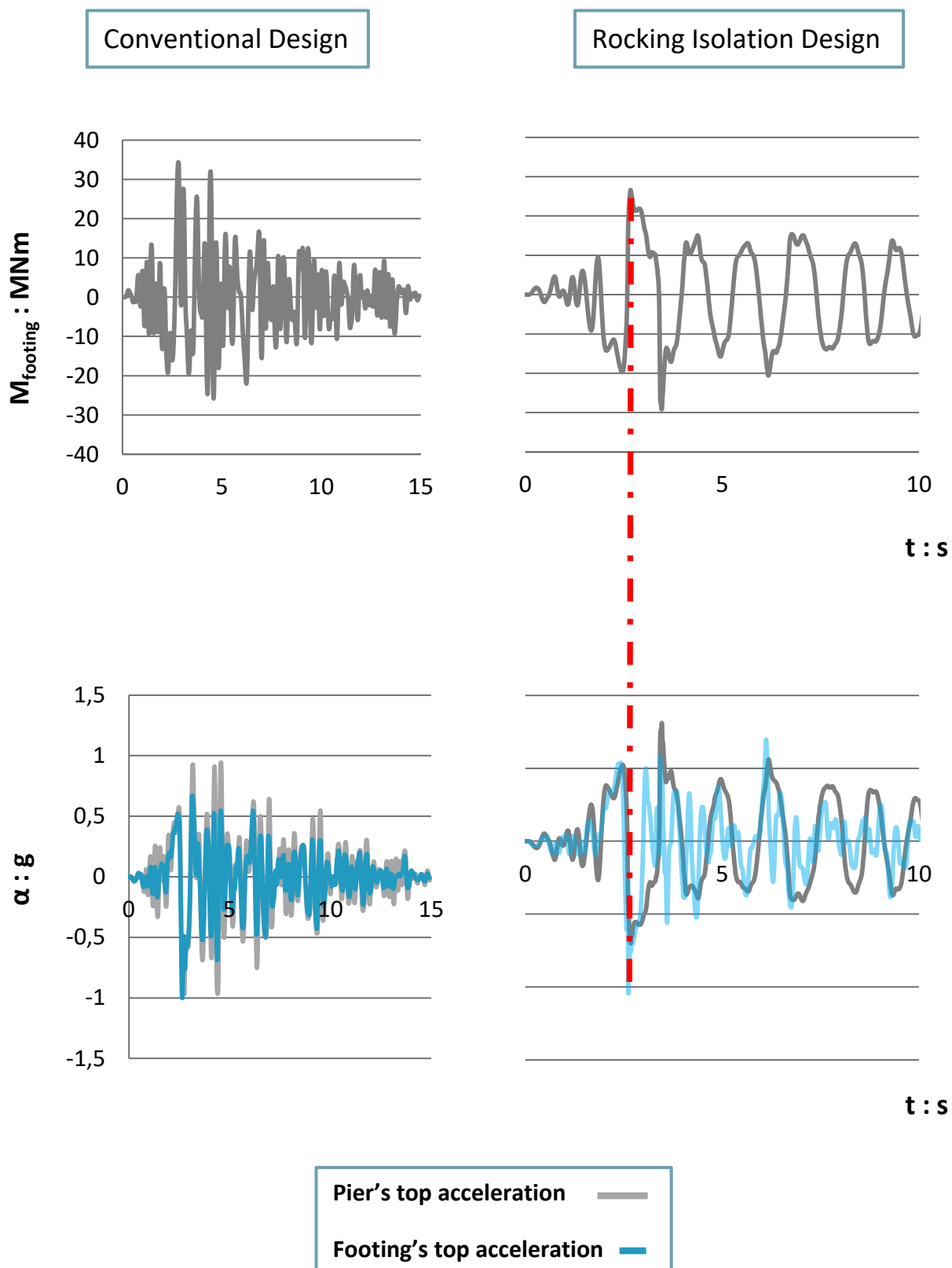


Conventional Design

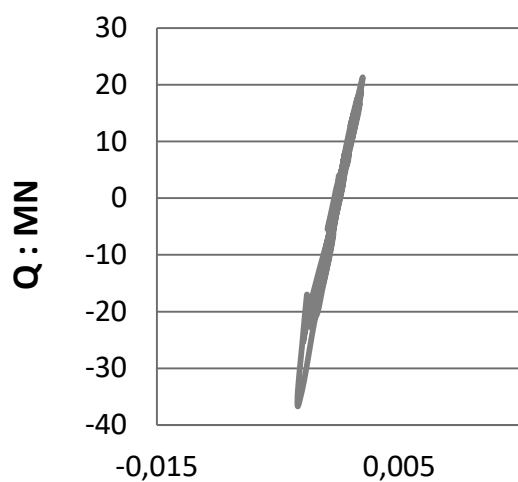


Rocking Isolation Design



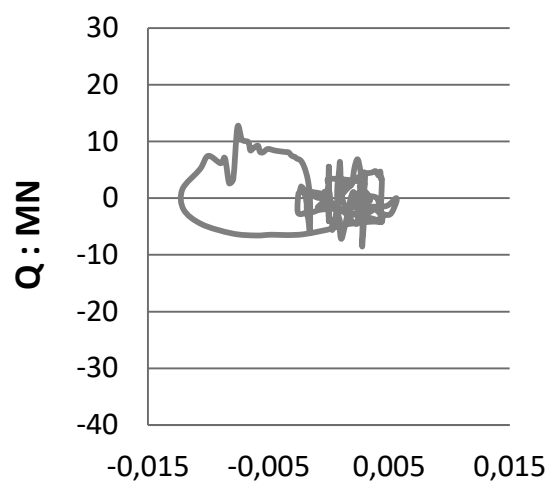


Conventional Design

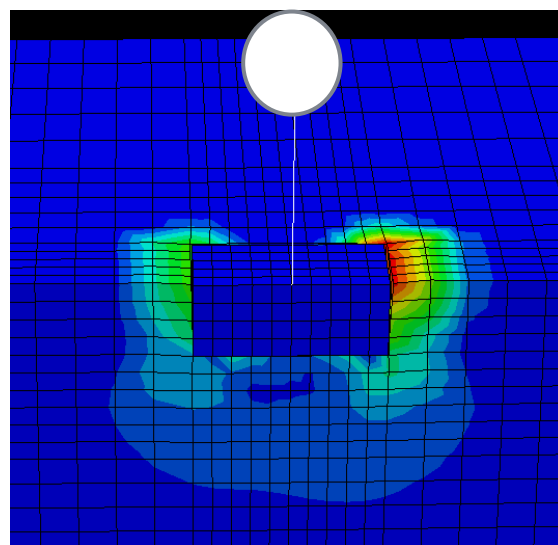
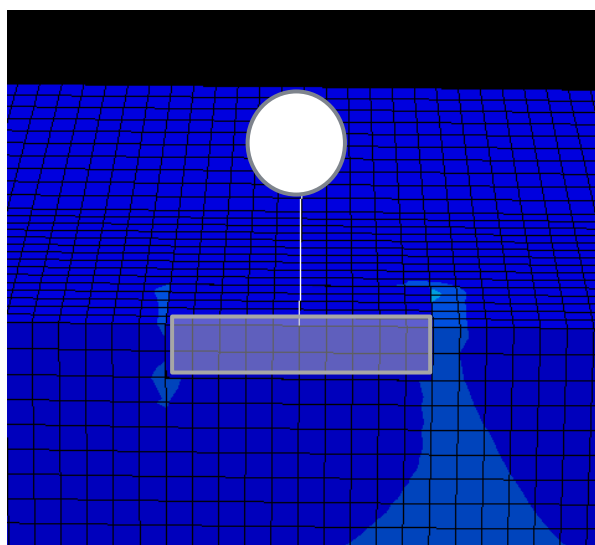


u : m

Rocking Isolation Design

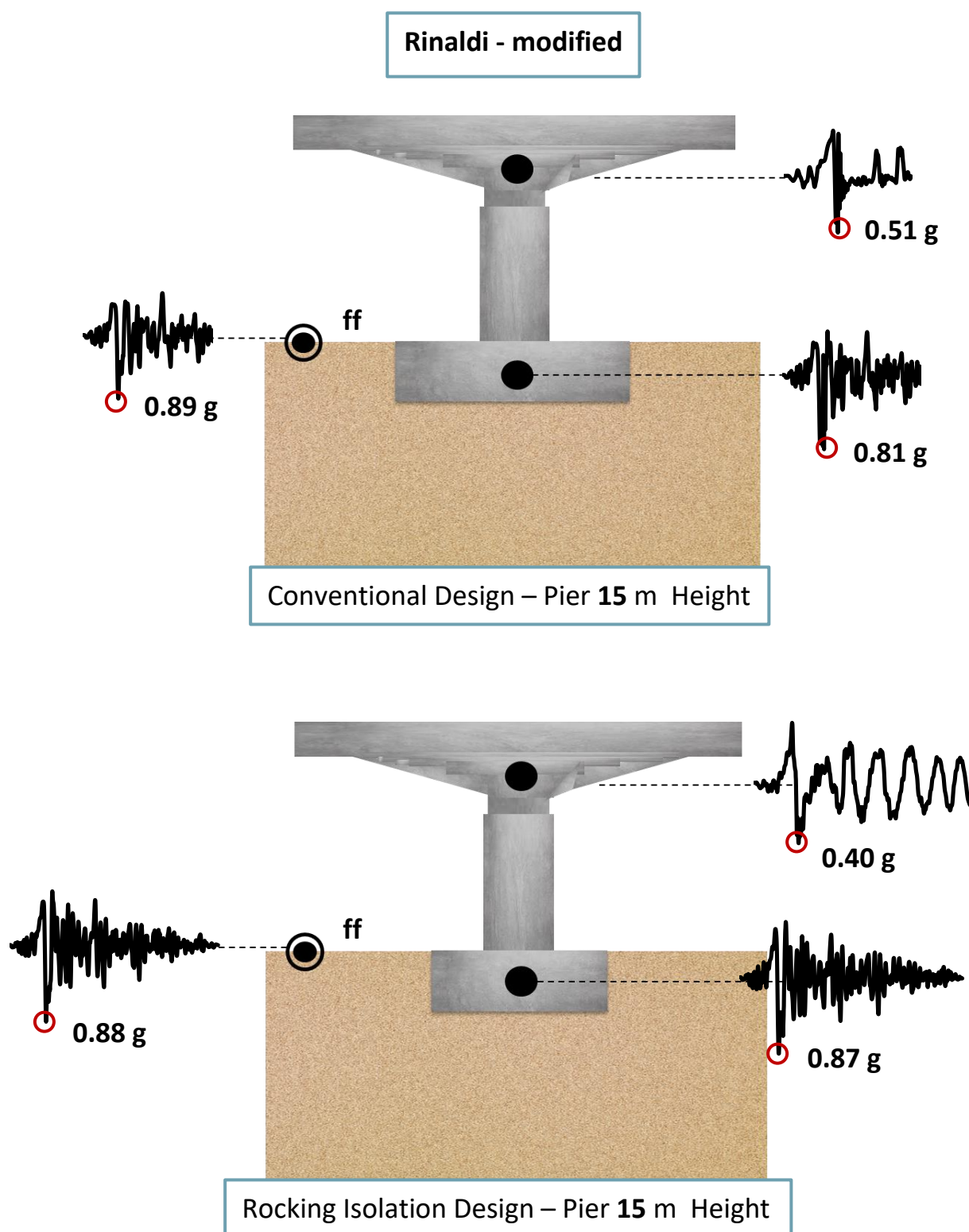


u : m

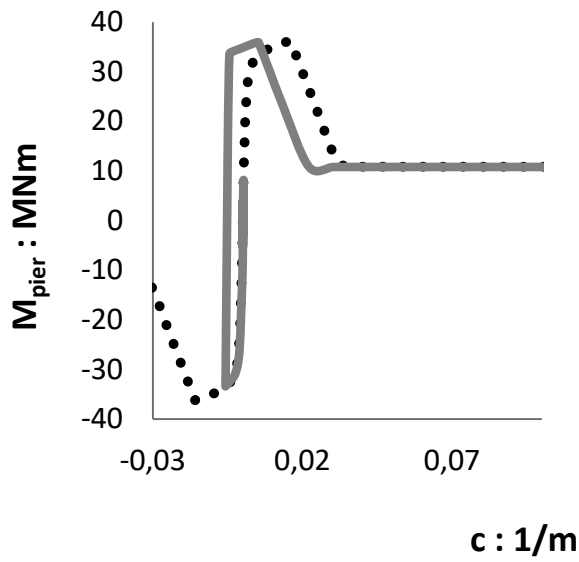


Στα άνωθεν σχήματα με χρώμα τονίζονται οι πλαστικοποιήσεις που συμβαίνουν στο έδαφος μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Είναι εμφανές ότι στην περίπτωση του λικνιζόμενου θεμελίου η πλαστικοποιημένη ζώνη γύρω του είναι πολύ πιο έντονη.

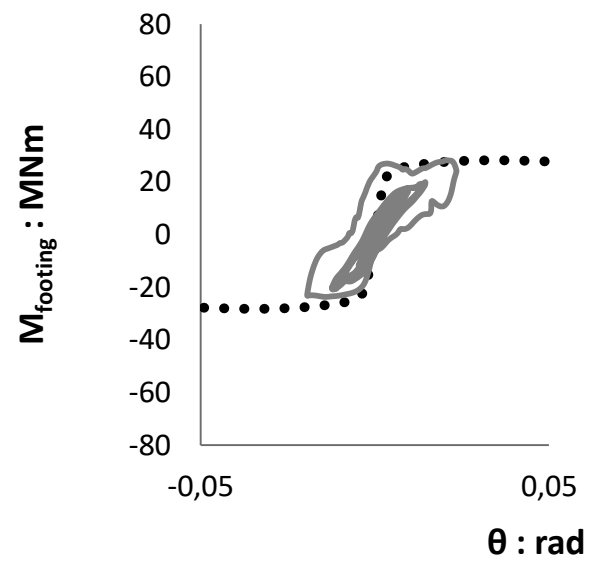
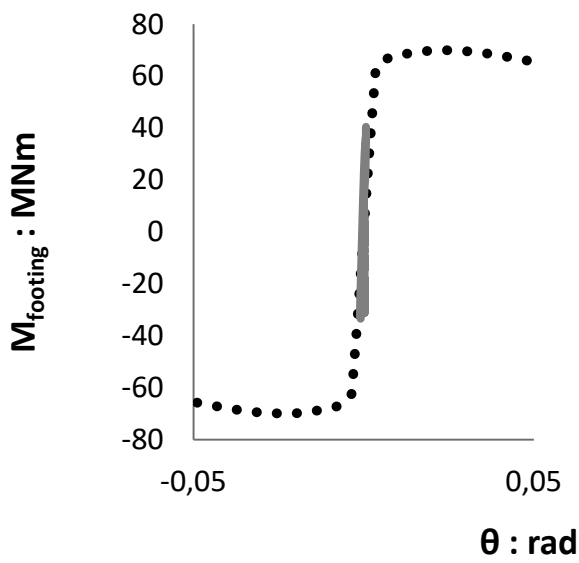
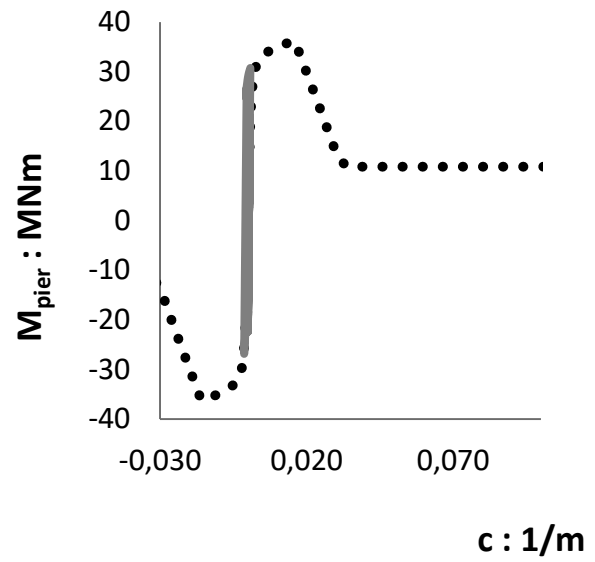
- Τα επιταχυνσιογραφήματα για την συμβατική κατασκευή σταματούν λίγο μετά από τα 7 sec , διότι το βάθρο καταρρέει.



