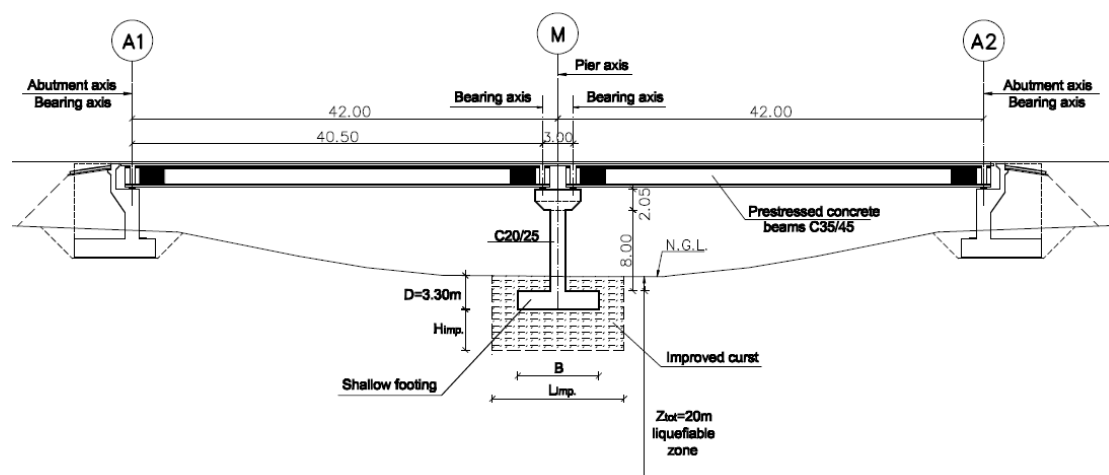




ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΒΑΘΡΟ ΘΕΜΕΛΙΩΜΕΝΟ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΥΓΕΝΙΑ ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΨΥΧΑΡΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2020

Copyright © Ελευθερίου Ευγενία, 2020
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος
All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τη συγγραφέα. Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202)

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαιτέρως τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ι. Ψυχάρη που μου έδωσε τη δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα θέμα που ταίριαζε απόλυτα με τα ενδιαφέροντα μου και μου προσέφερε πολλές νέες γνώσεις. Συγχρόνως όμως, θα ήθελα να τον ευχαριστήσω για τη συνεχή ενασχόληση, βοήθεια και καθοδήγηση του κατά τη διάρκεια της διπλωματικής μου που - παρά την εξ αποστάσεως συνεργασία λόγω κορωνοϊού - ήταν καθοριστική για την επίλυση όλων των δυσκολιών που προέκυπταν.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ακόμα τον καθηγητή Γ. Μπουκοβάλα και τον κ. Ι.Τσιάπα για το υλικό που μου έδωσαν.

Βοηθητική ήταν και συνεισφορά των κ. Β. Αυγενάκη και Σ. Διαμαντόπουλο που με κατεύθυναν σχετικά με τη χρήση του λογισμικού Opensees.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τους φίλους μου και κυρίως την αδελφή μου για την ενθάρρυνση, την υποστήριξη και τη βοήθεια που μου παρείχαν.

Εκτεταμένη Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της δυναμικής απόκρισης μιας τυπικής, στατικής ορισμένης γέφυρας από οπλισμένο σκυρόδεμα σε διασταύρωση με ποταμό, με βάθρο που θεμελιώνεται σε έδαφος ρευστοποιήσιμο σε μεγάλο βάθος. Για το γεωτεχνικό προφίλ του εδάφους στη θέση του έργου διατίθεται μια πλήρης γεωτεχνική έρευνα καθώς η θέση έχει επιλεγεί από μία υπαρκτή γέφυρα στην περιοχή του ποταμού Στρυμόνα. Στη θέση του μεσόβαθρου προβλέπεται εκτενής ρευστοποίηση του εδάφους. Θεωρείται ότι τα ακρόβαθρα θεμελιώνονται στο βραχώδες αναδυόμενο υπόβαθρο το οποίο και δεν διατρέχει κίνδυνο ρευστοποίησης. Στα πλαίσια της εργασίας εξετάζονται δύο διαφορετικοί τρόποι θεμελίωσης της γέφυρας:

- i. Ο συμβατικός τρόπος θεμελίωσης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος που γίνεται με τη χρήση ομάδας πασσάλων και καθολικής βελτίωσης του εδάφους.
- ii. Μια νέα, καινοτόμος μεθοδολογία «φυσικής μόνωσης» που περιλαμβάνει τη χρήση επιφανειακής θεμελίωσης και δημιουργία επιφανειακής μόνο κρούστας βελτιωμένου εδάφους.

Η προσομοίωση του μοντέλου της γέφυρας καθώς και οι στατικές και δυναμικές αναλύσεις γίνονται μέσω του προγράμματος Opensees του Πανεπιστημίου Berkley. Στόχος της εργασίας είναι η σύγκριση της συμπεριφοράς της γέφυρας στις δύο διαφορετικές περιπτώσεις μέσω του προσδιορισμού των μετακινήσεων, των επιταχύνσεων, των εντατικών μεγεθών και της πλαστιμότητας που αναπτύσσονται στα μέλη της κατασκευής.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο φαινόμενο της ρευστοποίησης και εξηγείται ο καθοριστικός ρόλος που διαδραματίζει το ρευστοποιήσιμο έδαφος κατά το σεισμό στην απόκριση των κατασκευών. Γίνεται ακόμα αναφορά στις συστάσεις του Ευρωκώδικα για τη θεμελίωση γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος και παρουσιάζεται η καινοτόμος μέθοδος θεμελίωσης η οποία βασίζεται στην ιδέα της «φυσικής» σεισμικής μόνωσης. Παράλληλα, γίνεται αναφορά στο ερευνητικό πρόγραμμα «Θαλής ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ», με επιστημονικό υπεύθυνο τον καθηγητή κ. Γ. Μπουκοβάλα. Στη μελέτη αυτή έγινε στατικός και σεισμικός σχεδιασμός της γέφυρας που εξετάζεται στην παρούσα διπλωματική εργασία και με τους δύο τρόπους θεμελίωσης και παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα από τη σύγκριση των δύο λύσεων. Συνολικά, η καινοτόμος μέθοδος οδήγησε σε οικονομικότερο σχεδιασμό.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η υπό εξέταση γέφυρα. Πρόκειται για μια στατικώς ορισμένη, αμφιέρειστη γέφυρα δύο ανοιγμάτων, 42 μέτρα έκαστο τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα συνέχειας έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ενιαία κίνηση όλων των ανοιγμάτων και η γέφυρα δυναμικά να συμπεριφέρεται ως συνεχής φορέας. Στο κεφάλαιο αυτό, παρουσιάζονται η γεωμετρία της γέφυρας, οι διατομές και οι οπλισμοί των μελών τόσο για το προσομοίωμα με τους πασσάλους όσο και για αυτό με την επιφανειακή θεμελίωση. Η διαστασιολόγηση έγινε στα πλαίσια του παραπάνω προγράμματος.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια μικρή εισαγωγή στο λογισμικό Opensees και παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος με τον οποίο έγινε η προσομοίωση του φορέα. Γίνεται αναλυτική παρουσίαση των εντολών που χρησιμοποιήθηκαν κατά την μοντελοποίηση και αφορούν τη γεωμετρία του φορέα, τα χρησιμοποιούμενα υλικά, τα φορτία, τον τρόπο καταγραφής των αποτελεσμάτων.

Στο ολοκληρωμένο προσομοίωμα γίνεται μη γραμμική στατική ανάλυση push – over, με στόχο των προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και της μετακίνησης διαρροής του βάρου.

Στη συνέχεια, γίνεται η δυναμική, μη γραμμική ανάλυση της γέφυρας μέσα από την επιβολή 14 διαφορετικών χρονοϊστοριών στη βάση του βάρου και των ακροβάθρων . Για την δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα διεγέρσεων τόσο στην επιφάνεια του άκαμπτου αναδυόμενου υποβάθρου όσο και στην επιφάνεια της στρώσης που ρευστοποιείται. Στο μοντέλο των πασσάλων εφαρμόζονται 14 ομοιόμορφες σεισμικές διεγέρσεις σε όλους τους πακτωμένους κόμβους της κατασκευής, οι οποίες αναφέρονται στο βραχώδες υπόβαθρο. Στο μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης επιβάλλεται διαφορετική σεισμική διέγερση στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα. Στα ακρόβαθρα επιβάλλονται οι 14 σεισμικές διεγέρσεις που αναφέρονται στο αναδυόμενο βραχώδες υπόβαθρο ενώ στη βάση του βάρου επιβάλλονται 14 διεγέρσεις που αναφέρονται στην επιφάνεια του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Τα μεγέθη που καταγράφονται είναι οι μετακινήσεις, οι επιταχύνσεις του και η τέμνουσα βάσης του καταστρώματος καθώς και οι μετακινήσεις, οι επιταχύνσεις, οι ροπές και η στροφή του βάρου.

Τέλος γίνεται παρουσίαση των αποτελεσμάτων, συγκριτική αξιολόγηση των δύο μεθόδων και εξάγονται συγκεντρωτικά συμπεράσματα. Και στις δύο μεθόδους το βάρου δε διαρρέει και σχεδόν για όλους τους σεισμούς συνεχίζει να συμπεριφέρεται ελαστικά. Επομένως, η χρήση της καινοτόμου μεθόδου στη συγκεκριμένη γέφυρα κρίνεται ικανοποιητική και οικονομικά συμφέρουσα.