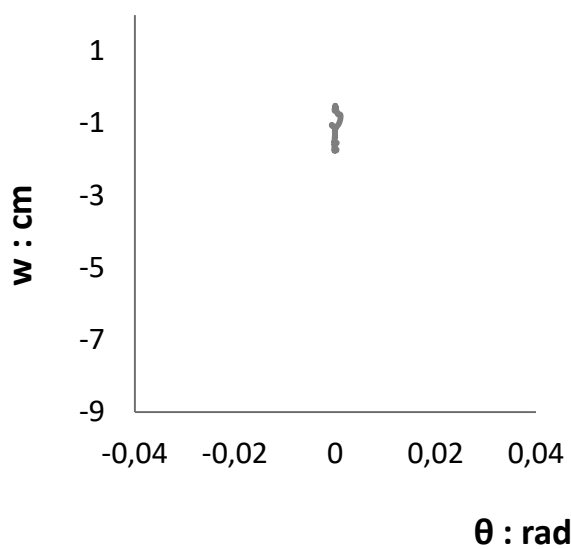
Conventional Design



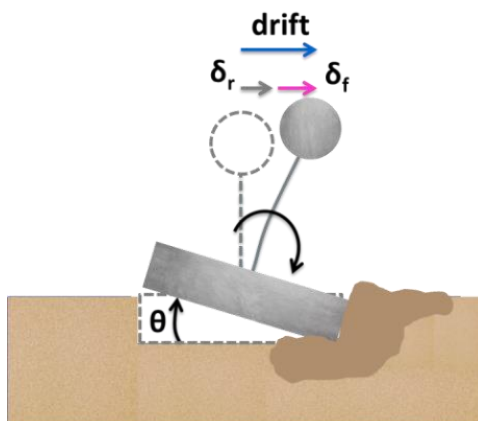
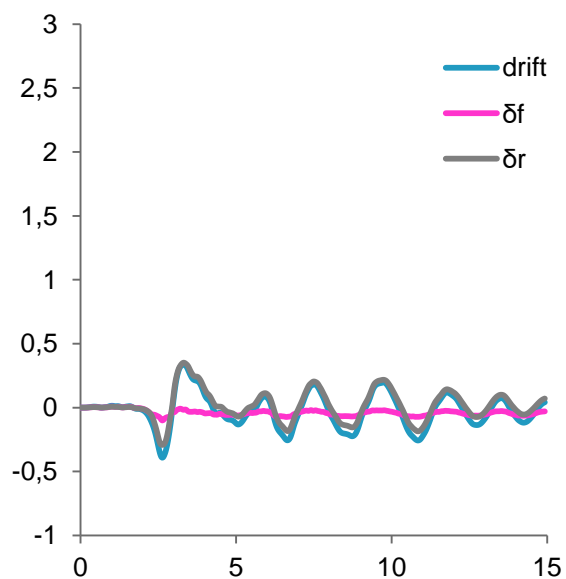
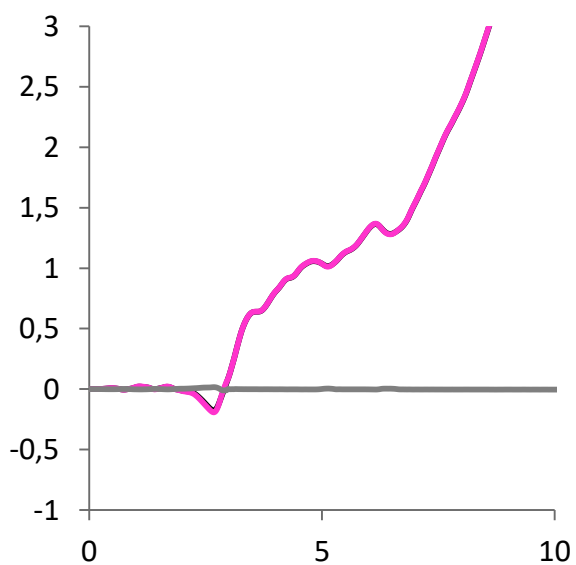
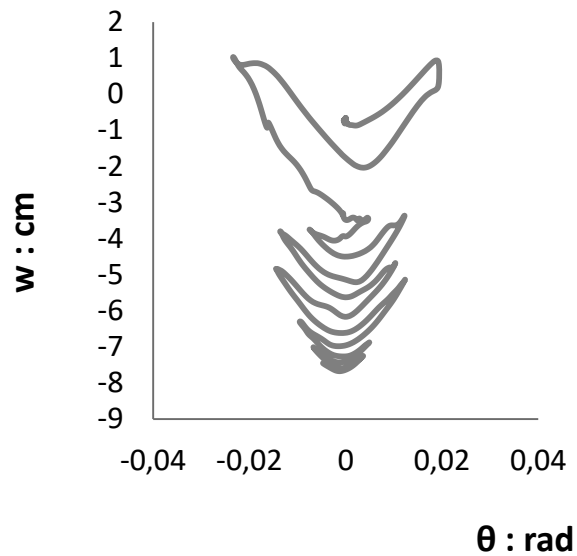
Rocking Isolation Design



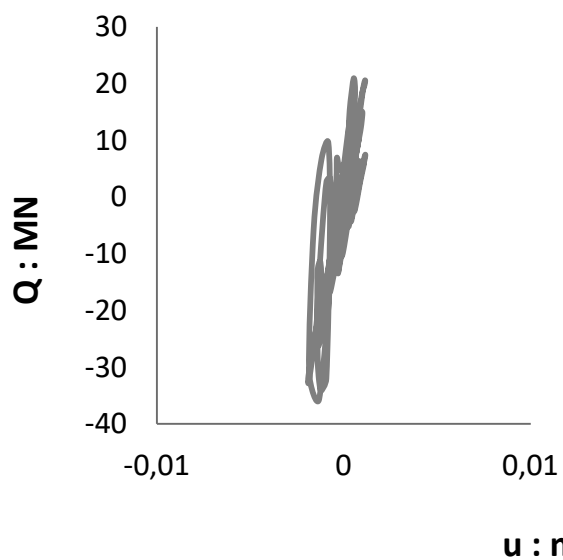
Conventional Design



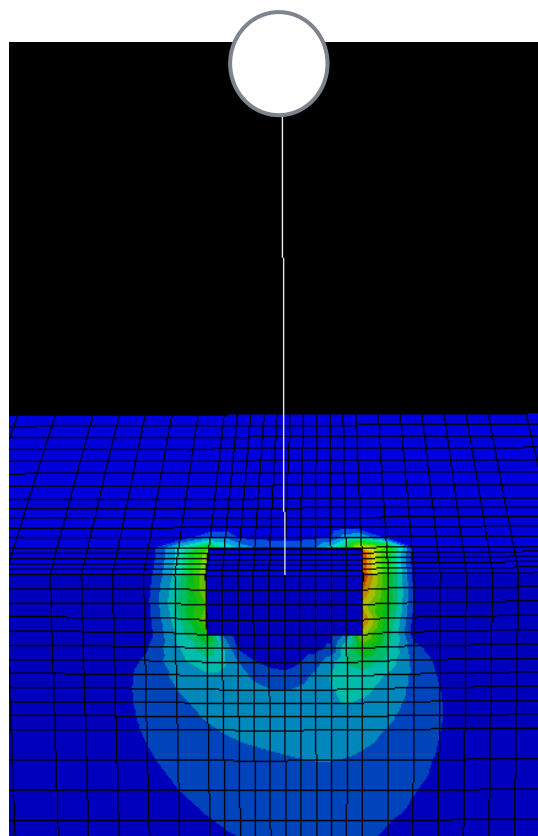
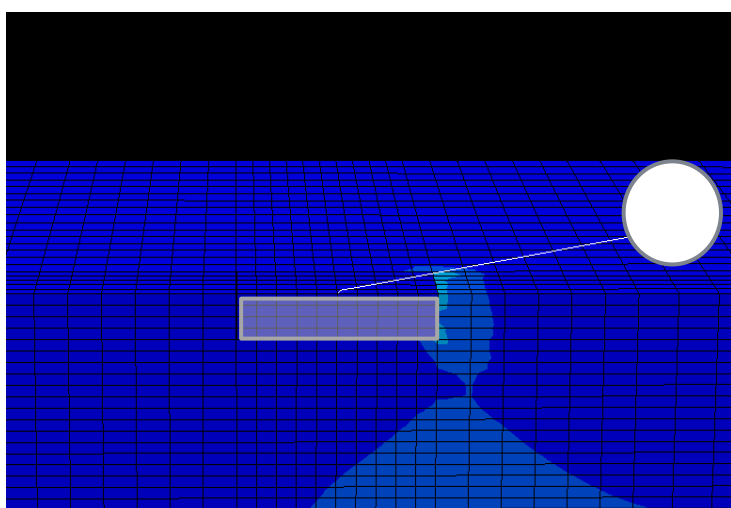
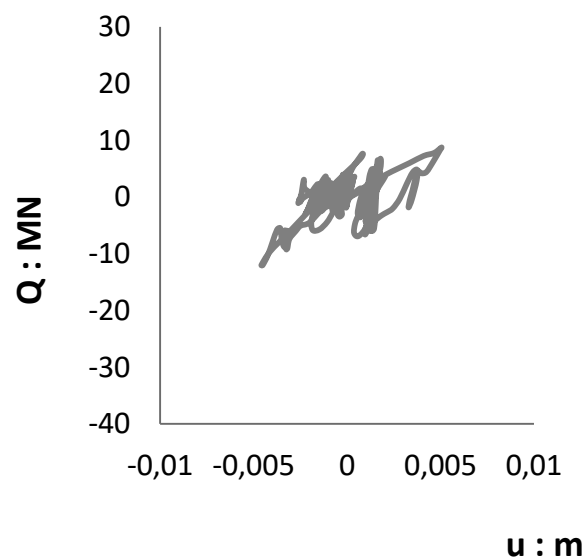
Rocking Isolation Design



Conventional Design

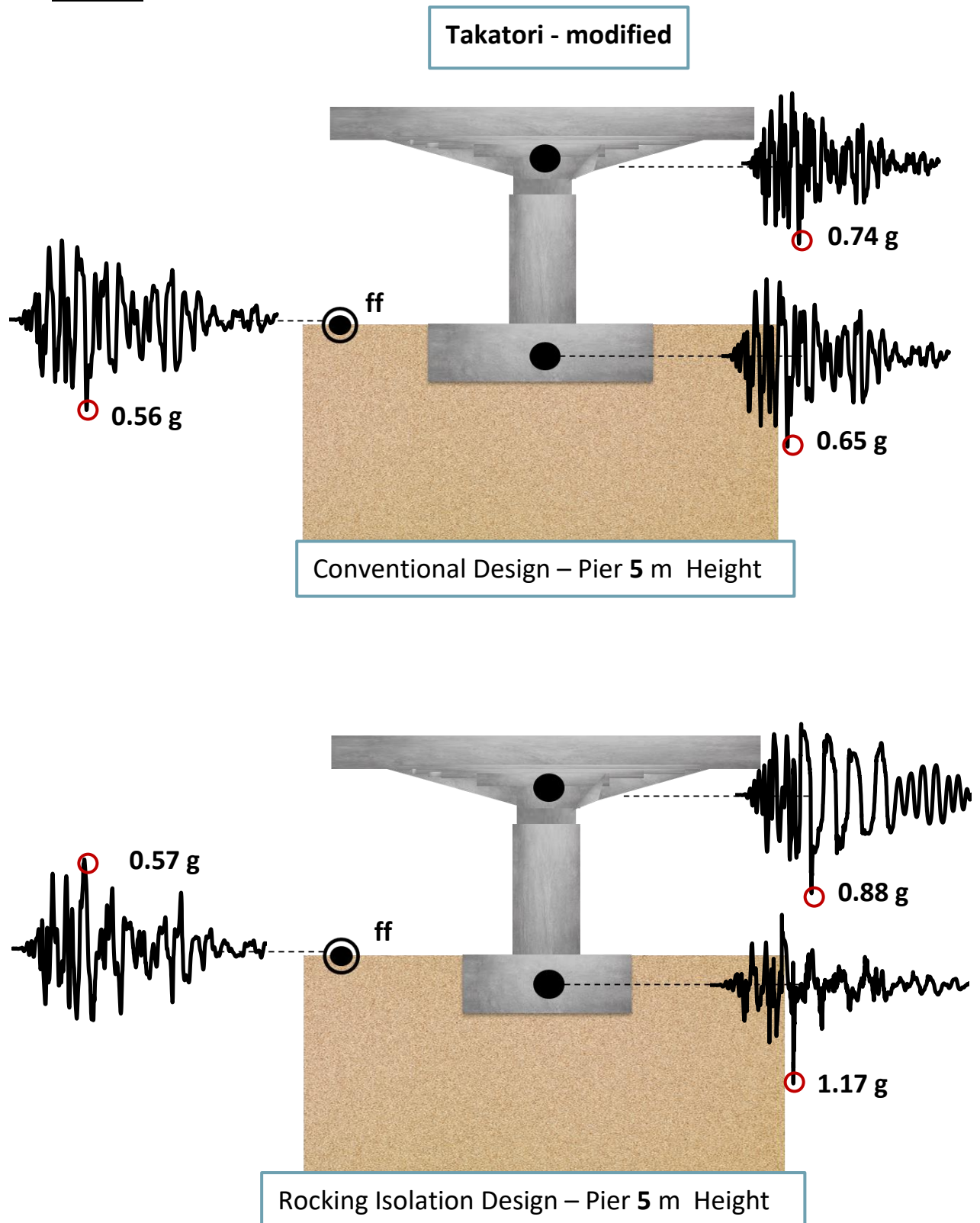


Rocking Isolation Design

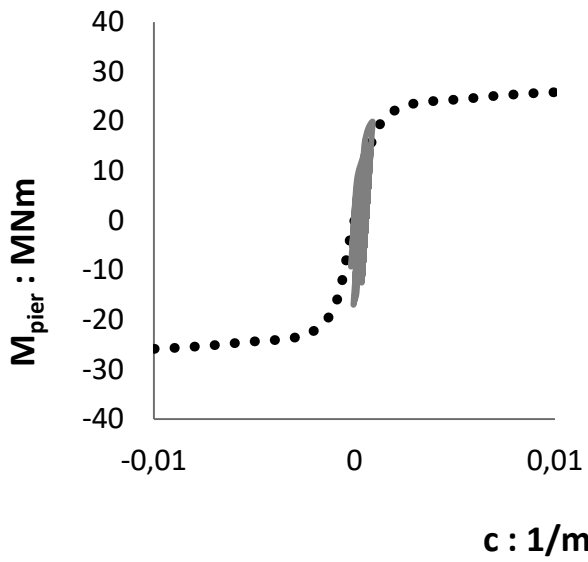


Το συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο αστοχεί ενώ το λικνιζόμενο πλαστικοποιώντας το έδαφος έδρασής του «επιβιώνει» .

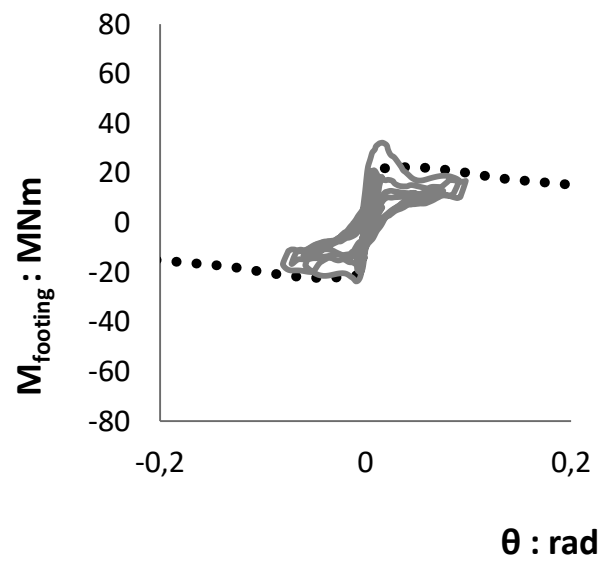
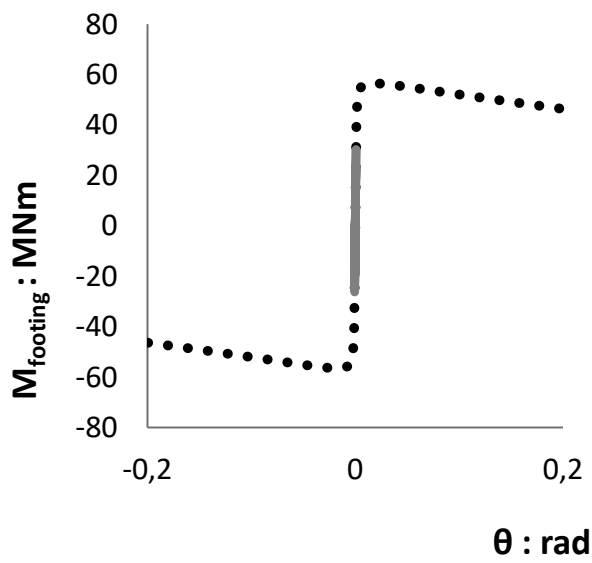
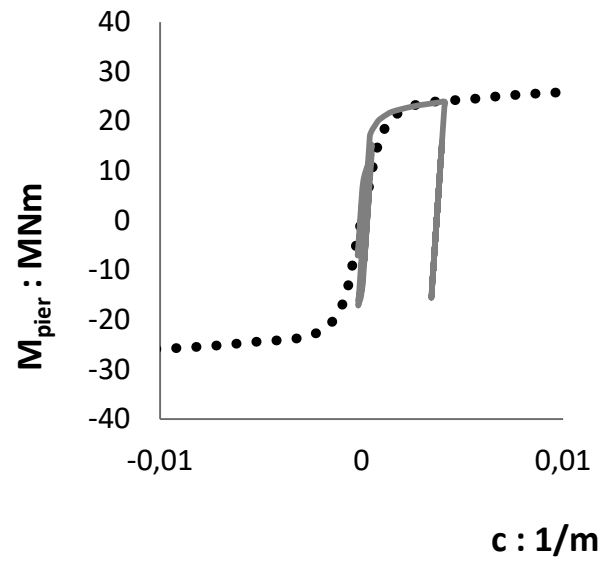
Σχήμα Π.7 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του Takatori.



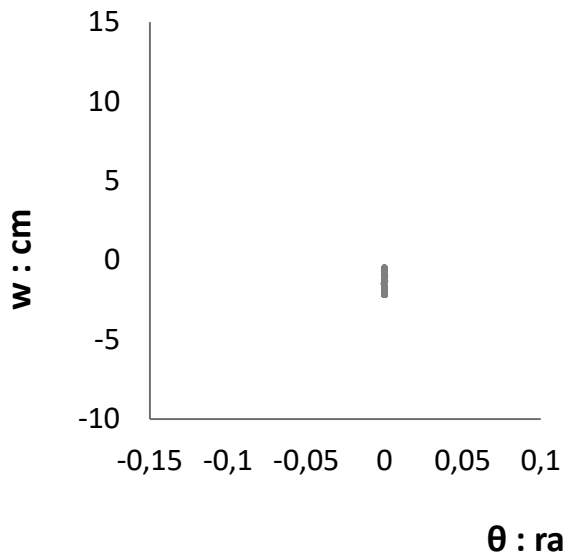
Conventional Design



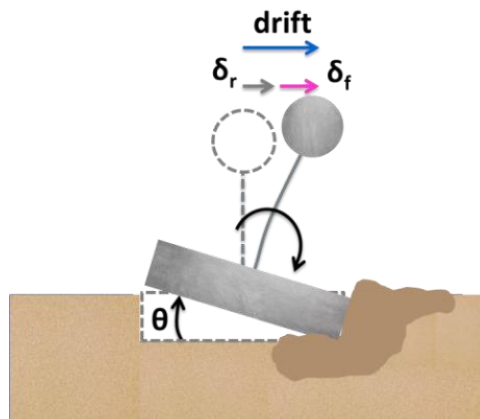
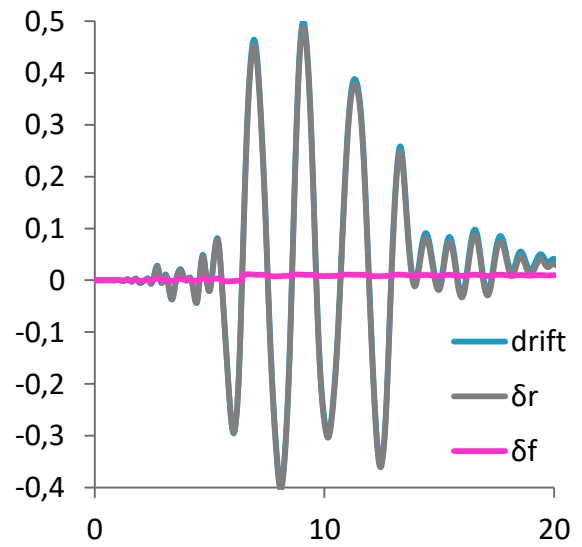
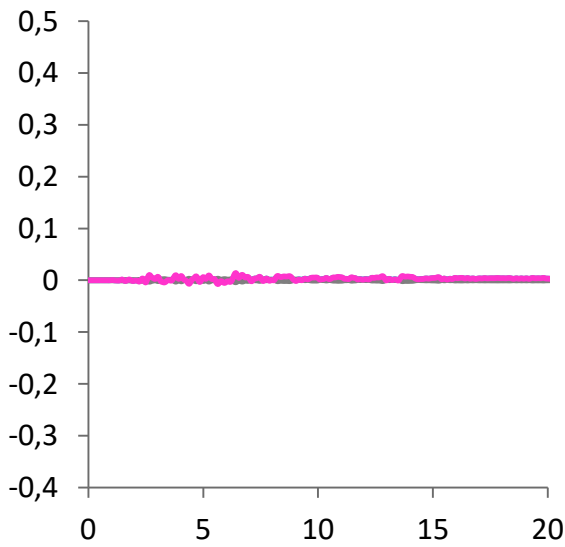
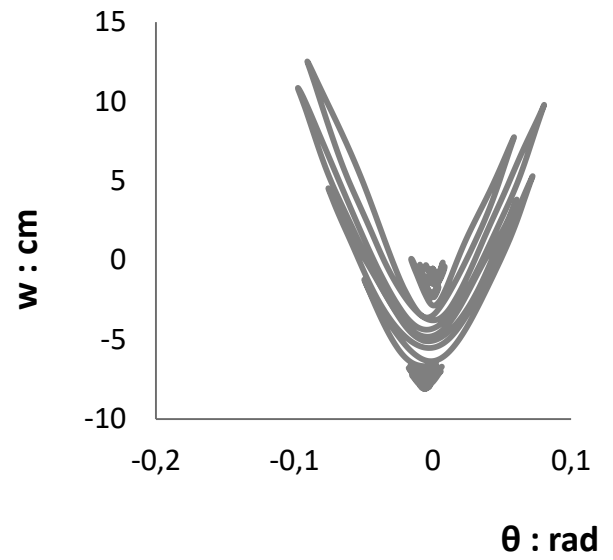
Rocking Isolation Design



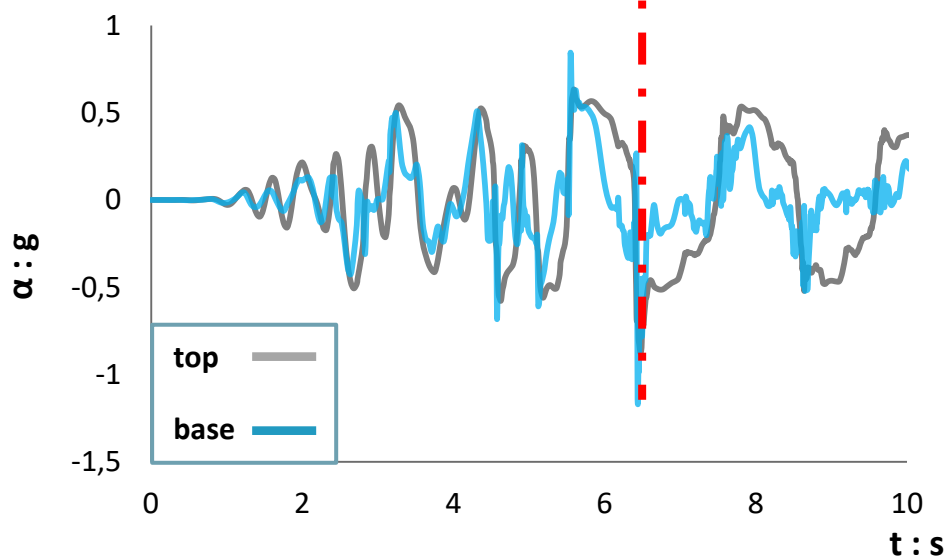
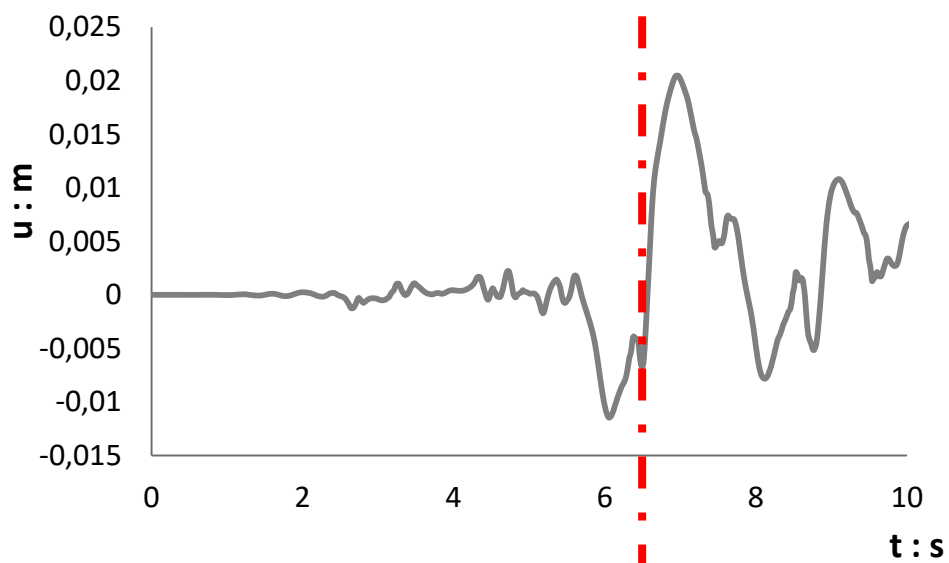
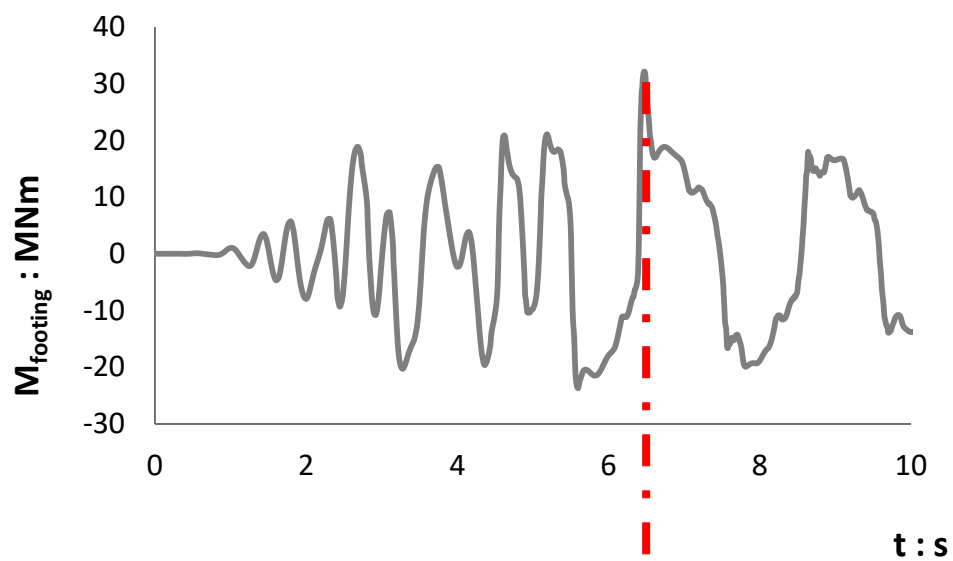
Conventional Design



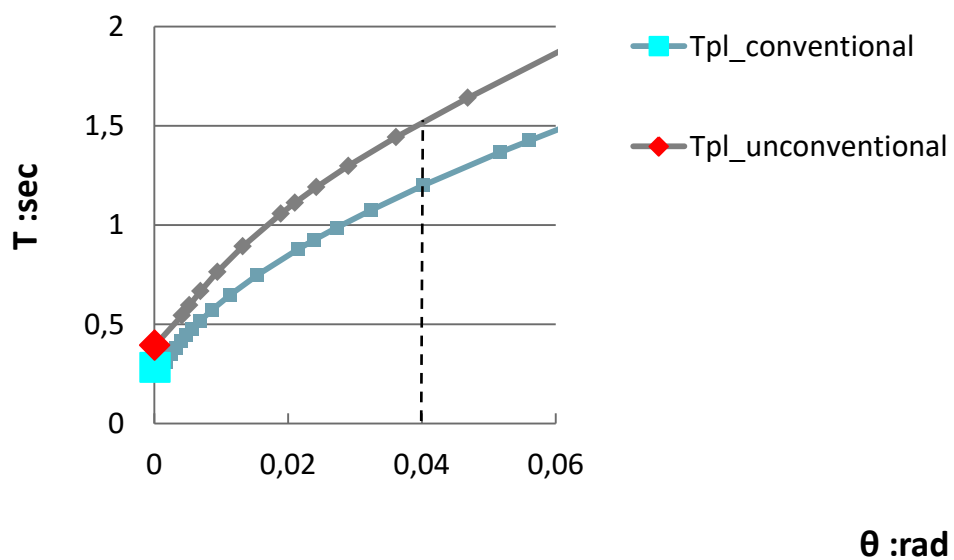
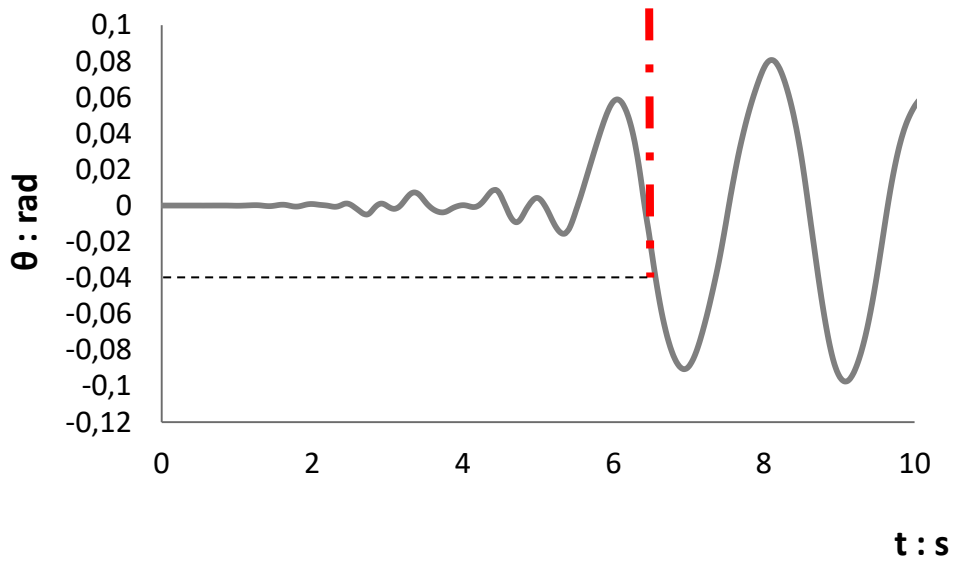
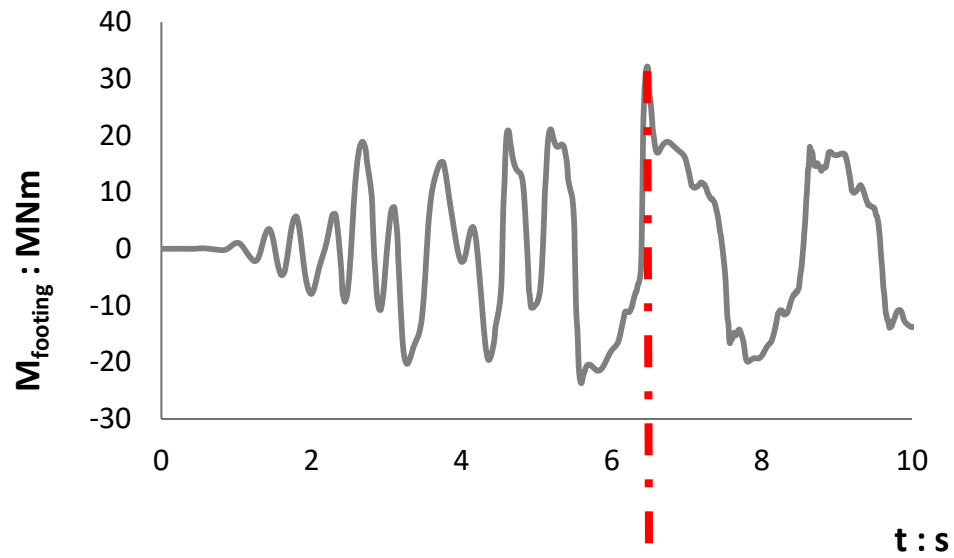
Rocking Isolation Design