Abstract

The objective of this thesis is to examine the behavior under seismic loads of a statically determinate concrete bridge which is founded on a soil prone to liquefaction under seismic action. The selected site is located within the riverbed of Strymonas River in Serres, Greece and there are available results for the site deriving from the geotechnical investigation. The soil under the pier is prone to liquefaction under seismic action whereas the soil under the abutments is considered to be rock and so there is no danger of liquefaction. In this thesis two different ways of foundation are being evaluated:

- i. The conventional way which includes piles and ground improvement between and around the piles.
- ii. The innovative way which includes a shallow foundation and partial improvement of the top part only of the liquefiable soil. This method is known as “natural” seismic isolation.

The program used for the bridge simulation and both the static and dynamic analysis is Opensees. The objective of the thesis is to compare the behavior of the bridge in the upper two cases and to draw conclusions about the displacements, the acceleration, the tensions and the plasticity that occur to the structure.

The first chapter provides an explanatory report on the meaning of soil liquefaction and explains the decisive role played by liquefied soil during an earthquake in the construction response. Furthermore, the current recommendations for the foundation of bridges in liquefied soil (according to Eurocode) are presented and the innovative idea of natural seismic insulation is being introduced. There is also a reference to the project: “THALIS – NTUA: INNOVATIVE DESIGN OF BRIDGE PIERS ON LIQUEFIABLE SOILS WITH THE USE OF NATURAL SEISMIC ISOLATION” which took place in July 2015 under the supervision of prof. G. Bouckovalas. In this project the conventional and the innovative bridge are being designed and compared. The design of the innovative bridge leads to a more economical design.

The second chapter provides detailed information about the conventional and the innovative design of the bridge under investigation. It is a two – span statically determined concrete bridge. Each span is 42 m. It is composed of 2x7 precast, pre-stressed concrete beams of 40.50 m length. A cast in situ slab is constructed so as the bridge to behave as a continuous body.

In the third chapter the Opensees is being introduced and are presented in detail the simulation of the bridge and the code that is used in Opensees.

In the next chapter the static non linear push –over analysis and dynamic non linear analysis of the bridge are being presented. In order to do the dynamic analysis 14 different time - histories actions are being imposed on the abutments and on the pier. In the conventional model the same time histories are imposed to the abutments and to the pier. In the innovative model different actions are imposed on abutments and on the pier. The actions

imposed on abutments refer to time-histories on bedrock outcrop whereas the time histories imposed on pier refers to the surface of the liquefied soil. The displacements of the pier and the total behavior of the deck are being recorded.

In conclusion the results of the two methods are being compared and the advantages and disadvantages of both methods are being presented. In both methods the pier continues to behave elastically and no important damages take place. So, the innovative method is acceptable and leads to an economical solution.

Περιεχόμενα

Εκτεταμένη Περίληψη.....	5
Abstract	8
Κεφάλαιο 1°.....	12
Κεφάλαιο 2°.....	15
2.1 Περιγραφή της επιλεγμένης γέφυρας	15
2.2 Χαρακτηριστικά εδάφους	17
2.3 Ανωδομή.....	18
2.4 Βάθρο στην περίπτωση της θεμελίωσης με πασσάλους.....	21
2.5 Ομάδα πασσάλων και κεφαλόδεσμος	22
2.6 Εφέδρανα ακροβάθρου και μεσόβαθρου στην περίπτωση των πασσάλων.....	23
2.7 Βάθρο στην περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης.....	24
2.8 Πλάκα θεμελίωσης.....	25
2.9 Εφέδρανα ακροβάθρου και μεσόβαθρου στην περίπτωση της επιφανειακή θεμελίωσης	27
Κεφάλαιο 3°.....	28
Προσομοίωση φορέα στο λογισμικό Opensees.....	28
3.1 Εισαγωγικά στοιχεία σχετικά με το Opensees	28
3.2 Χωρικές διαστάσεις και βαθμοί ελευθερίας	29
3.3 Υλικά.....	29
3.3.1 Σκυρόδεμα.....	29
3.3.2 Χάλυβας οπλισμών.....	33
3.4 Γεωμετρία φορέα	34
3.4.1 Γραμμικό προσομοίωμα και κόμβοι	34
3.4.2 Διατομές	36
3.4.3 Μετασηματισμός τοπικού συστήματος αξόνων	44
3.4.4 Στοιχεία φορέα.....	45
3.4.5 Εφέδρανα	46
3.5 Αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής.....	48
3.6 Συνοριακές συνθήκες	57
3.7 Υπολογισμός Φορτίων.....	57
3.8 Εισαγωγή φορτίων στο opensees	58
3.9 Μητρώο μάζας	59
3.10 Μητρώο απόσβεσης.....	59

Κεφάλαιο 4°	60
Αναλύσεις	60
4.1 Στατική μη – γραμμική ανάλυση Pushover.....	60
4.2 Δυναμική μη – γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες	64
4.2.1 Αναλύσεις στο προσομοίωμα με τους πασσάλους	70
4.2.2 Αναλύσεις στο προσομοίωμα με την επιφανειακή θεμελίωση	70
4.2.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων - Διαγράμματα	71
4.2.4 Αποτελέσματα Αναλύσεων – Συγκεντρωτικοί Πίνακες	93
Κεφάλαιο 5°	118
Συμπεράσματα	118
Παράρτημα	120
1. Φορτία κατασκευής	120
2. Υπολογισμοί για την push – over ανάλυση.....	126

Κεφάλαιο 1^ο

Εισαγωγή

Η ρευστοποίηση του εδάφους είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει κατά κύριο λόγο στα μη συνεκτικά, κορεσμένα ή μερικώς κορεσμένα εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Κατά τη ρευστοποίηση του εδάφους είναι πολύ πιθανή η εμφάνιση μεγάλων και μη επιδιορθώσιμων βλαβών στην κατασκευή, ακόμα και η αστοχία της. Βασικό χαρακτηριστικό της είναι οι μεγάλες καθιζήσεις. Επέρχεται στο έδαφος ως αποτέλεσμα της μείωσης της διατμητικής αντοχής του εδάφους, της μείωσης των ενεργών τάσεων και της αύξησης της πίεσης των πόρων του εδαφικού υλικού λόγω της ανακυκλικής και επαναλαμβανόμενης σεισμικής φόρτισης. Το έδαφος χάνει τη συνοχή του και την αντοχή του και συμπεριφέρεται ως υγρό στοιχείο, ως «σούπα» εδαφικών υλικών.

Πιο συγκεκριμένα, ο σεισμός θεωρείται μονοτονική, ανακυκλική και επαναλαμβανόμενη φόρτιση. Ο ανακυκλικός χαρακτήρας της φόρτισης (κύκλοι φόρτισης) προκαλεί αύξηση των διατμητικών παραμορφώσεων του εδάφους ($\uparrow \gamma$), μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους ($\downarrow G$), αλλά και αύξηση των τριβών - απώλεια ενέργειας ($\uparrow \xi$). Ο επαναλαμβανόμενος χαρακτήρας της φόρτισης προκαλεί στα ξηρά εδάφη πλαστικές παραμορφώσεις και καθιζήσεις ενώ στα κορεσμένα εδάφη ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων.

Η ρευστοποίηση, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, δε συμβαίνει σε όλους τους τύπους εδαφών. Εμφανίζεται σε κορεσμένα, χαλαρά, μη συνεκτικά εδάφη όπως άμμοι, αλλούβια – εδάφη δηλαδή που έχουν τη τάση να συμπιέζονται όταν φορτίζονται. Έτσι, τα εδάφη αυτά, κατά την ανακυκλική φόρτιση όπως είναι ο σεισμός, αναπτύσσουν πίεση στους πόρους τους ως αποτέλεσμα της ανάγκης για μείωση του όγκου τους. Η μείωση του όγκου δύναται να συμβεί με δύο τρόπους:

- i. Μέσω της συμπίεσης του νερού
- ii. Μέσω της διαφυγής του νερού

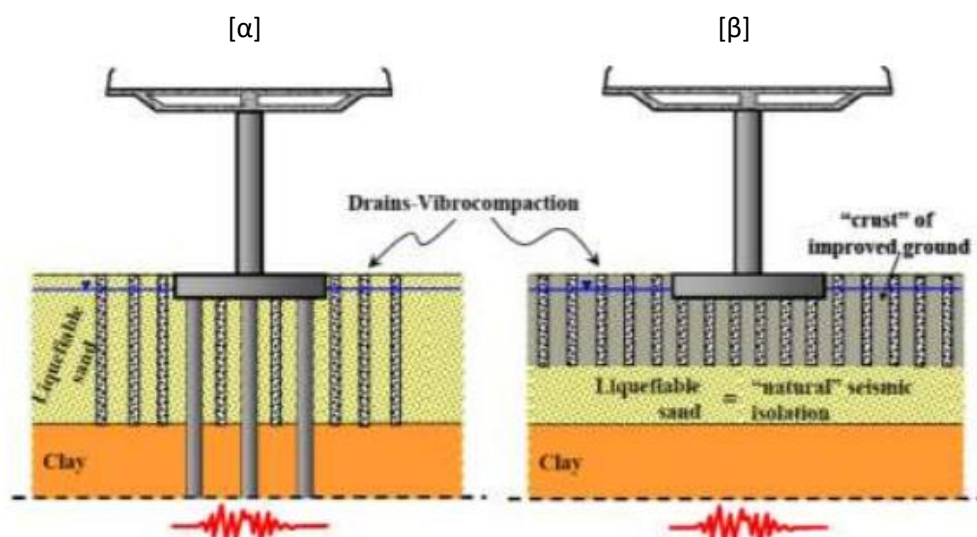
Ωστόσο, κατά το σεισμό συμβαίνει συμπίεση του νερού στους πόρους καθώς το νερό δεν προλαβαίνει να διαφύγει. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή των ενεργών τάσεων, τη ραγδαία μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους και την εμφάνιση μεγάλων παραμορφώσεων.