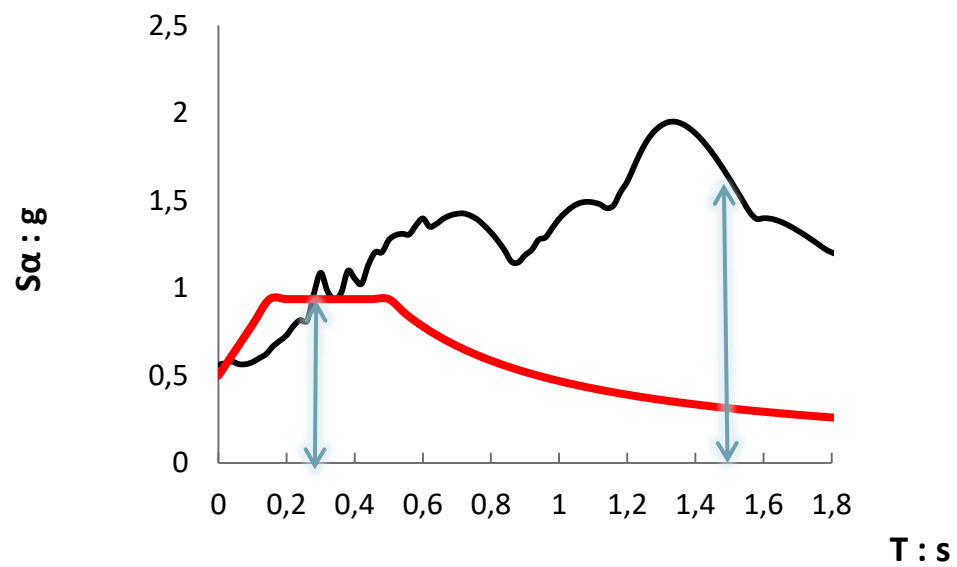
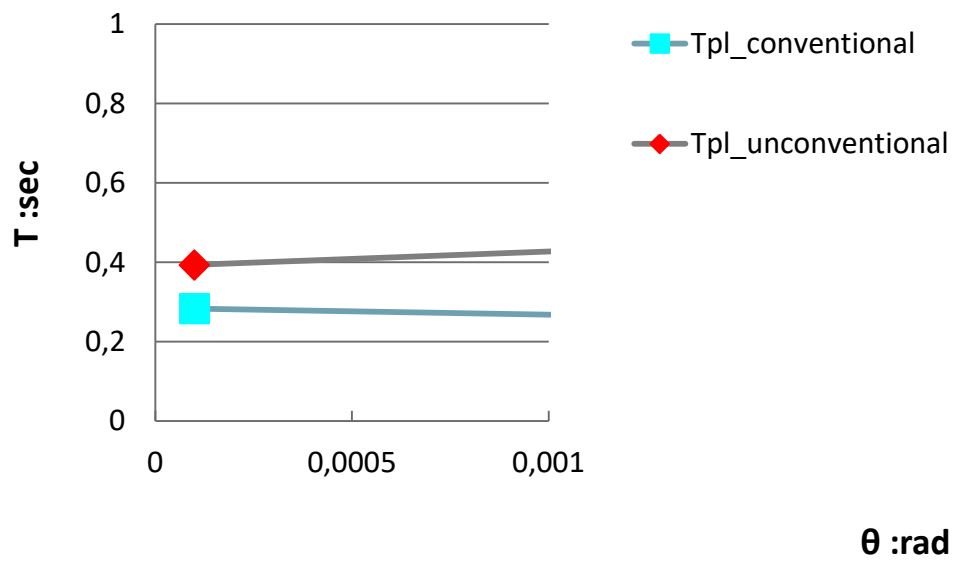
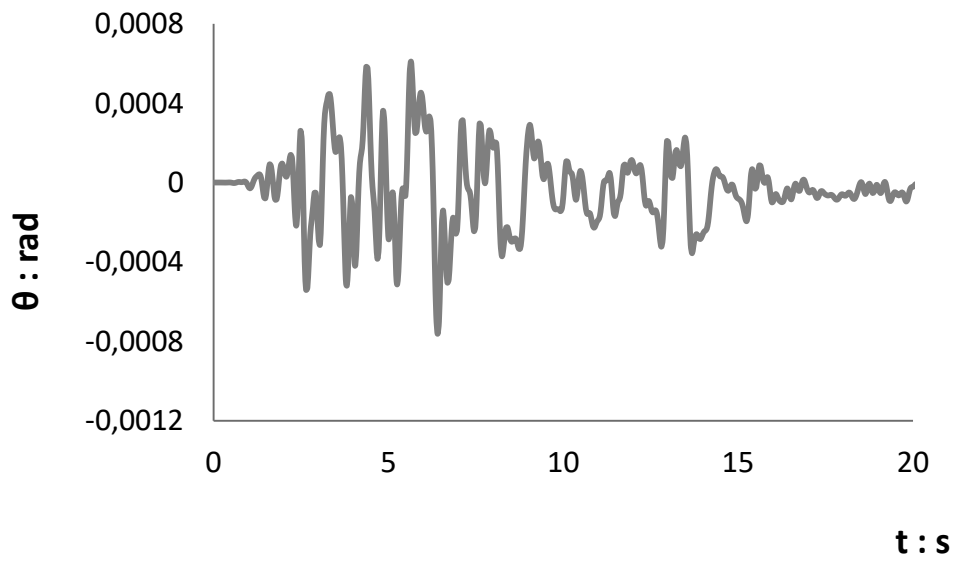
Rocking Isolation Design



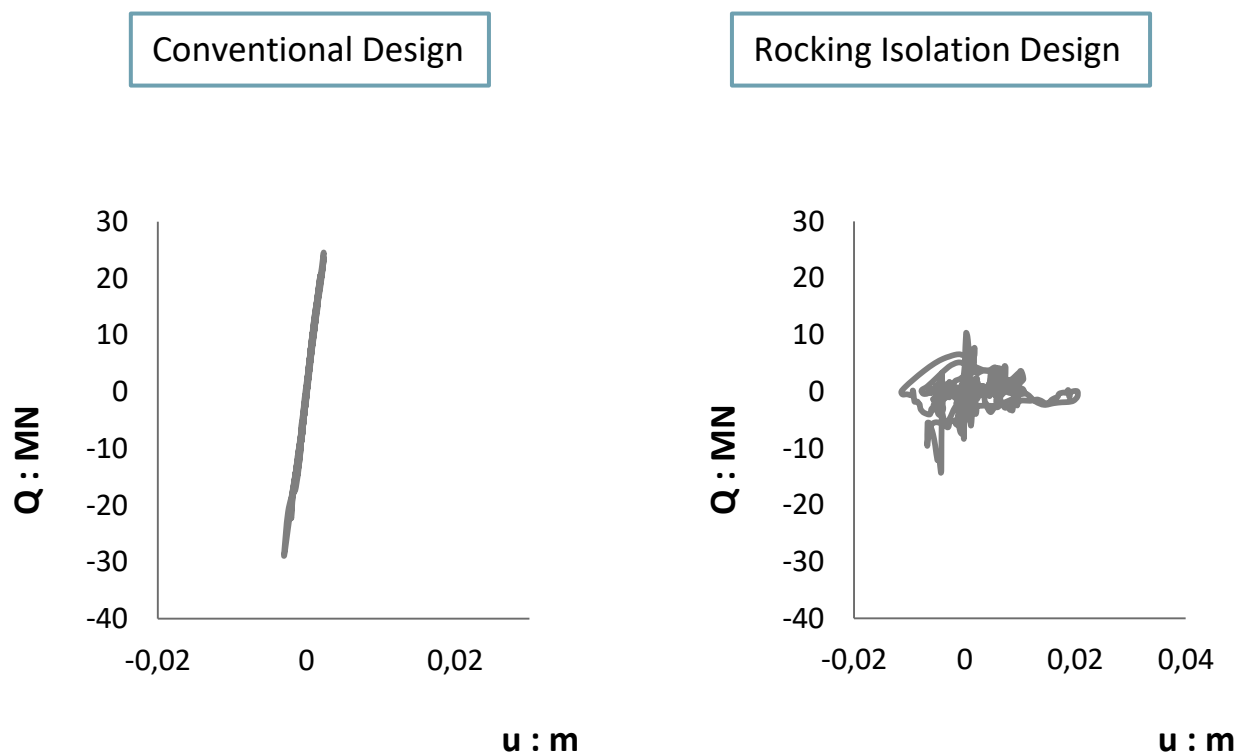
Rocking Isolation Design



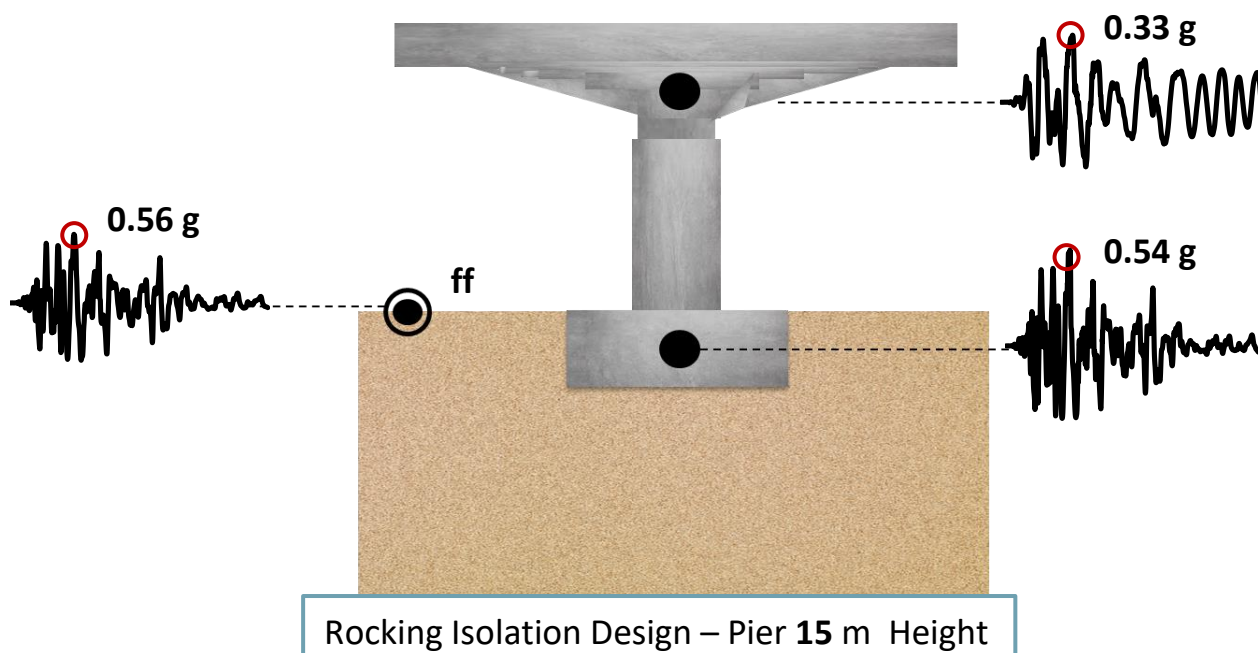
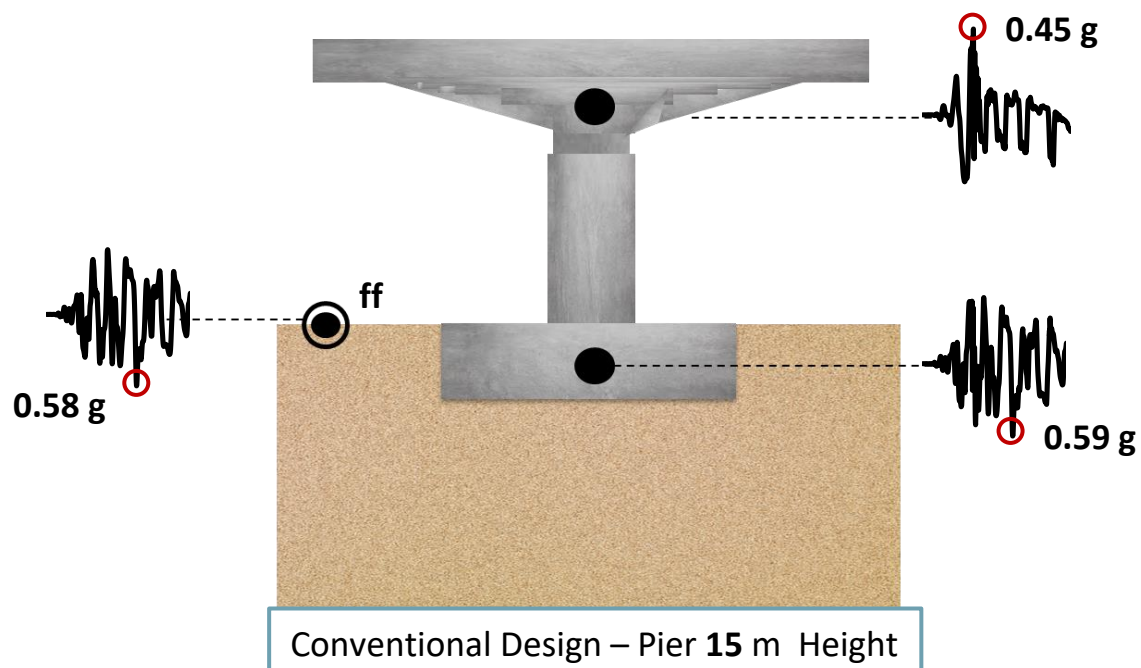
Conventional Design



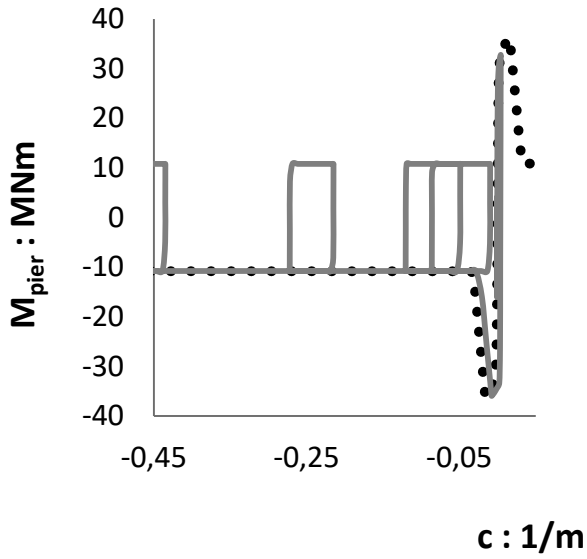
Όπως προκύπτει από τις προηγούμενες σελίδες, η στιγμή που εμφανίζεται η αυξημένη ροπή, η οποία ξεπερνά την ροπή που είχε υπολογιστεί από την μονοτονική ανάλυση, δεν συμπίπτει με την στιγμή που εμφανίζεται η μεγάλη ολίσθηση στο θεμέλιο. Οπότε, η αύξηση αυτή της ροπής δεν σχετίζεται με παθητικές ωθήσεις από τα τοιχώματα εγκιβωτισμού. Οφείλεται όμως στο γεγονός ότι το κατάστρωμα και το θεμέλιο βρίσκονται σε φάση, λόγω αυτού εμποδίζεται ο ελεύθερος λικνισμός του βάθρου, το βάθρο δεν ανασηκώνεται ούτε λικνίζεται όσο θα έπρεπε και έτσι παραμένει για κάποιες στιγμές στο έδαφος με αποτέλεσμα να μεταβιβάζονται στην ανωδομή αυξημένες επιταχύνσεις. Επιπροσθέτως, η ιδιοπερίοδος του λικνιζόμενου, μη συμβατικά σχεδιασμένου βάθρου αυξάνεται λόγω της αλληλεπίδρασης της κατασκευής με το έδαφος και όπως φαίνεται από το ελαστικό φάσμα που προκύπτει από την σεισμική διέγερση του τροποποιημένου Takatori , αύξηση της ιδιοπεριόδου οδηγεί και σε μεγαλύτερες επιταχύνσεις. Έτσι, κάποιες στιγμές στην ανωδομή μεταβιβάζονται μεγαλύτερες επιταχύνσεις από ότι μεταβιβάζονται στη συμβατικά σχεδιασμένη κατασκευή, με αποτέλεσμα να οδηγούν στην δημιουργία μεγαλύτερων ροπών. Οι ροπές αυτές ξεπερνούν την ροπή αντοχής του υποστυλώματος και ως εκ τούτου τείνει να καταπονείται περισσότερο το λικνιζόμενο βάθρο σε σχέση με το συμβατικό.



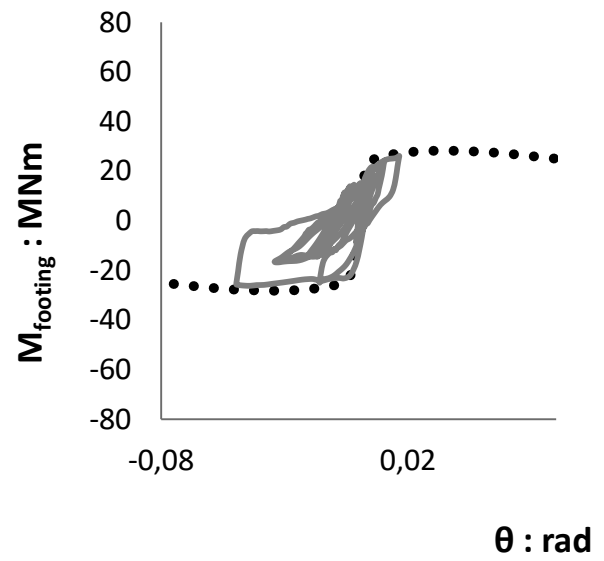
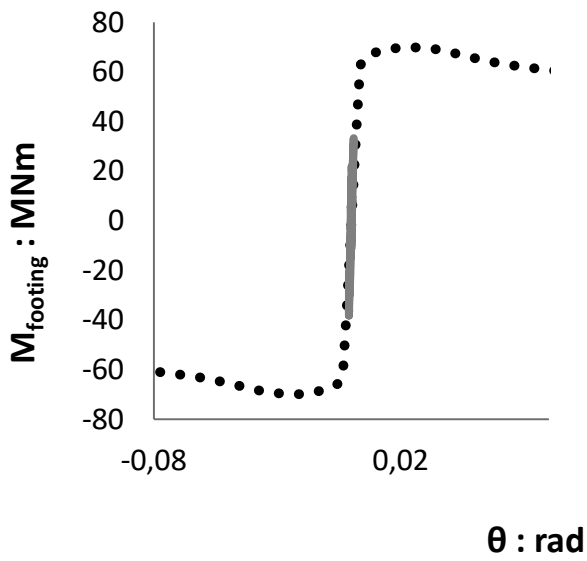
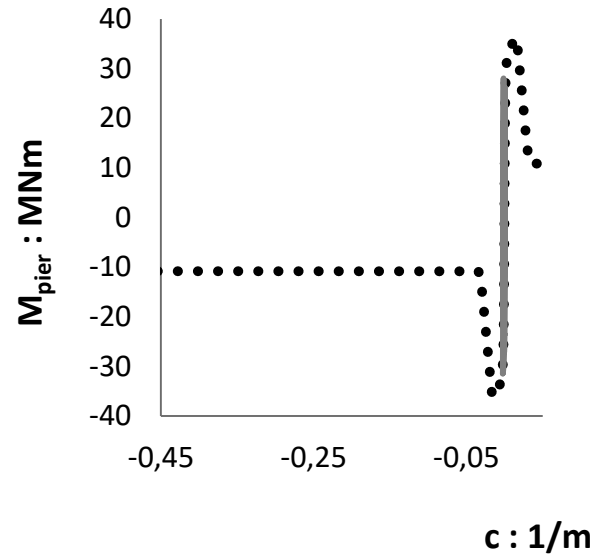
Takatori - modified



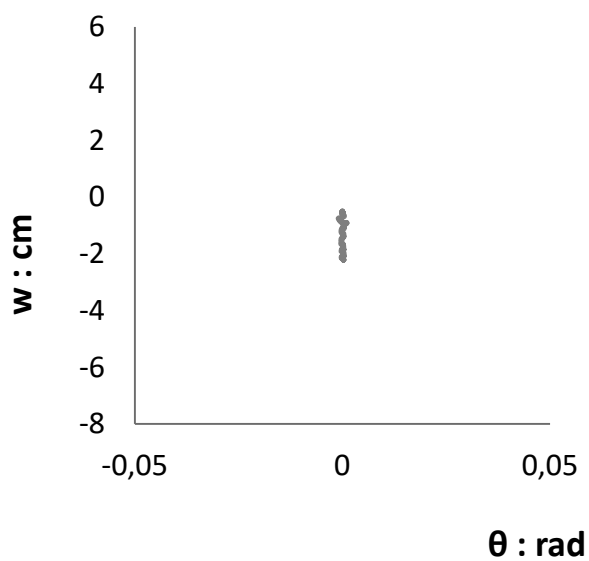
Conventional Design



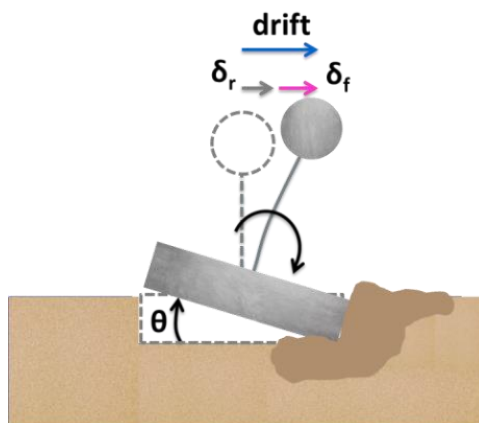
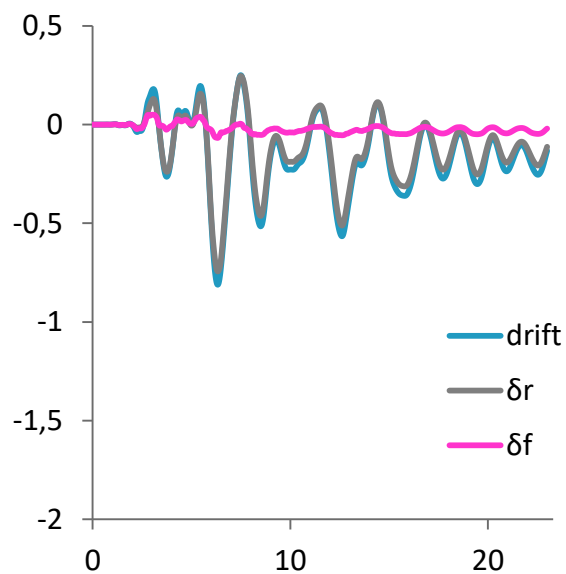
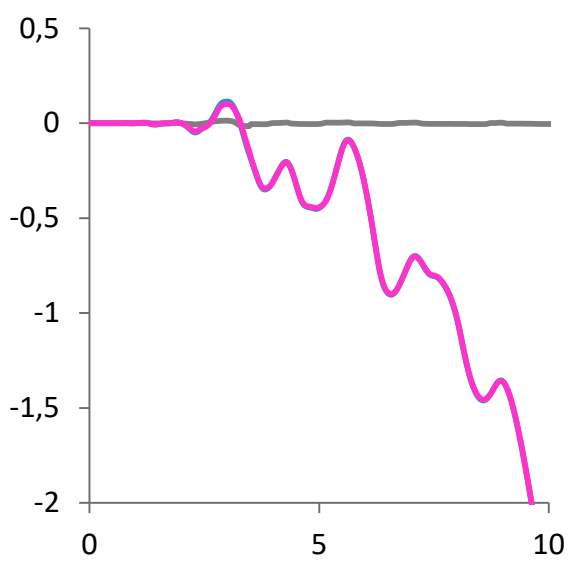
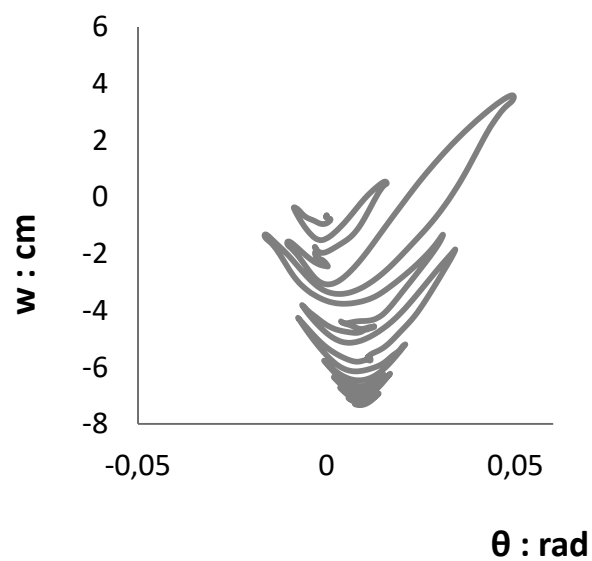
Rocking Isolation Design



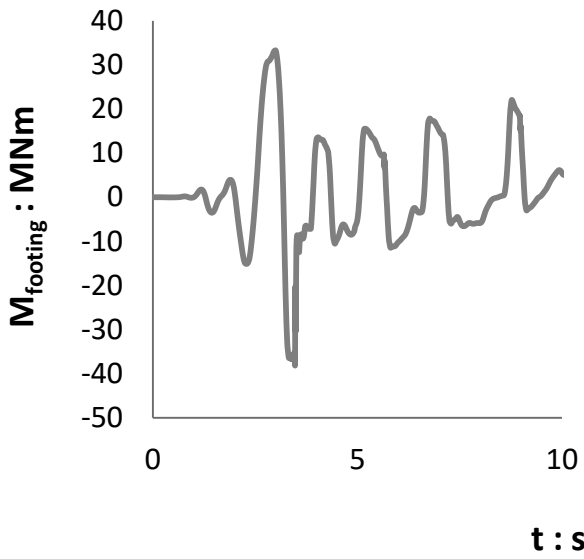
Conventional Design



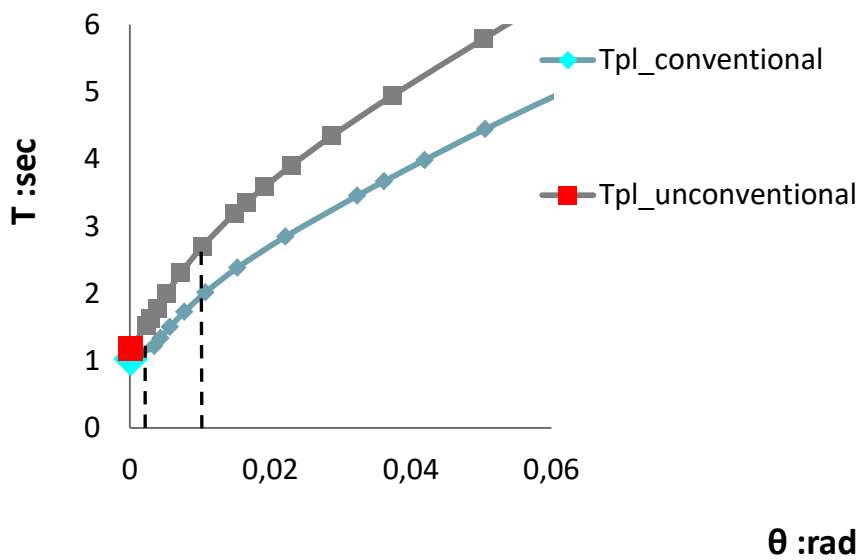
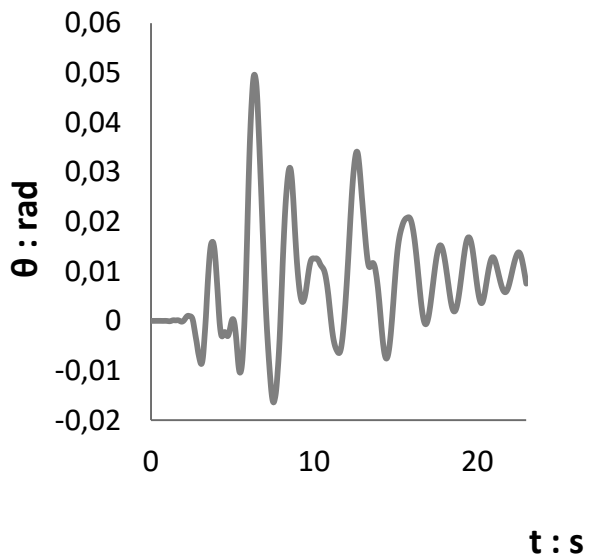
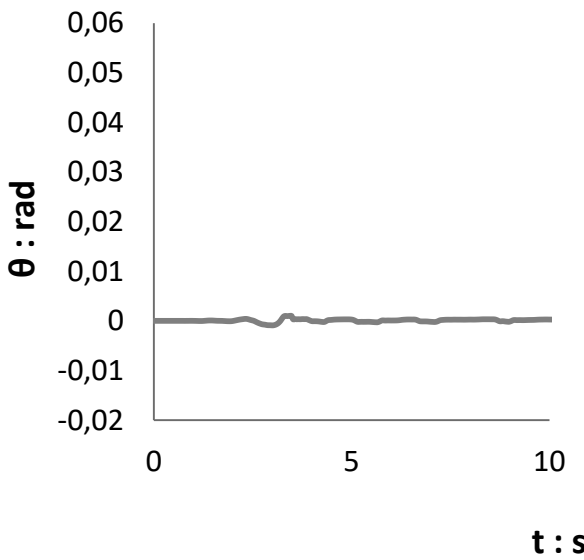
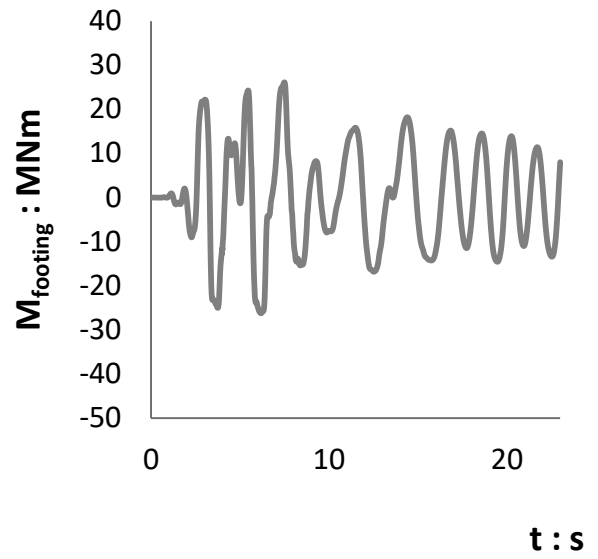
Rocking Isolation Design

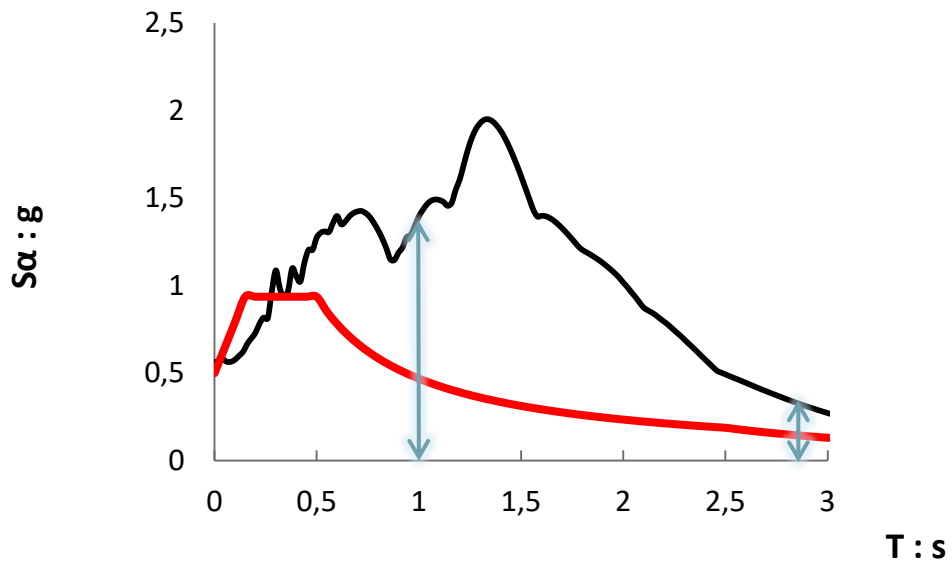


Conventional Design



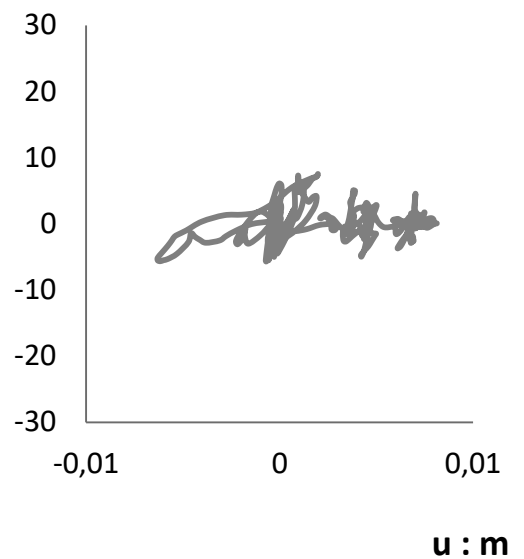
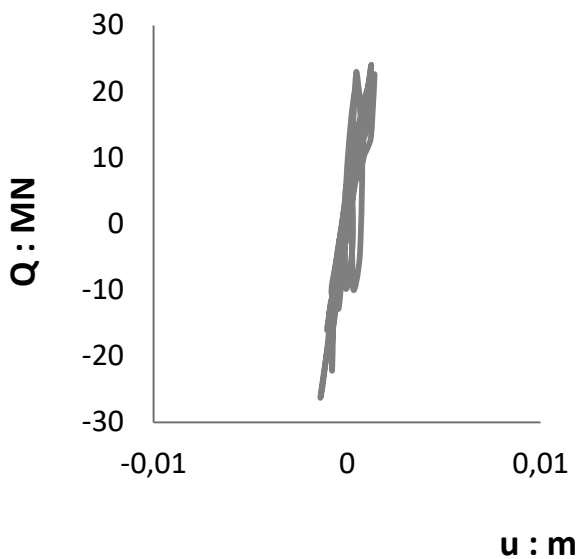
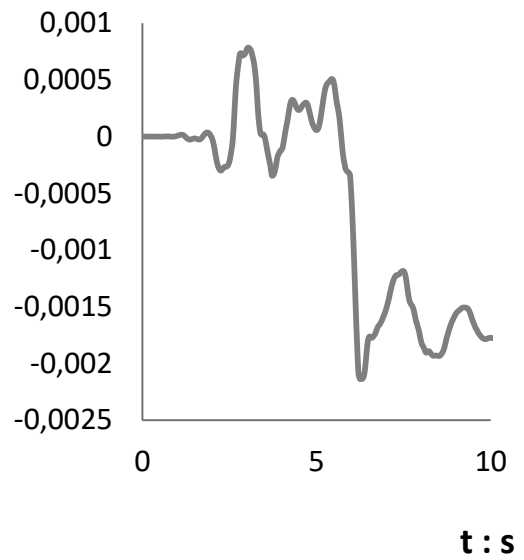
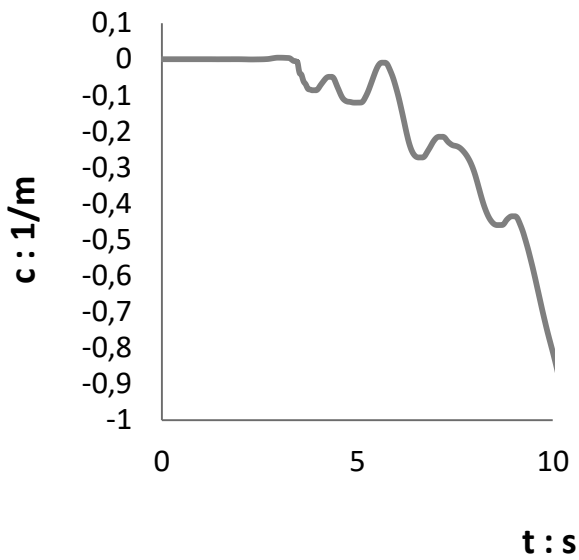
Rocking Isolation Design