Για τον λόγο αυτό, οι υπάρχοντες κανονισμοί προτείνουν να αποφεύγεται η θεμελίωση σε τέτοια εδάφη και τα χαρακτηρίζουν ως επικίνδυνα. Όταν κάτι τέτοιο δεν είναι εφικτό, συνίσταται βαθιά θεμελίωση με πασσάλους έτσι ώστε να μεταφέρουν το φορτίο σε εδαφική στρώση που δε ρευστοποιείται και παράλληλη ενίσχυση – βελτίωση του εδάφους με στόχο την αύξηση της αντοχής και τη μείωση της πίεσης πόρων. Η βελτίωση γίνεται παραδείγματος χάριν μέσω στραγγιστηρίων ή χαλικοπασσάλων. Βέβαια, μια τέτοια θεμελίωση και εδαφική ενίσχυση θεωρείται ακριβή λύση και ανεβάζει το συνολικό κόστος του έργου.

Από την άλλη πλευρά, έχει αποδεχθεί ότι η εκμετάλλευση της «φυσικής σεισμικής μόνωσης» που προσφέρει το έδαφος που ρευστοποιείται, οδηγεί σε αποτελεσματικές και πιο οικονομικές λύσεις. Προτείνεται δηλαδή, μια νέα μεθοδολογία η οποία περιλαμβάνει επιφανειακή θεμελίωση επί μίας επιφανειακής, μικρού πάχους σκληρής κρούστας βελτιωμένου εδάφους. Μέσω αυτής της κρούστας, διασφαλίζεται η διατήρηση της φέρουσας ικανότητας της επιφανειακής θεμελίωσης.

Η ιδέα πάνω στην οποία βασίζεται αυτή η καινοτόμος μέθοδος είναι η δυσκολία διάδοσης των διατμητικών κυμάτων σε ρευστά μέσα. Έτσι, μειώνεται η ταχύτητα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων που φτάνουν τελικώς στην κατασκευή καθώς αυτά διαδίδονται μέσω της ρευστοποιημένης στρώσης και φτάνουν εξασθενημένα στην επιφάνεια του εδάφους. Η ρευστοποιήσιμη στρώση λειτουργεί δηλαδή ως φυσική σεισμική μόνωση.

Στο σχήμα φαίνεται ο συμβατικός τρόπος θεμελίωσης σε έδαφος που ρευστοποιείται με χρήση πασσάλων και συνολική βελτίωση του εδάφους και η καινοτόμος πρόταση με την επιφανειακή βελτιωμένη κρούστα εδάφους και την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 1: Σχεδιασμός γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος (α) συμβατική προσέγγιση και (β) σύμφωνα με τη μεθοδολογία Bouckonalas et al.(2014a)

Η νέα αυτή μεθοδολογία εξετάζεται και στην παρούσα διπλωματική εργασία. Συγκεκριμένα, μελετάται μέσω δυναμικών μη γραμμικών αναλύσεων η απόκριση μιας στατικής ορισμένης γέφυρας με τις δύο μεθόδους θεμελίωσης. Η γέφυρα αυτή βρίσκεται στην περιοχή του ποταμού Στρυμόνα και θεμελιώνεται σε έδαφος επιρρεπές σε ρευστοποίηση. Σε προηγούμενες εργασίες και συγκεκριμένα στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος: «Θαλής ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» έχει γίνει η διαστασιολόγηση της γέφυρας με τις δύο μεθοδολογίες θεμελίωσης έναντι στατικών και σεισμικών δράσεων. Για την περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης η διαστασιολόγηση έγινε έναντι στατικών και σεισμικών δράσεων για σεισμούς με περίοδο επαναφοράς 225 και 1000 χρόνια. Στην περίπτωση του δεύτερου σεισμού σε αντίθεση με τον πρώτο, συμβαίνει ρευστοποίηση του εδάφους.

Από τη σύγκριση των δύο λύσεων της διαστασιολόγησης της γέφυρας στα πλαίσια του προγράμματος του Θαλή διαπιστώθηκε ότι κατά τον πρωτότυπο σχεδιασμό:

- i. οι εισαγόμενες σεισμικές εντάσεις και για τα δύο σεισμικά σενάρια είναι σημαντικά μικρότερες εκείνων του συμβατικού σχεδιασμού και η ρευστοποίηση λειτουργεί ως μια «φυσική» σεισμική μόνωση για την κατασκευή.
- ii. σε περίπτωση ρευστοποίησης, κατά τη διάρκεια του σεισμού εισάγονται πρόσθετοι εδαφικοί καταναγκασμοί στη θεμελίωση λόγω ασύγχρονης κίνησης ακροβάθρου-μεσόβαθρου. Σε τέτοιου είδους οριζόντια επιβαλλόμενες μετατοπίσεις το μεσόβαθρο αποδείχτηκε ιδιαίτερα ευαίσθητο αλλά κανένας από τους επιβαλλόμενους συνδυασμούς δεν αποδείχθηκε κρίσιμος.
- iii. κρίσιμη για τον πρωτότυπο σχεδιασμό ήταν η περίπτωση μη ρευστοποίησης, η οποία επέφερε μείωση της έντασης του τοιχοειδούς βάθρου κατά 15% έναντι αυτής του συμβατικού σχεδιασμού.

Συνολικά, ο πρωτότυπος σχεδιασμός οδήγησε σε σημαντική μείωση των απαιτούμενων ποσοτήτων σκυροδέματος και χάλυβα έναντι αυτών της συμβατικής. Η μεγαλύτερη εξοικονόμηση οφειλόταν στην μείωση του όγκου του βελτιωμένου εδάφους και την απουσία πασσάλων θεμελίωσης. Συγχρόνως μειώθηκε η ποσότητα των εφεδράνων και των αρμών. Οι μειώσεις αυτές οδήγησαν σε μια σημαντική μείωση του κόστους θεμελίωσης της γέφυρας κατά 67% και του συνολικού κόστους της γέφυρας κατά 12% περίπου.

Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η γέφυρα με τον οπλισμό και τη θεμελίωση της και για τις δύο μεθόδους θεμελίωσης, όπως αυτή υπολογίστηκε στα πλαίσια της παραπάνω εργασίας. Με βάση αυτούς τους δύο φορείς γίνεται στα επόμενα κεφάλαια η δυναμική μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες.

Κεφάλαιο 2^ο

Περιγραφή της επιλεγμένης γέφυρας

2.1 Περιγραφή της επιλεγμένης γέφυρας

Η εξεταζόμενη γέφυρα είναι μία στατικώς ορισμένη γέφυρα, δύο ανοιγμάτων (2 x 42 m) από οπλισμένο σκυρόδεμα σε διασταύρωση με ποταμό. Θεμελιώνεται σε έδαφος ρευστοποιήσιμο σε μεγάλο βάθος, το γεωτεχνικό προφίλ του ποίου έχει επιλεγεί από μία υπαρκτή γέφυρα στην περιοχή του ποταμού Στρυμόνα και διατίθεται πλήρης γεωτεχνική έρευνα στη θέση του έργου. Τα ακρόβαθρα θεωρείται ότι θεμελιώνονται στο βραχώδες αναδυόμενο υπόβαθρο το οποίο δεν διατρέχει κίνδυνο ρευστοποίησης.

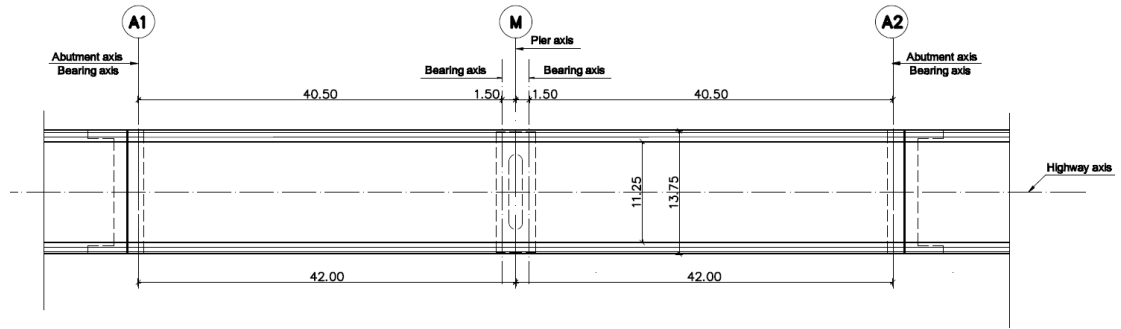
Η γέφυρα αποτελείται από δύο αμφιέριστα ανοίγματα μήκους 42 m το καθένα. Το πλάτος του καταστρώματος είναι 11.25 m και σε κάθε πλευρά υπάρχουν πεζοδρόμια πλάτους 1.25 m. Τα δύο ανοίγματα συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα συνέχειας από σκυρόδεμα πάχους $h = 0.25$ m. Κάθε άνοιγμα στηρίζεται σε 7 προεντεταμένα δοκάρια από σκυρόδεμα, σύνθετης διατομής μορφής ασύμμετρου διπλού T. Η ανωδομή συνδέεται με το βάθρο και τα ακρόβαθρα μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Στα ακρόβαθρα, οι διαστάσεις των εφεδράνων είναι 400×500 mm² με συνολικό πάχος των στρώσεων $t_1 = 121$ mm ενώ στο μεσόβαθρο οι αντίστοιχες διαστάσεις είναι 350×450 mm² και $t_2 = 99$ mm. Το μεσόβαθρο είναι τοιχοειδές με διατομή διαστάσεων 1.50×8.35 m² και θεμελιώνεται σε έδαφος με κίνδυνο ρευστοποίησης κατά τον σεισμό .

Για την επίλυση με την συμβατική μεθοδολογία της βαθιάς θεμελίωσης χρησιμοποιείται ομάδα πασσάλων οπλισμένο σκυρόδεμα 3×4 $\varnothing 100$, συνολικού μήκους 25m. Παράλληλα με τη βαθιά θεμελίωση γίνεται και βελτίωση του εδάφους.

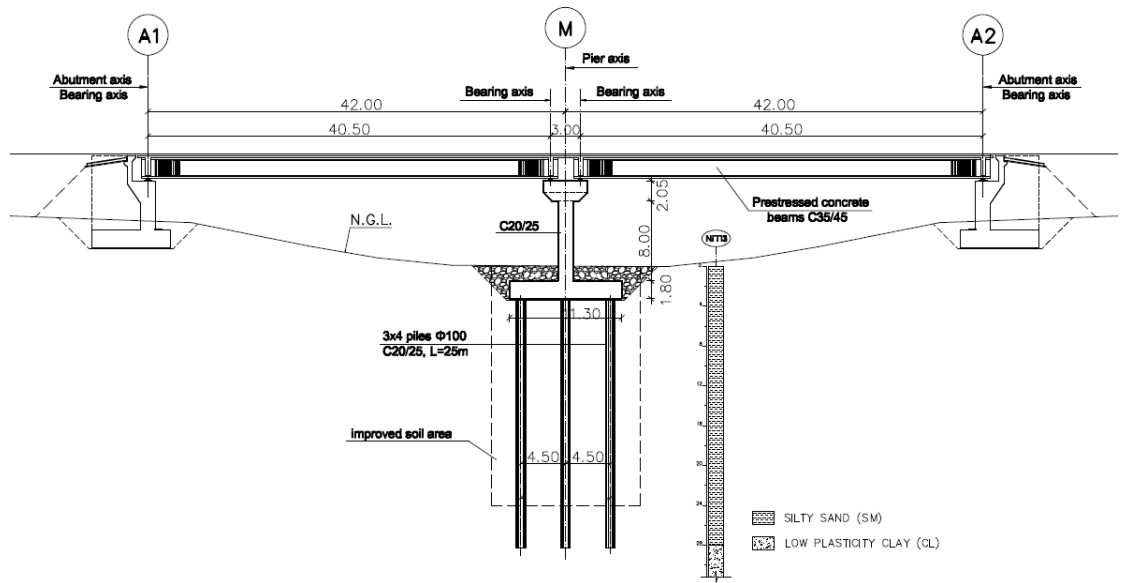
Για την επίλυση με την επιφανειακή θεμελίωση χρησιμοποιείται ορθογωνικό θεμέλιο διαστάσεων $B \times L = 8 \times 15$ m², ύψους $h = 1.80$ m και είναι εγκιβωτισμένο σε βάθος 3.30 m. Το συνολικό πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι $Z_{liq,tot} = 20$ m. Η βελτιωμένη κρούστα έχει πάχος 4 m (4 + 3.30m από την επιφάνεια του εδάφους) ενώ το μήκος της είναι $L_{imp} = 13$ m. Με βάση τον σχεδιασμό αυτό ο λόγος πίεσης πόρων r_u είναι ίσος με 0.3.

Στα σχήματα 2, 3 και 4 απεικονίζεται η κάτοψη και η κατά μήκος τομή της γέφυρας για τη θεμελίωση με πασσάλους και με την επιφανειακή θεμελίωση αντίστοιχα. Στο σχήμα 4 απεικονίζονται και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης και της βελτιωμένης κρούστας. Πιο αναλυτικά τα χαρακτηριστικά αυτά φαίνονται στο σχήμα 18.¹

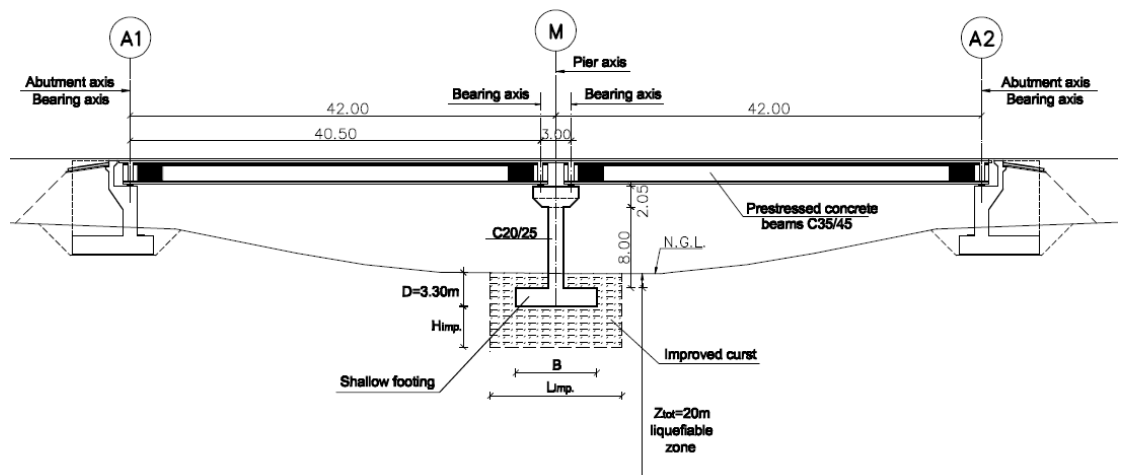
¹ Τα σχήματα που ακολουθούν σε αυτό το κεφάλαιο είναι από τη διαστασιολόγηση της γέφυρας στα πλαίσια



Σχήμα 2: Κάτοψη γέφυρας



Σχήμα 3: Κατά μήκος τομή γέφυρας με πασσάλους



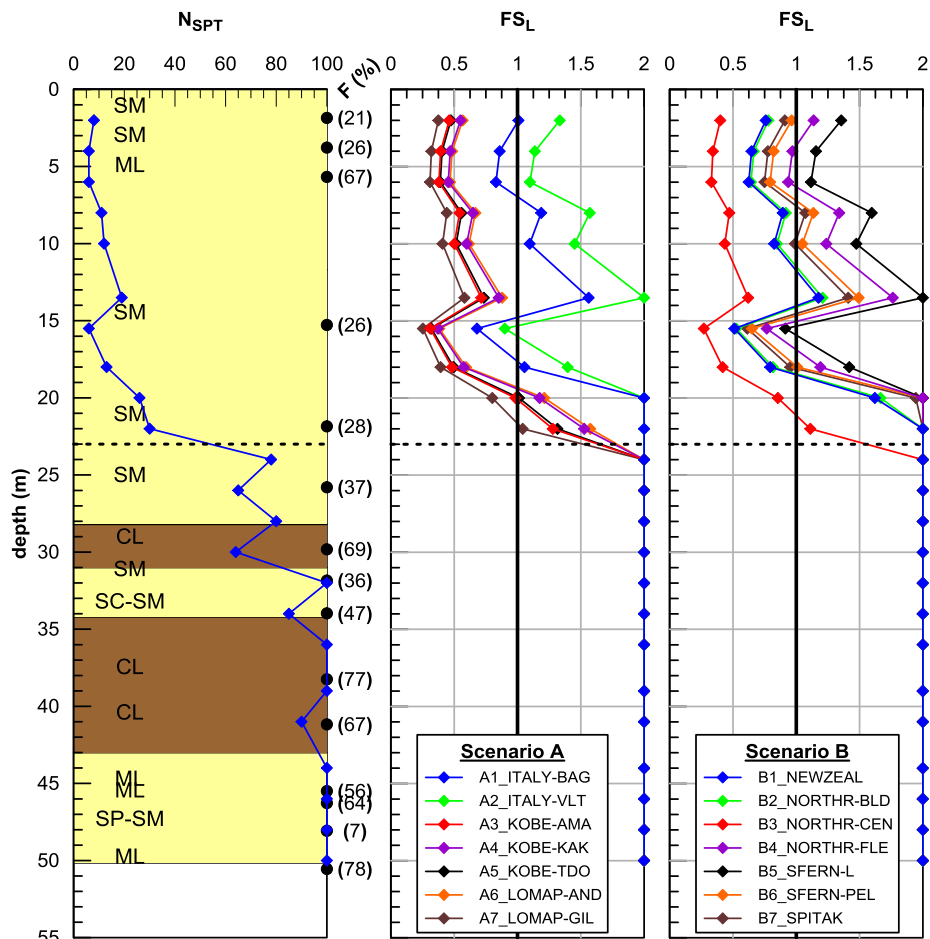
Σχήμα 4: Κατά μήκος τομή γέφυρας με επιφανειακή θεμελίωση

2.2 Χαρακτηριστικά εδάφους

Η γέφυρα βρίσκεται κοντά την κοίτη του ποταμού Στρυμόνα, στις Σέρρες. Το εδαφικό προφίλ σχηματίστηκε από εδαφικές αποθέσεις υλικών από το ποτάμι και με βάση τη γεωτεχνική μελέτη αποτελείται από χαλαρές στρώσεις ιλυώδους άμμου που δύναται να ρευστοποιηθούν ($FS_L \approx 0.5$) και στρώματα μαλακής αργίλου. Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους. Οι επιμέρους εδαφικές στρώσεις είναι:

- Στρώμα 1 (0 -28 m): ιλυώδης άμμος (SM) και ιλύς χωρίς πλαστιμότητα (ML).
- Στρώμα 2 (28 -31 m): χαμηλής πλαστιμότητας άργιλος (CL).
- Στρώμα 3 (31 -43 m): ιλυώδης άμμος (SM) και αργιλική άμμος μικρής πλαστιμότητας (SM –SC).
- Στρώμα 4 (34 -43 m): χαμηλή πλαστιμότητας άργιλος (CL).
- Στρώμα 5 (43 -53 m): ιλύς (ML) και καλά διαβαθμισμένη ιλυώδης άμμος (SW –SC).