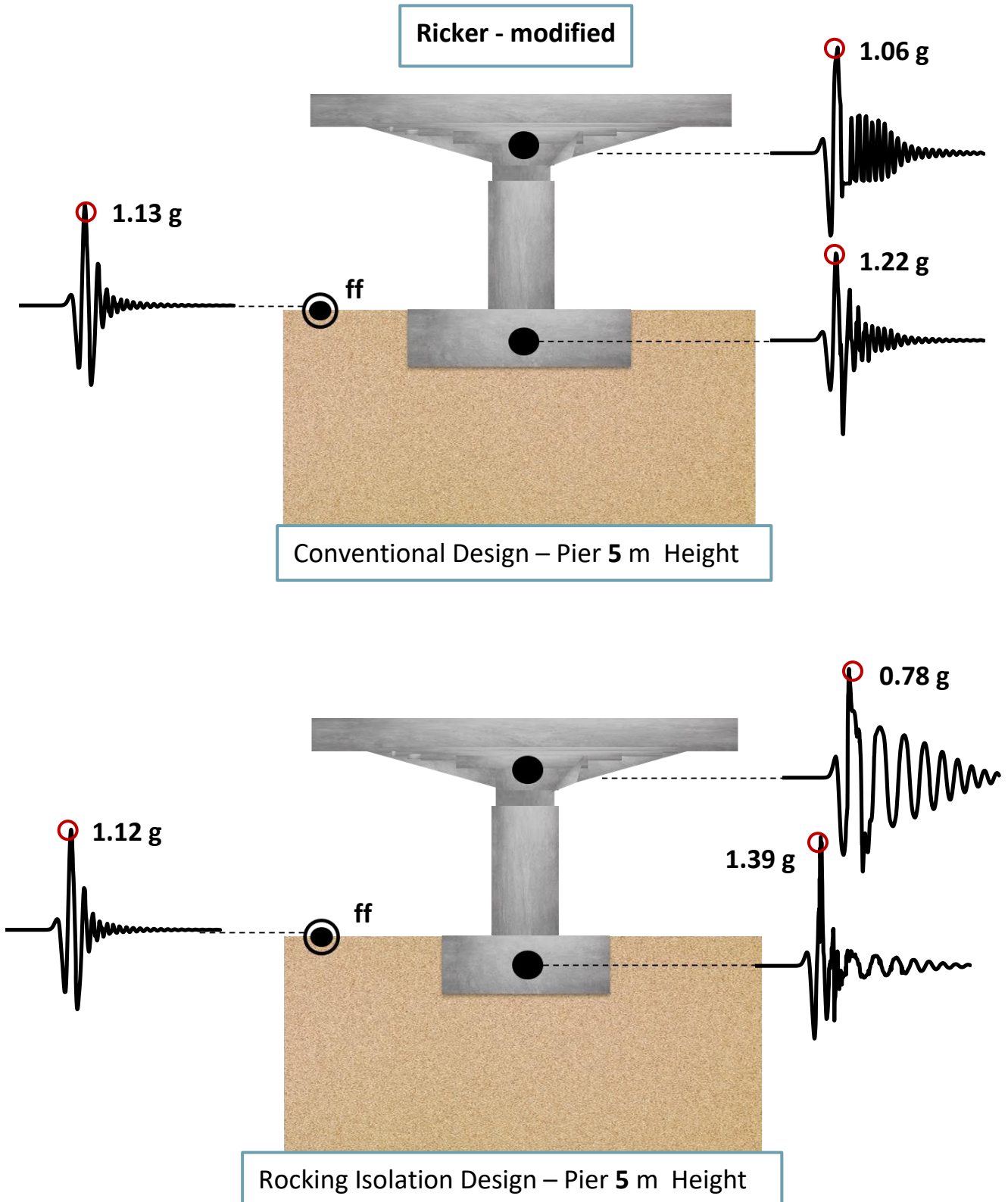


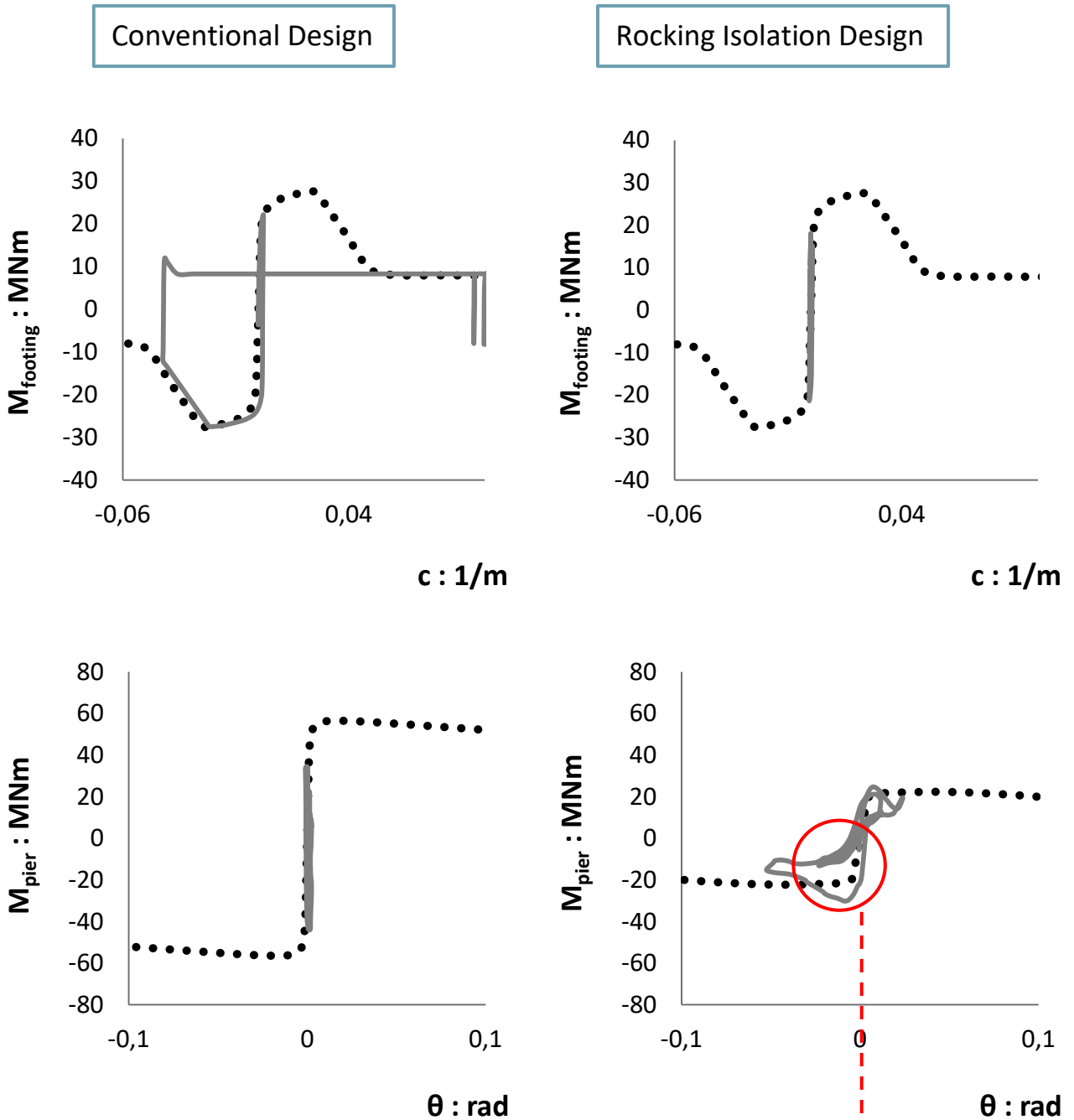
Conventional Design

Rocking Isolation Design



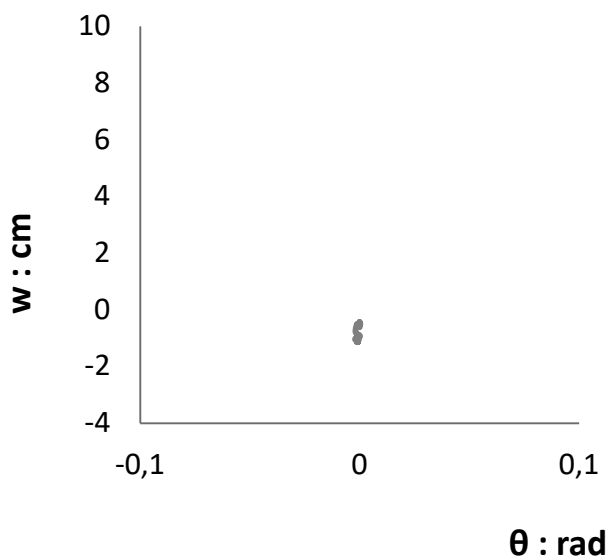
Σχήμα Π.8 : Αποτελέσματα σεισμικής απόκρισης, όπως προέκυψαν από τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, των τεσσάρων βάθρων για την σεισμική διέγερση του Ricker [1g].



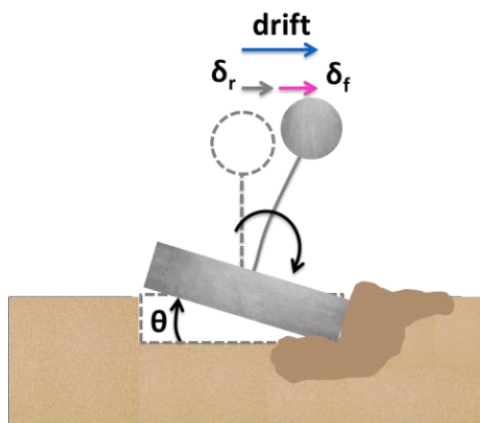
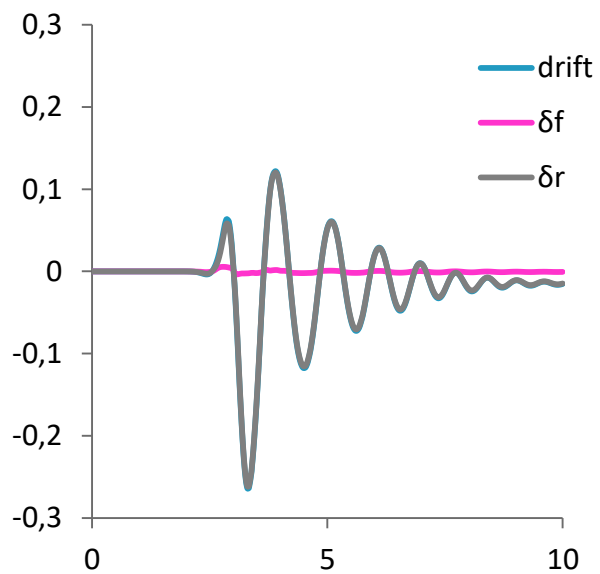
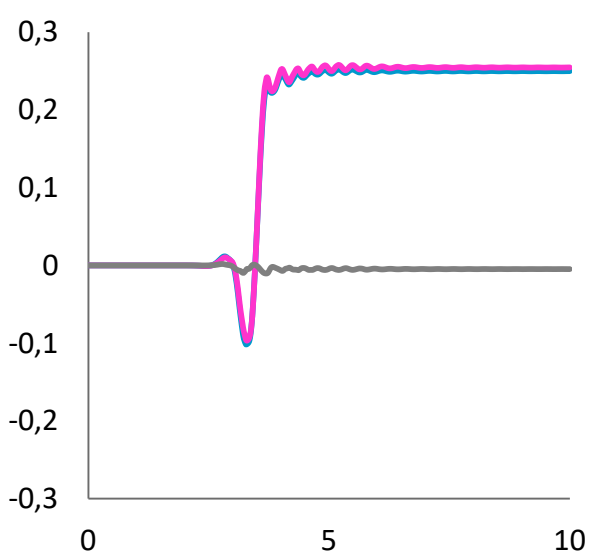
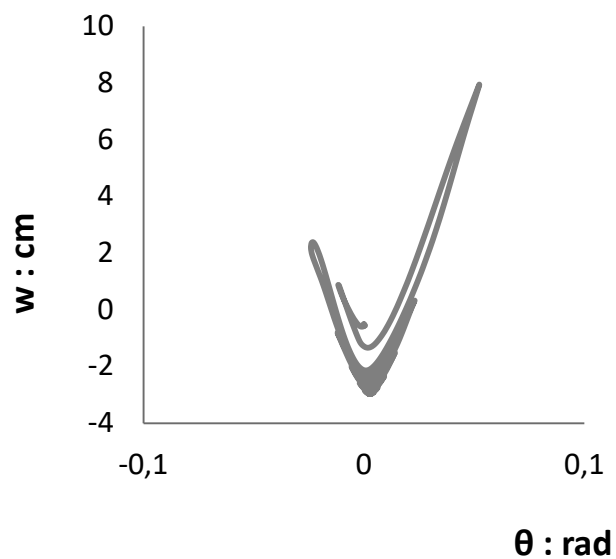


Η μορφή αυτή του διαγράμματος δείχνει πως με τον πρώτο έντονο παλμό που δέχεται η θεμελίωση και λόγω του λικνισμού της το έδαφος γύρω από το θεμέλιο πλαστικοποιείται και έτσι σε επόμενους παλμούς που δεν είναι τόσο έντονοι όσο ο πρώτος η αντοχή του θεμελίου έχει μειωθεί.

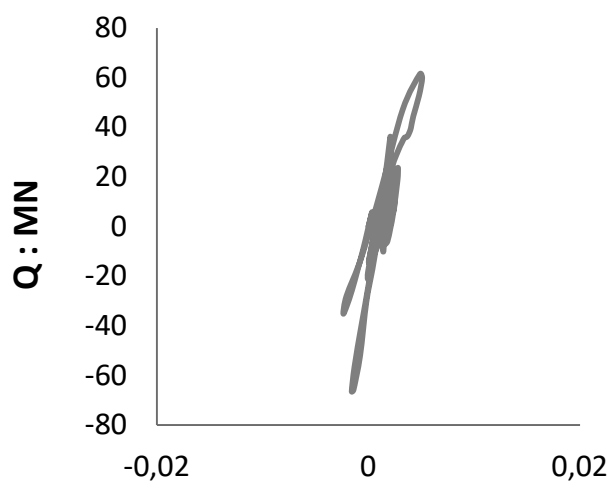
Conventional Design



Rocking Isolation Design

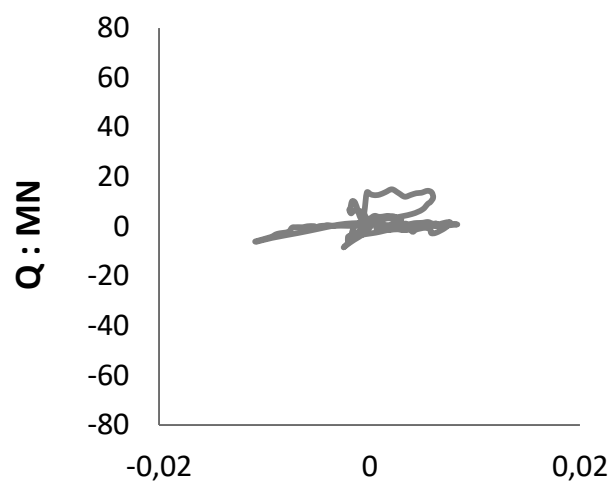


Conventional Design

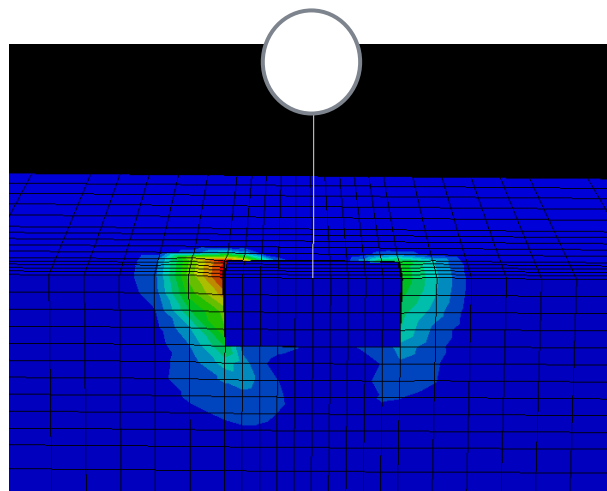
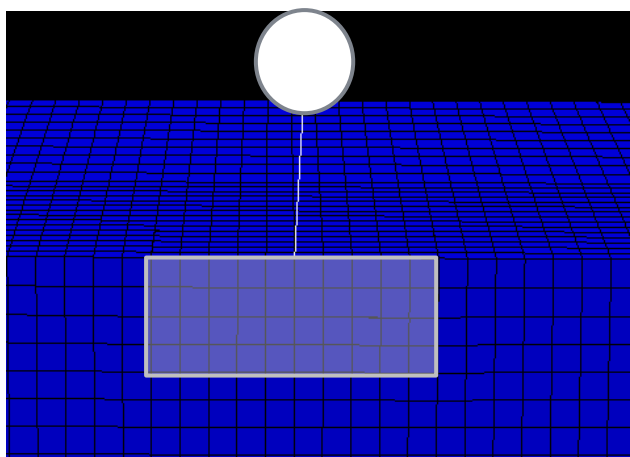