Στο σχήμα 5 παρουσιάζεται το εδαφικό προφίλ και ο έλεγχος ρευστοποίησης για δύο διαφορετικά σενάρια σεισμού που έγιναν κατά την γεωτεχνική μελέτη.

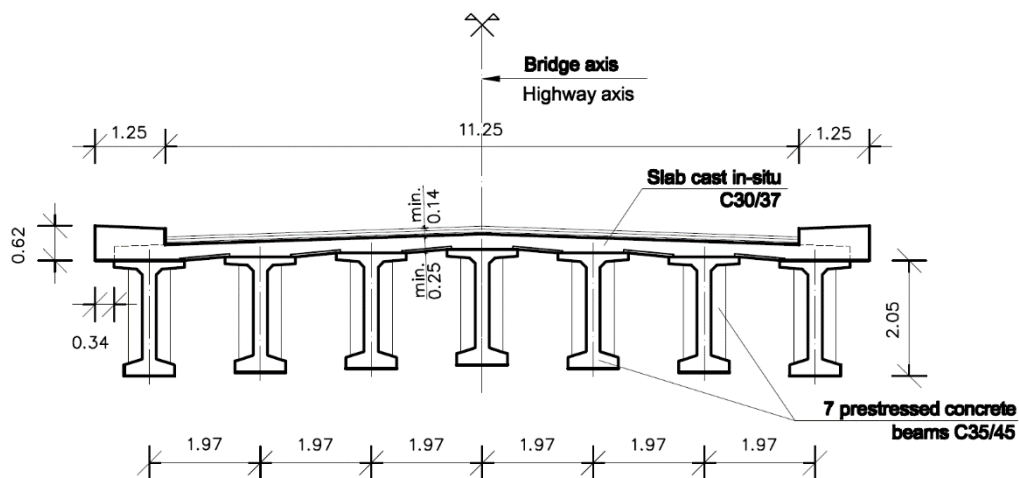


Σχήμα 5: Εδαφικό προφίλ και έλεγχος ρευστοποίησης

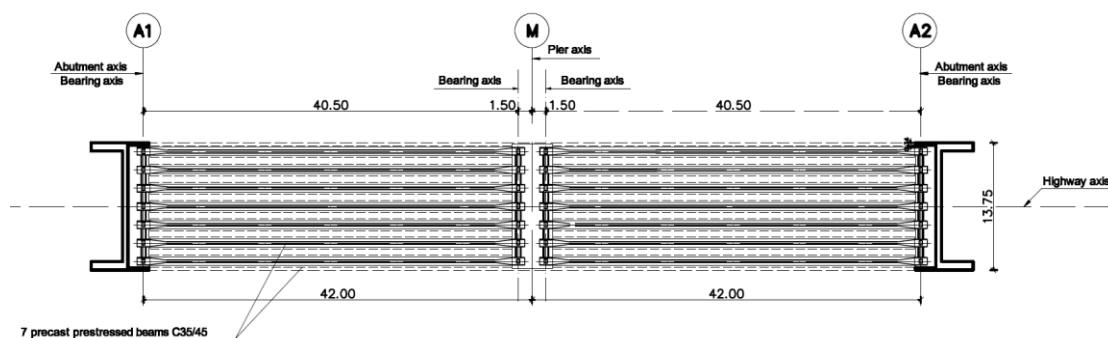
2.3 Ανωδομή

Η πλάκα του καταστρώματος έχει πάχος $h = 0.25$ m και είναι κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C30/37. Οι 7 προκατασκευασμένες και προεντεταμένες δοκοί μεταβλητής διατομής, μήκους 40.5 m είναι κατασκευασμένες από σκυρόδεμα C35/45. Οι τένοντες οπλισμού είναι κατηγορίας 1600/1860 και ο χάλυβας οπλισμός είναι B500C. Ο οπλισμός των δοκών και τις πλάκας έχει υπολογιστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.

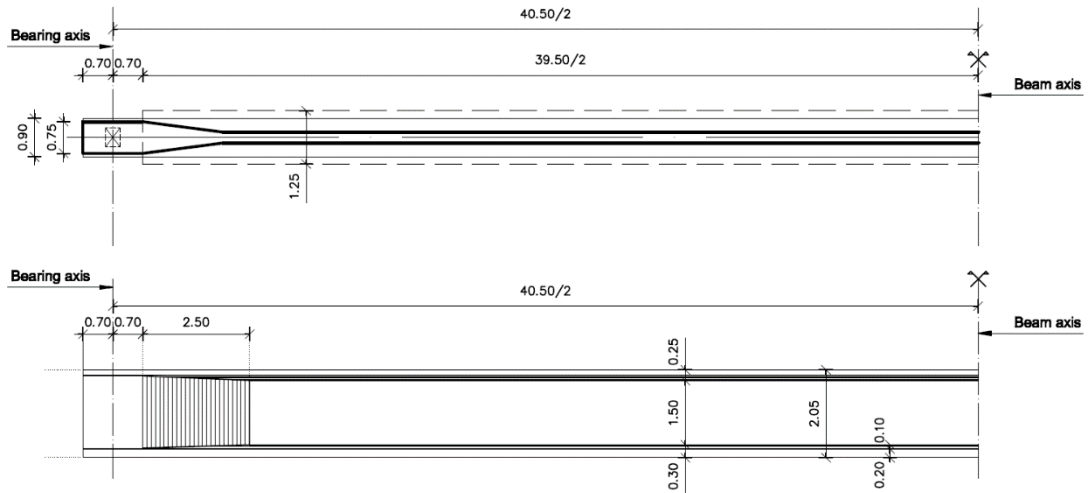
Στο σχήμα 6 φαίνεται η εγκάρσια τομή της γέφυρας στο μέσο του ανοίγματος και στο σχήμα 7 η διάταξη των προεντεταμένων δοκών. Στα σχήματα 8 και 9 παρουσιάζονται η ημικάτοψη, η ημιόψη και η διατομή της προκατασκευασμένης και προεντεταμένης δοκού στο μέσο του ανοίγματος. Τέλος, στα σχήματα 10 και 11 φαίνεται ο οπλισμός της δοκού και της πλάκας καταστρώματος αντίστοιχα.



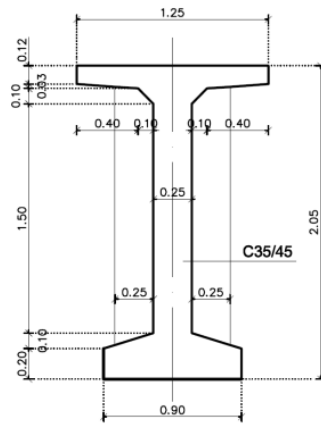
Σχήμα 6: Εγκάρσια τομή ανωδομής γέφυρας στο μέσον του ανοίγματος



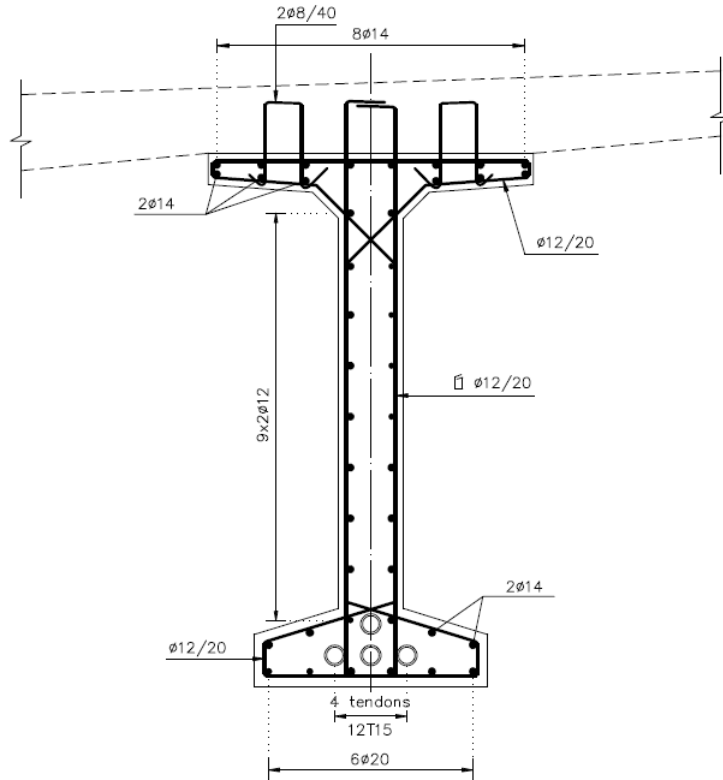
Σχήμα 7: Διάταξη προεντεταμένων δοκών



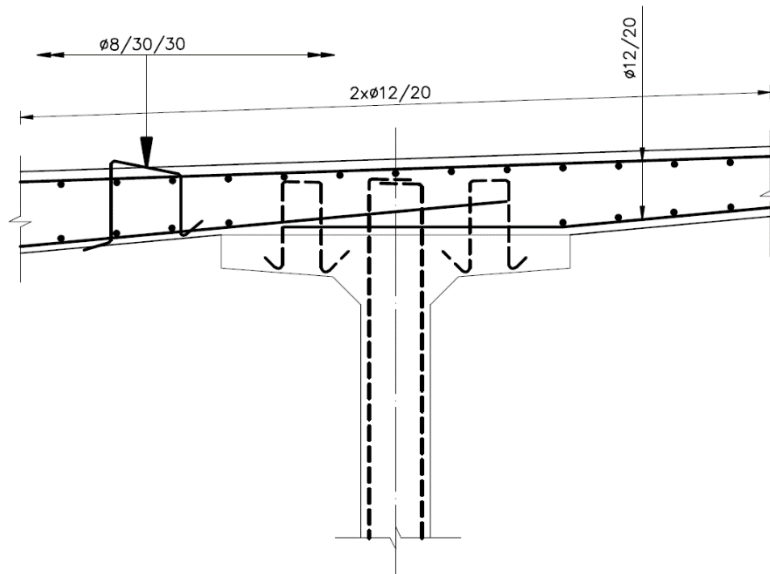
Σχήμα 8: Ημιόψη και ημικάτοψη δοκού



Σχήμα 9: Διατομή δοκού



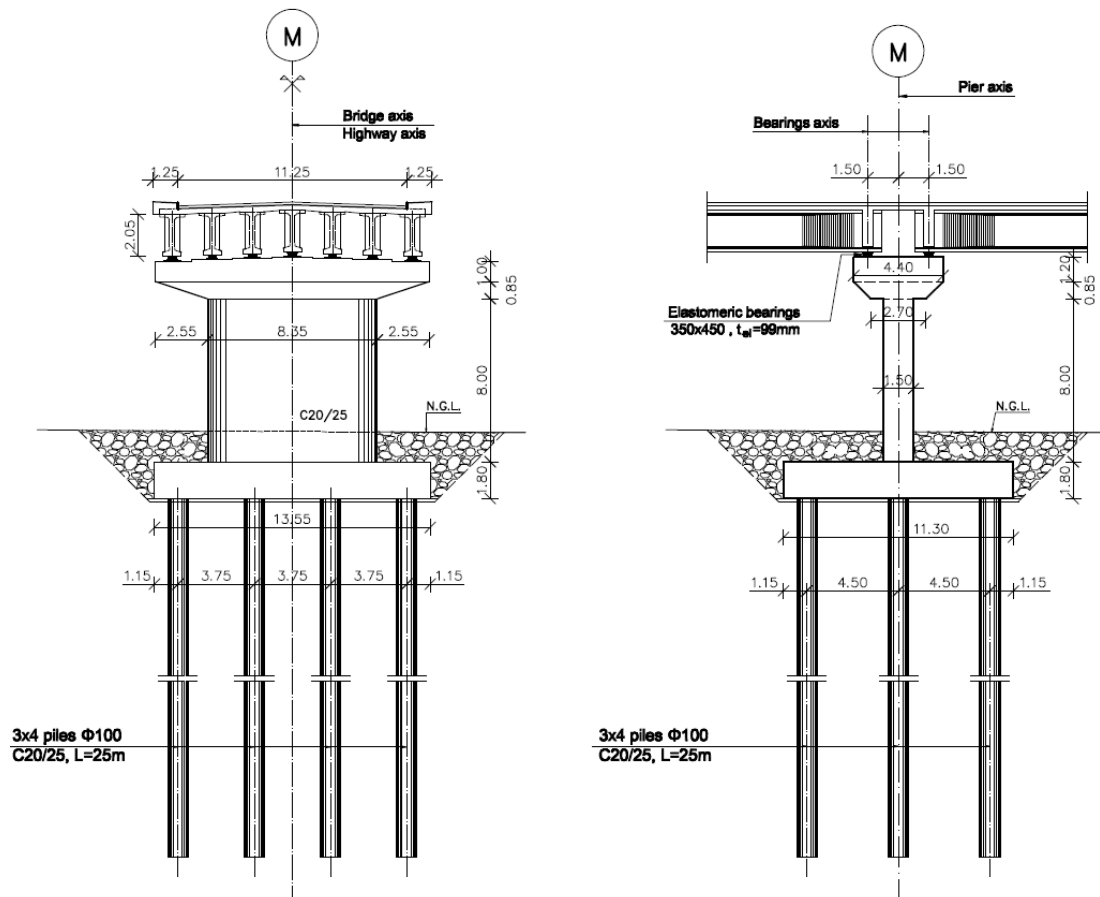
Σχήμα 10: Οπλισμός δοκού στο μέσο του ανοίγματος



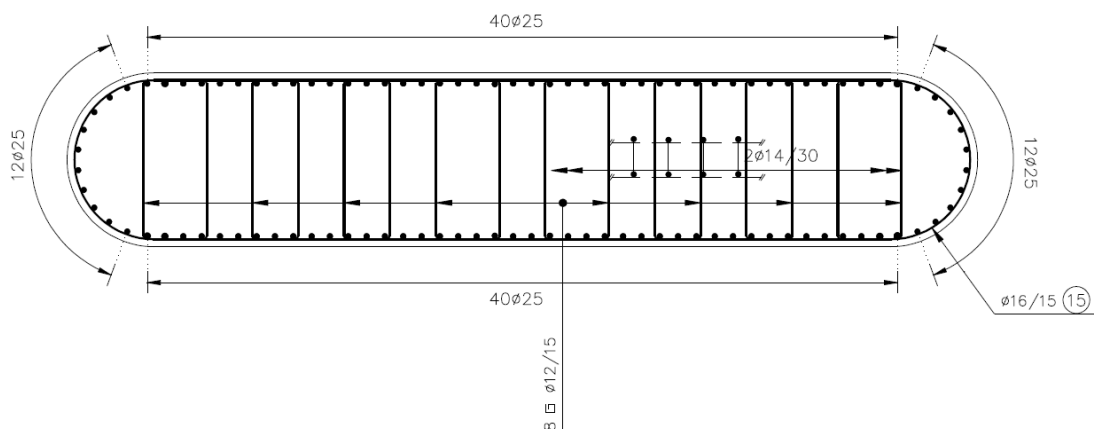
Σχήμα 11: Οπλισμός πλάκας

2.4 Βάθρο στην περίπτωση της θεμελίωσης με πασσάλους

Το βάθρο είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 και χάλυβας οπλισμού B500C. Στο σχήμα 12 φαίνεται η γεωμετρία του βάθρου στις δύο διευθύνσεις και στα σχήμα 13 ο οπλισμός του.



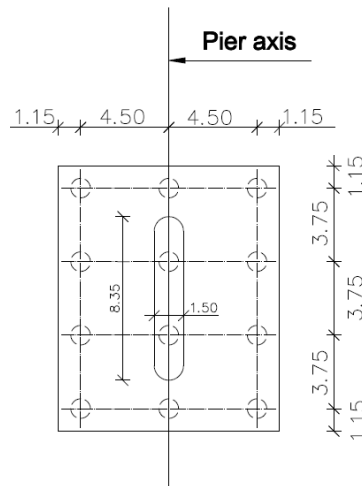
Σχήμα 12: Γεωμετρία βάθρου (α) στην εγκάρσια διεύθυνση και (β) στη διαμήκη



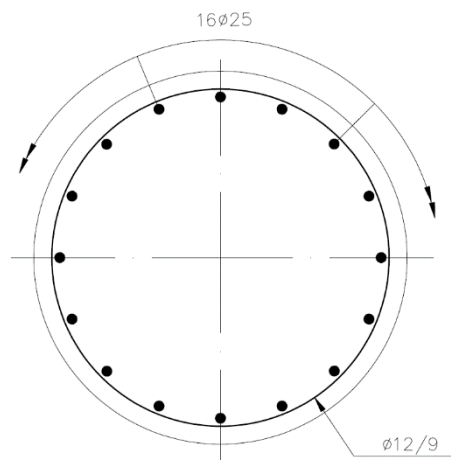
Σχήμα 13: Οπλισμός βάθρου λύσης με πασσάλους