u : m

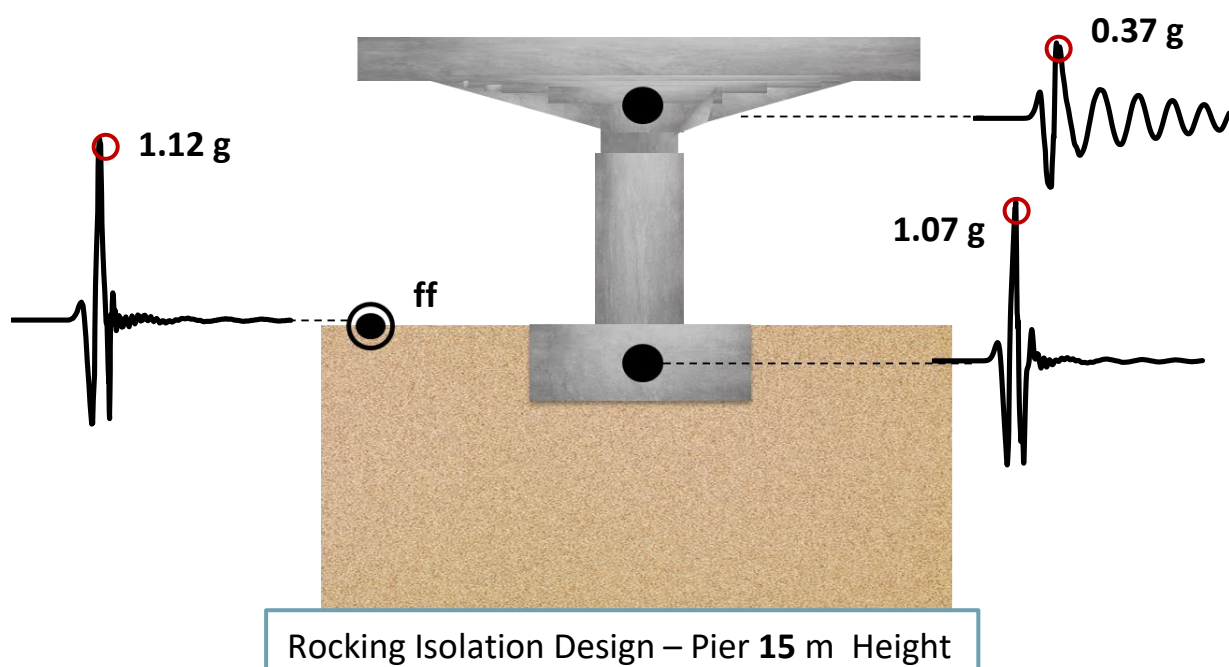
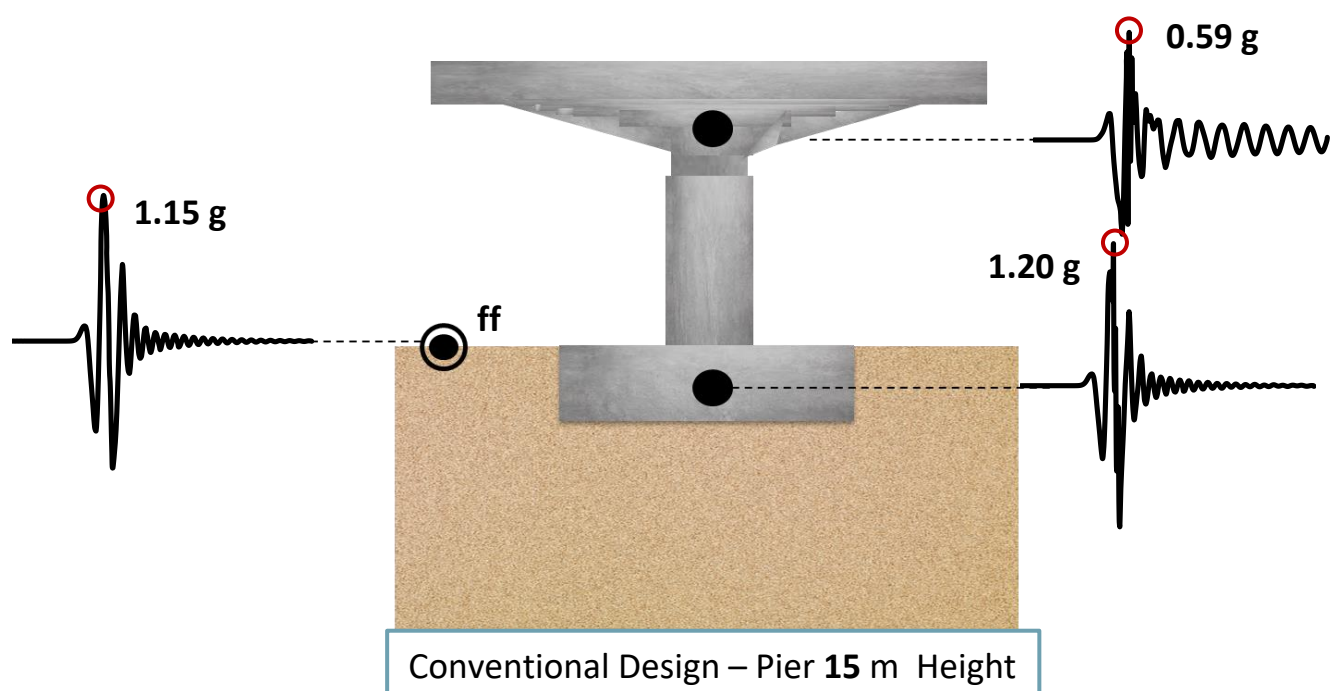
Rocking Isolation Design



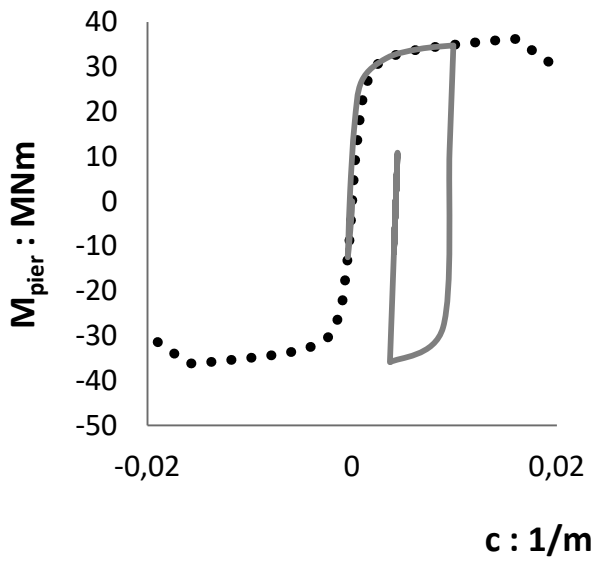
u : m



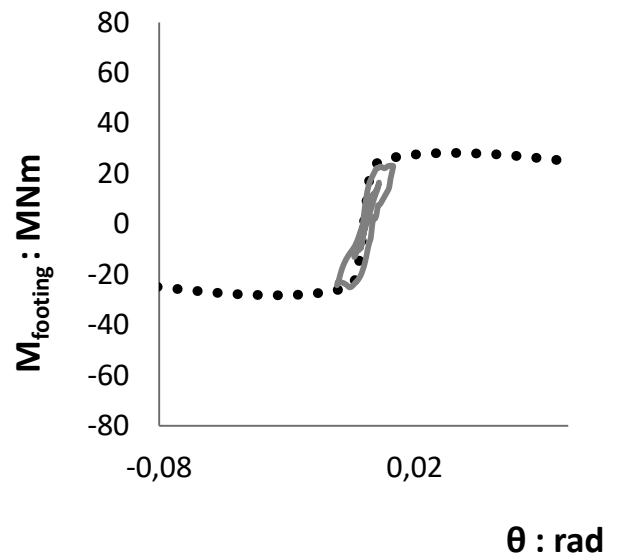
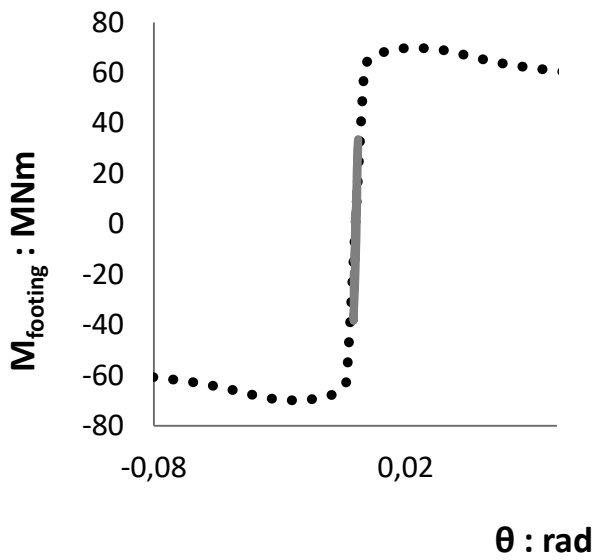
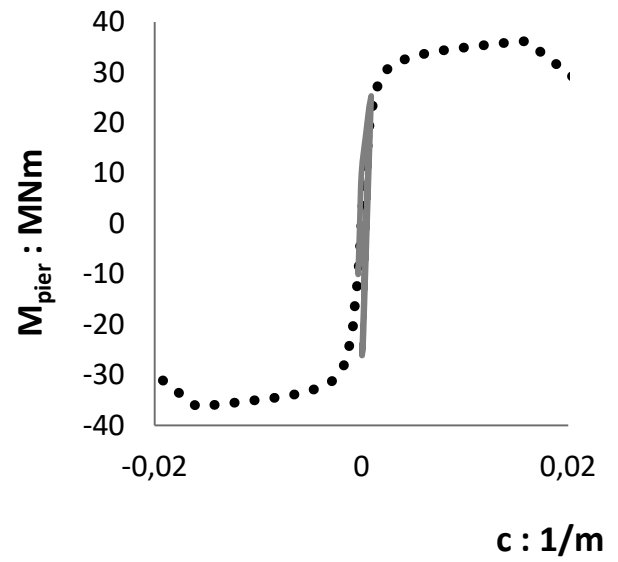
Ricker - modified



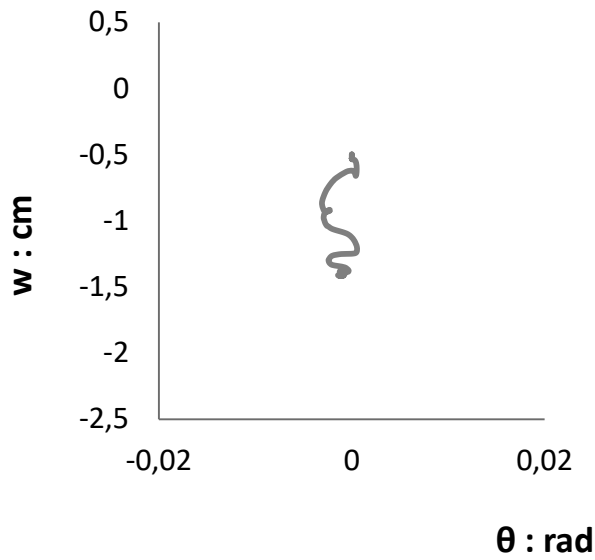
Conventional Design



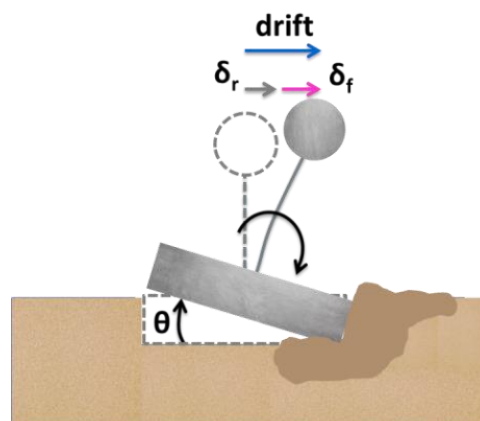
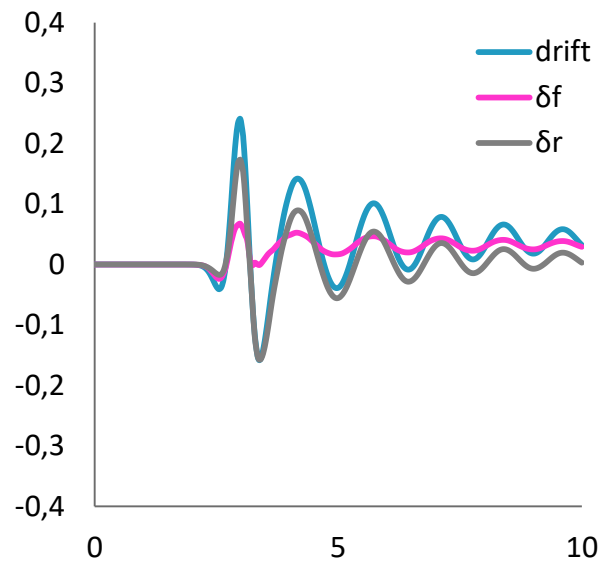
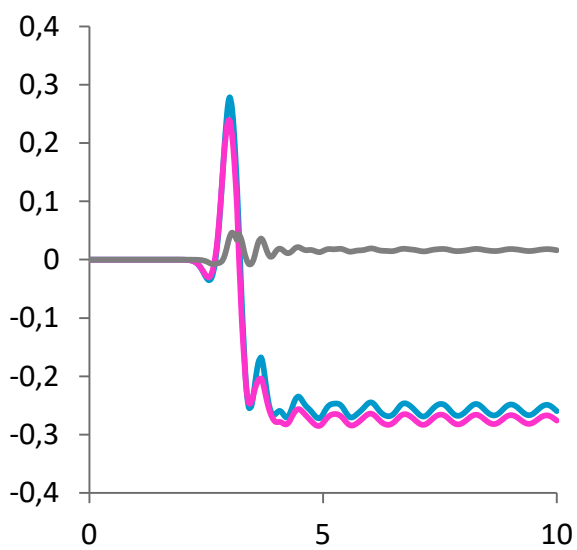
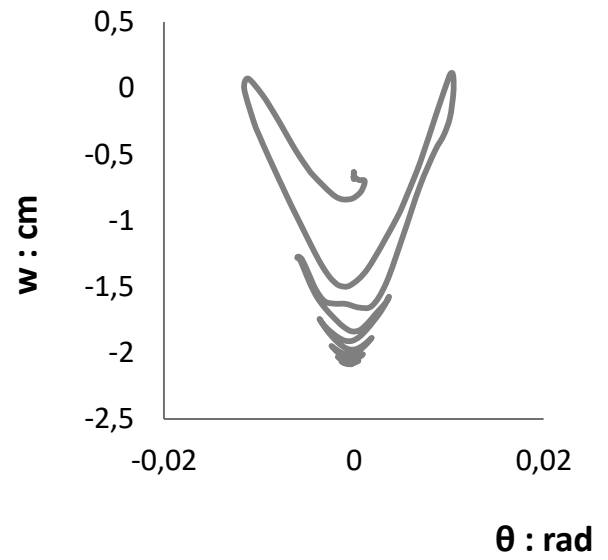
Rocking Isolation Design