2.5 Ομάδα πασσάλων και κεφαλόδεσμος

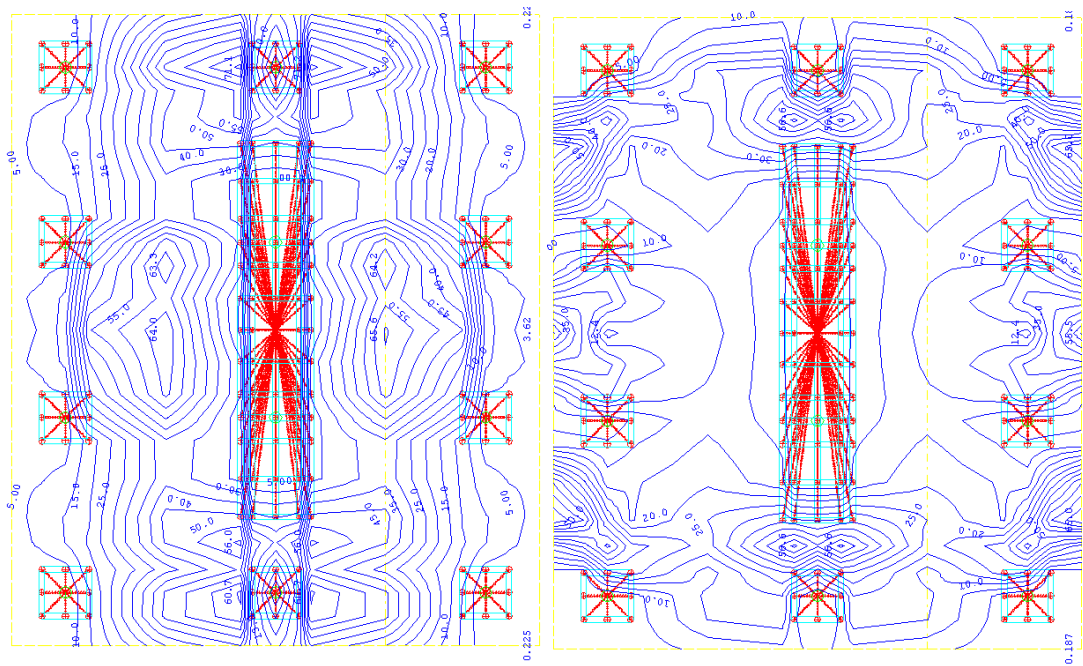
Ο κεφαλόδεσμος και οι πάσσαλοι έχουν κατασκευαστεί από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Οπλισμός είναι από χάλυβα κατηγορίας B500 C. Η θεμελίωση αποτελείται από 3x4 $\phi 100$ πασσάλους συνολικού μήκους 25 m και τον κεφαλόδεσμο διαστάσεων 11.3x13.55 πάχος $h = 1.80$ m. Η διάταξη της ομάδας των πασσάλων, καθώς και ο οπλισμός του βάθρου και του κεφαλόδεσμου φαίνονται στα σχήματα 14, 15, 16 αντίστοιχα.



Σχήμα 14: Διάταξη πασσάλων μεσόβαθρου

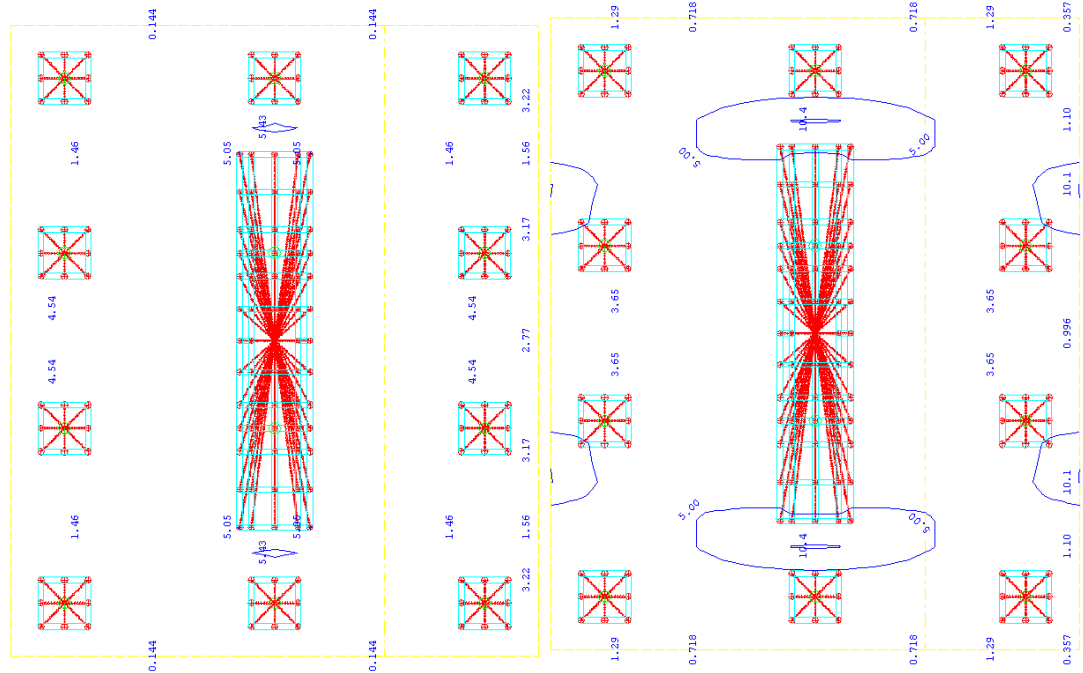


Σχήμα 15: Οπλισμός πασσάλου



(a) Bottom cross reinforcements

(b) Bottom main reinforcements



(a) Top cross reinforcements

(b) Top main reinforcements

Σχήμα 16: Οπλισμός κεφαλόδεσμου

2.6 Εφέδρανα ακροβάθρου και μεσόβαθρου στην περίπτωση των πασσάλων

Στα ακρόβαθρα χρησιμοποιούνται εφέδρανα με τα εξής χαρακτηριστικά:

b	400 mm
l	500 mm
h	201 mm
Στ _i	121 mm

A_o	195525 mm ²
G	1.125 MPa
K_h	1817.9 kN/m
K_v	720616 kN/m
$K_{\phi_{yy}}$	7868 kNm/rad
$K_{\phi_{xx}}$	19210 kNm/rad

Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά εφεδράνων ακροβάθρου

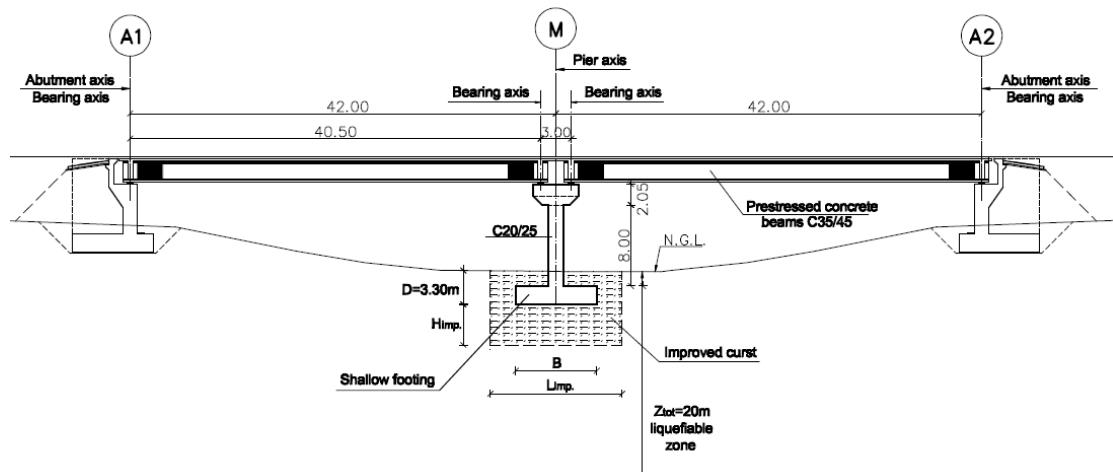
Στα μεσόβαθρα χρησιμοποιούνται εφέδρανα με τα εξής χαρακτηριστικά:

b	350 mm
l	450 mm
h	171 mm
Σt_i	99 mm
A_o	153525 mm ²
G	1.125 MPa
K_h	1744.6 kN/m
K_v	570177 kN/m
$K_{\phi_{yy}}$	4439 kNm/rad
$K_{\phi_{xx}}$	12131 kNm/rad

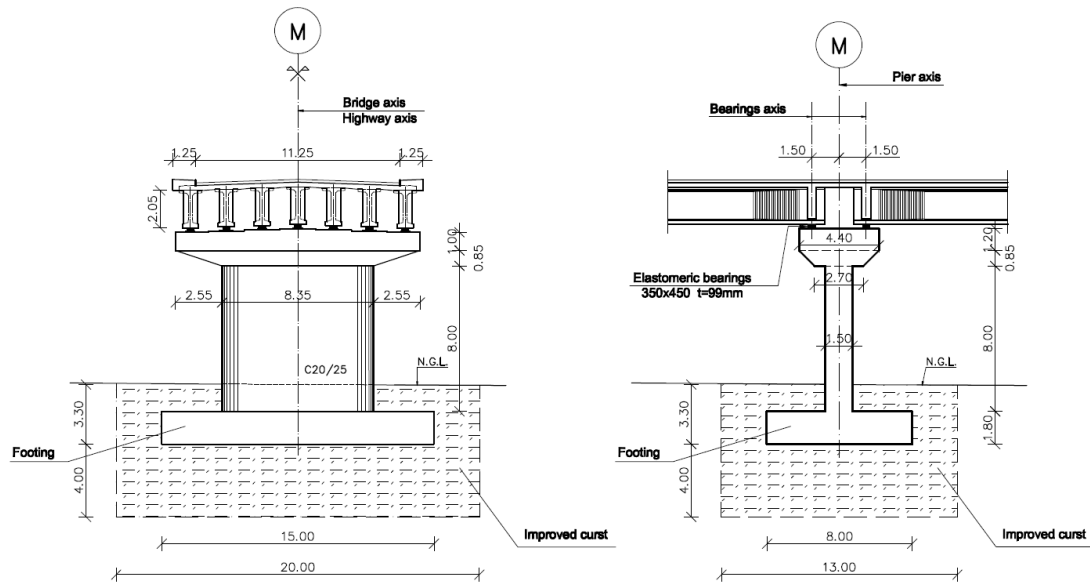
Πίνακας 2: Χαρακτηριστικά εφεδράνων μεσόβαθρου