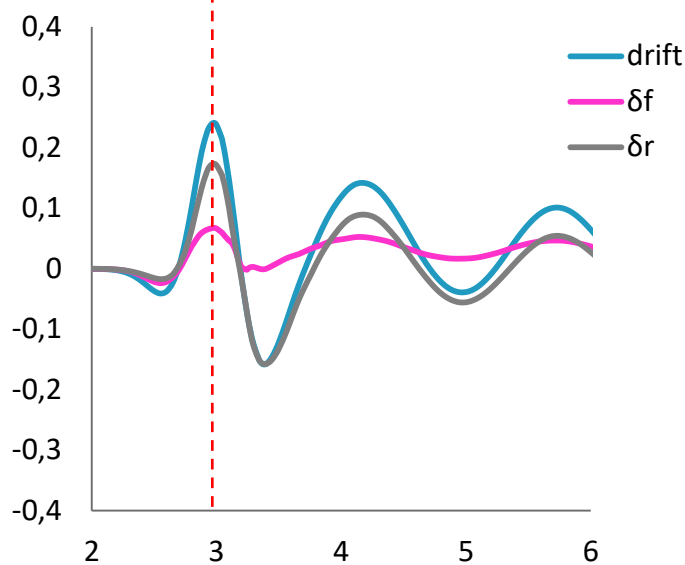
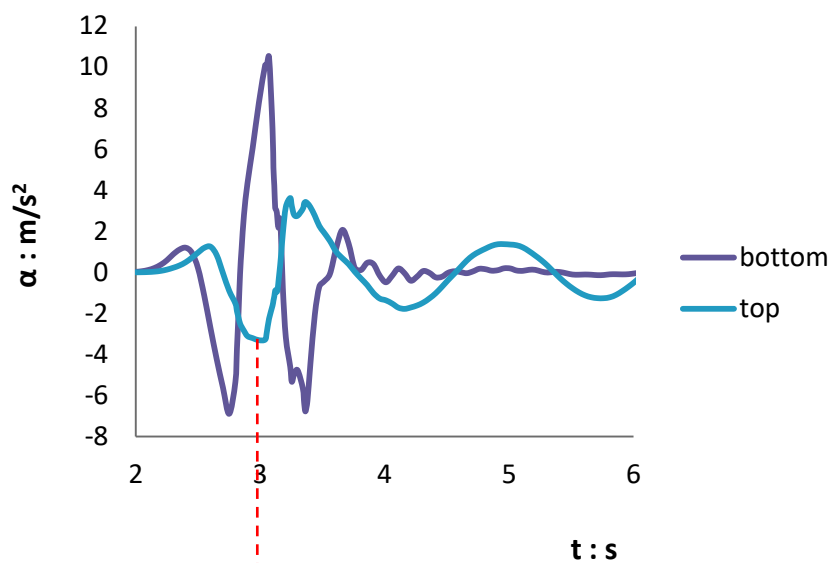
Conventional Design



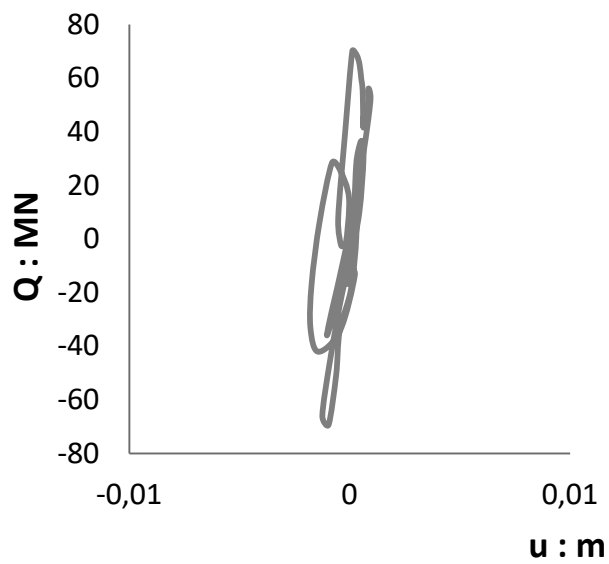
Rocking Isolation Design



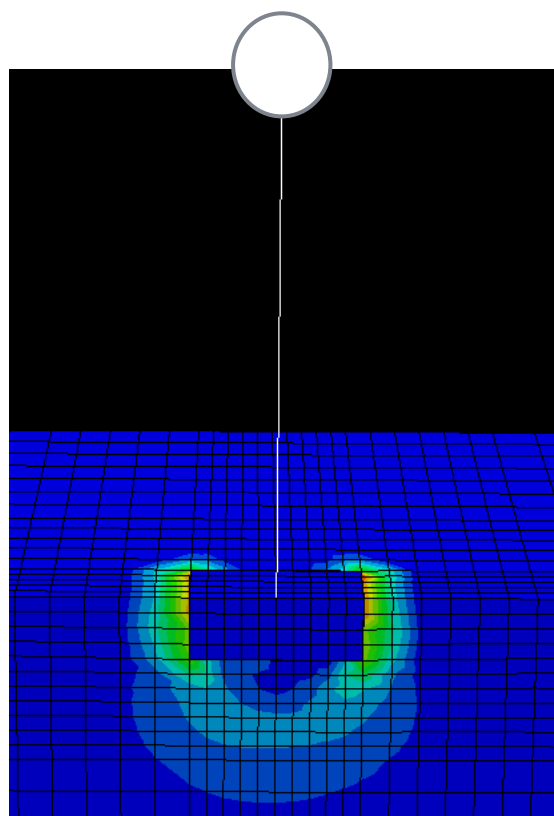
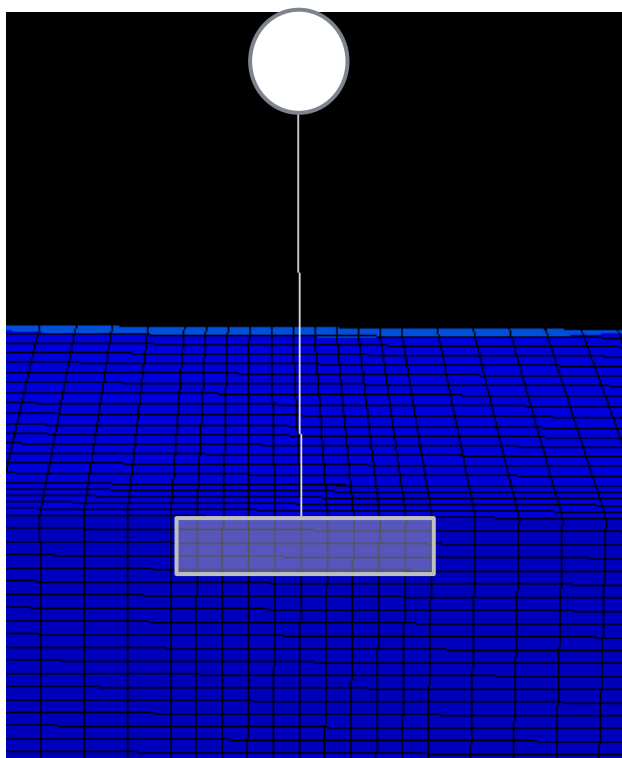
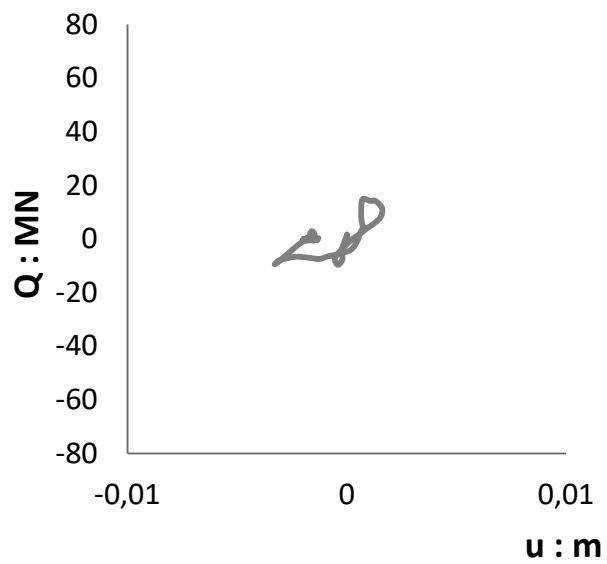
Παρότι η ροπή που μεταβιβάζεται στο βάθρο είναι αρκετά μικρότερη από την καμπτική αντοχή του, εντούτοις την στιγμή 3 sec αναπτύσσει μια καμπυλότητα την οποία διατηρεί σε όλη την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Παρατηρείται ότι την δεδομένη στιγμή το κατάστρωμα (top) και η βάση (bottom) βρίσκονται εντελώς εκτός φάσης. Αυτή η ιδιόζουσα φόρτιση προκαλεί μια κινηματικής προέλευσης καμπυλότητα. Προφανώς η συμπεριφορά αυτή σχετίζεται με τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και την ευκαμψία του βάρου.

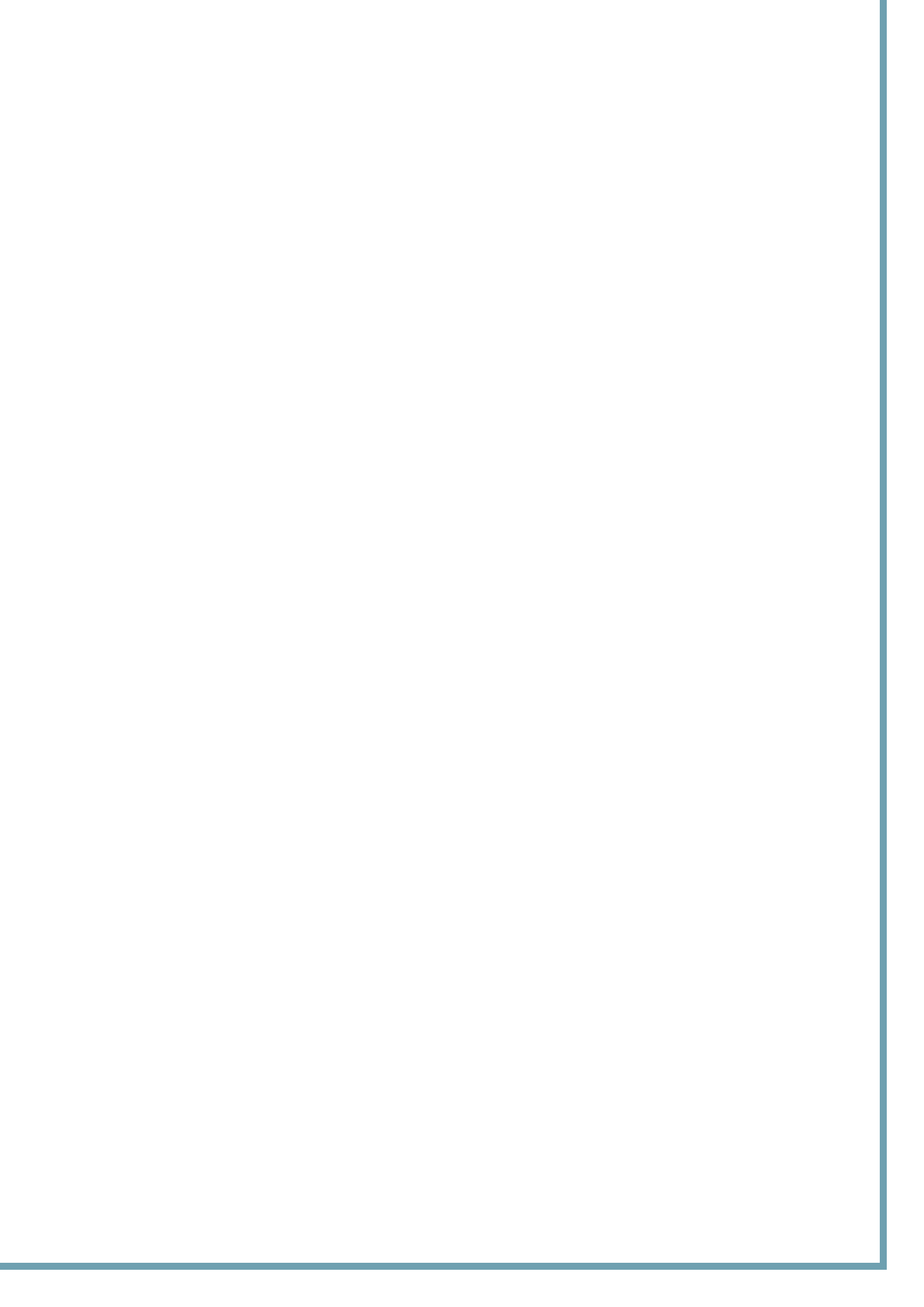


Conventional Design



Rocking Isolation Design





Βιβλιογραφία

- ABAQUS, Inc. (2004), ABAQUS V.6.4 User's Manual, Providence, Rhode Island, USA.
- Adamidis O. , Gazetas G. , Anastasopoulos I. , Argyrou Ch. (2014), "Equivalent-linear stiffness and damping in rocking of circular and strip foundations", *Bulletin Earthquake Engineering*, Vol.12,pp.1177–1200.
- Anastasopoulos I. , Callerio A. , Bransby M. F. , Davies M. C. R. , El Nahas A. , Faccioli E. , Gazetas G. , Masella A. , Paolucci R. , Pecker A. & Rossignol E. (2008), "Numerical analyses of fault–foundation interaction", *Bulletin Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-008-9078-1.
- Anastasopoulos I. , Gazetas G. , Loli M. , Apostolou M. , Gerolymos N. (2010), "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bulletin Earthquake Engineering*, Vol.8,pp.309–326.
- Anastasopoulos I. , Gelagoti F. , Kourkoulis R. & Gazetas G. , M.ASCE (2011), "Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000534.
- Anastasopoulos I. , Gelagoti F. , Spyridaki A. , Sideri J. & Gazetas G. , M.ASCE (2014), "Seismic Rocking Isolation of an Asymmetric Frame on Spread Footings" , *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.140,pp.133–151.
- Anastasopoulos I. , Kourkoulis R. , Gelagoti F. , Papadopoulos E. (2012), "Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.40,pp.15–33.
- Anastasopoulos I., Drosos V. & Antonaki N. (2014), "Three-storey building retrofit: rocking isolation versus conventional design", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 44, pp. 1235–1254.
- Apostolou M. , Gazetas G. & Garini E. (2007), "Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.27,pp.642–654.
- DeJong M. J. & Dimitrakopoulos E. G. (2014), "Dynamically equivalent rocking structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 43, pp. 1543–1563.

- Deng L. & Kutter B. L. (2011), "Characterization of rocking shallow foundations using centrifuge model tests", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1043–1060.
- EC2 (2000). *Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*.
- EC7 (2000). *Geotechnical design - Part 1: General rules, Annex D*.
- EC8 (2000). *Design Provision for Earthquake Resistance of Structures, Part 5: Foundations*, Ret. Str. and Geot. aspects. Brussels., 1998-5 Eur. Com. for Standard.
- Gajan S. , Kutter B. L. , Phalen J. D. , Hutchinson T. C. , Martin G. R. (2005), "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25,pp.773–783.
- Gazetas G. , Anastasopoulos I. , Adamidis O. & Kontoroupi Th. (2013), "Nonlinear rocking stiffness of foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Roesset Volume, Vol.47, pp.83–91.
- Gelagoti F. , Kourkoulis R. , Anastasopoulos I. & Gazetas G. (2012), "Rocking isolation of low-rise frame structures founded on isolated footings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1177–1197.
- Gelagoti F. , Kourkoulis R. , Anastasopoulos I. , Gazetas G. (2012), "Rocking-isolated frame structures: Margins of safety against toppling collapse and simplified design approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.32,pp.87–102.
- Limniati Y. S. (2012), "Unconnected Pile Foundation System: Monotonic and Seismic Response", Diploma Thesis. National Technical University of Athens, Greece.
- Loli M. ,Knappett J. A. ,Brown M. J. , Anastasopoulos I. & Gazetas G. (2014), "Centrifuge modeling of rocking-isolated inelastic RC bridge piers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, published online in Wiley Online Library. DOI: 10.1002/eqe.2451.
- Mason H.B. , Trombetta N.W. , Chen Z. , Bray J.D. , Hutchinson T.C. & Kutter B.L. (2013), "Seismic soil–foundation–structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.48,pp.162–174.

- Novak M. & Henderson P. (1989), "BASE-ISOLATED BUILDINGS WITH SOIL-STRUCTURE INTERACTION", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, pp. 751–765.
- Panagiotidou A. I. , Gazetas G. & Gerolymos N. (2012), "Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P-Delta Effects", *Earthquake Spectra*, Vol.28,pp.1584–1618.
- Politoropoulos I. (2009), "Response of seismically isolated structures to rocking-type excitations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, pp. 325–342.
- Trombetta N.W. , Mason H.B. , Chen Z. , Hutchinson T.C. , Bray J.D. & Kutter B.L. (2013), "Nonlinear dynamic foundation and frame structure response observed in geotechnical centrifuge experiments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.50,pp.117–133.
- Yi-Hsuan Chen, Wei-Hsin Liao, Chien-Liang Lee & Yen-Po Wang (2006), "Seismic isolation of viaduct piers by means of a rocking mechanism", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 713–736.
- Γ. Γκαζέτας (2007), *Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής*, Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.
- Γ. Γκαζέτας, *Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική-Ιστορικά Περιστατικά*, Εκδόσεις Συμείων 1996.
- Γ. Γκαζέτας, Ι. Αναστασόπουλος, Ε. Γαρίνη (2013), *Αλληλεπίδραση Εδάφους Κατασκευής-Σημειώσεις του Μαθήματος*, Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.
- ΕΑΚ (2000). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*.
- ΕΚΩΣ (2000). *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος*.
- Κυριαζής Δ. Πιτιλάκης, *Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική*, Εκδόσεις Ζήτη 2010.