2.7 Βάθρο στην περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης

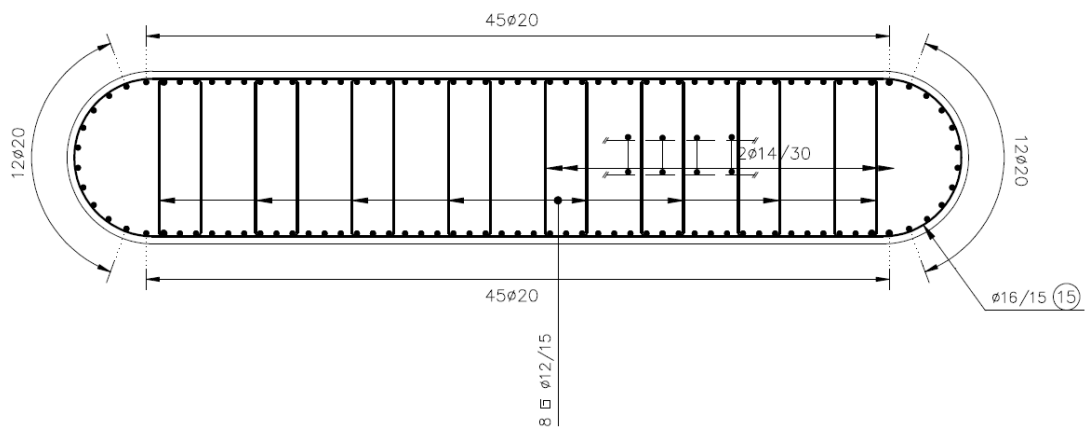
Στην περίπτωση αυτή αλλάζει μόνο ο οπλισμός του βάθρου και τα εφέδρανα. Στο σχήμα 17 φαίνεται η κατά μήκος τομή της γέφυρας. Στα σχήματα 18 απεικονίζεται η γεωμετρία του βάθρου στις δύο διευθύνσεις και η επιφανειακή κρούστα ενώ στα σχήμα 19 ο οπλισμός του βάθρου. Η ανωδομή και ο οπλισμός της παραμένουν σταθεροί στις δύο επιλύσεις.



Σχήμα 17: Κατά μήκος τομή της γεφύρας



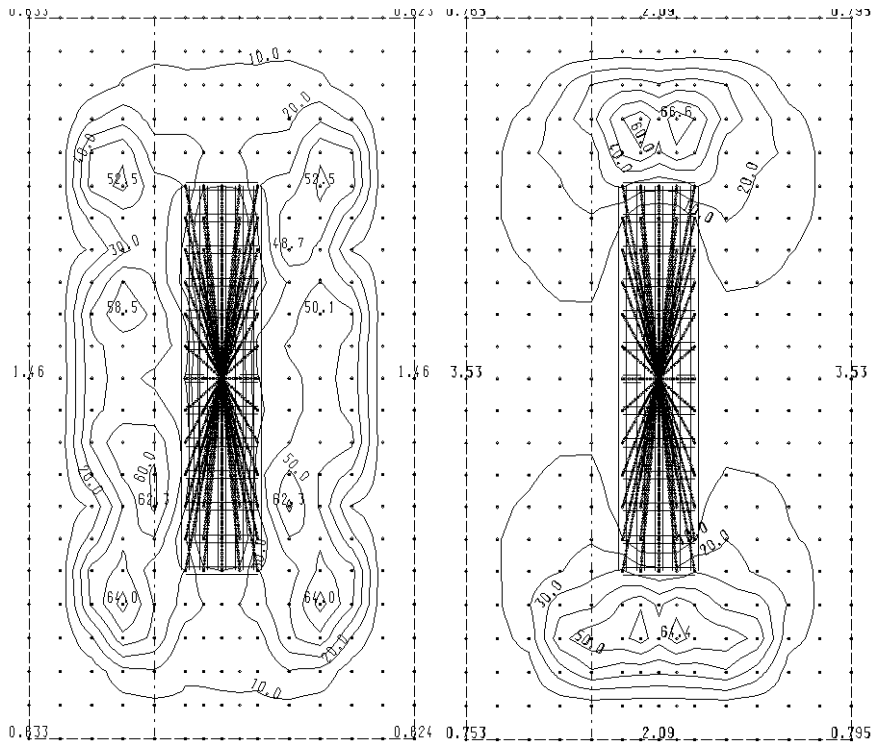
Σχήμα 18: Διαστάσεις πεδίου, κρούστας και γεωμετρίας βάθρου στην (α) εγκάρσια και (β) διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας



Σχήμα 19: Οπλισμός βάθρου επίλυσης με επιφανειακή θεμελίωση

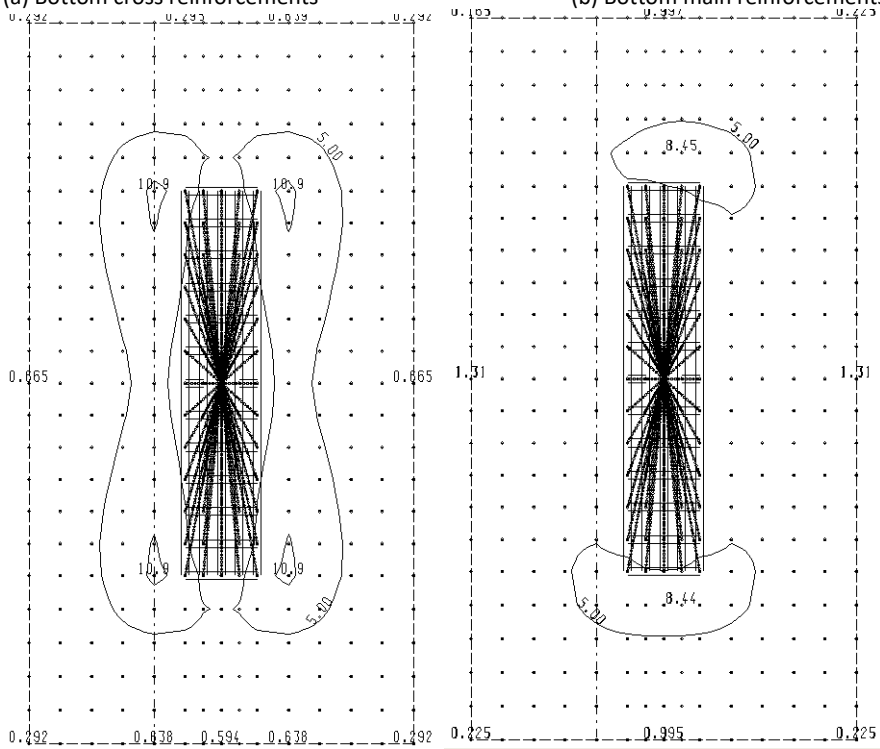
2.8 Πλάκα θεμελίωσης

Ο οπλισμός της πλάκας θεμελίωσης φαίνεται στο σχήμα 20.



(a) Bottom cross reinforcements

(b) Bottom main reinforcements



(a) Top cross reinforcements

(b) Top main reinforcements

Σχήμα 20: Οπλισμός θεμελίωσης

2.9 Εφέδρανα ακροβάθρου και μεσόβαθρου στην περίπτωση της επιφανειακή θεμελίωσης

Στα ακρόβαθρα χρησιμοποιούνται εφέδρανα με τα εξής χαρακτηριστικά:

b	400 mm
l	500 mm
h	171 mm
Σt_i	99 mm
A_o	195525 mm ²
G	1.125 MPa
K_h	2221.9 KN/m
K_v	880753 KN/m
$K_{\phi_{yy}}$	9617 KNm/rad
$K_{\phi_{xx}}$	23479 kNm/rad

Πίνακας 3: Χαρακτηριστικά εφεδράνων ακροβάθρου

Στα μεσόβαθρα χρησιμοποιούνται εφέδρανα με τα εξής χαρακτηριστικά:

b	350 mm
l	450 mm
h	160 mm
Σt_i	88 mm
A_o	153525 mm ²
G	1.125 MPa
K_h	1962.7 KN/m
K_v	641411 KN/m
$K_{\phi_{yy}}$	4994 KNm/rad
$K_{\phi_{xx}}$	13647 kNm/rad

Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά εφεδράνων μεσόβαθρου

Κεφάλαιο 3^ο

Προσομοίωση φορέα στο λογισμικό Opensees

3.1 Εισαγωγικά στοιχεία σχετικά με το Opensees

Το *OpenSees* (Open System for Earthquake Engineering Simulation), είναι ένα εξειδικευμένο λογισμικό που αναπτύχθηκε από το Pacific Earthquake Engineering Research Center στις ΗΠΑ και το Πανεπιστήμιο του Berkeley, με σκοπό την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης δομικών και γεωτεχνικών συστημάτων. Διαθέτει προχωρημένες δυνατότητες για την προσομοίωση και ανάλυση των κατασκευών, παρέχοντας ένα ευρύ φάσμα επιλογών όσον αφορά προσομοιώματα υλικών, βιβλιοθήκη πεπερασμένων στοιχείων και αλγορίθμους επίλυσης. Ένα βασικό χαρακτηριστικό του είναι η δυνατότητα του χρήστη να συνδυάζει υπάρχουσες βιβλιοθήκες με νέες συνιστώσες χωρίς να αλλάζει ο αρχικός κώδικάς του. Το μεγαλύτερο ίσως πλεονέκτημα της χρήσης του είναι το γεγονός ότι είναι λογισμικό ανοιχτού κώδικα. Αυτό σημαίνει ότι δίνεται η δυνατότητα στον μελετητή να το χρησιμοποιεί ελεύθερα χωρίς να αντιμετωπίζει νομικούς περιορισμούς. Επιπλέον, ο ανοιχτός κώδικας προάγει τη συνεργασία ερευνητών από όλο τον κόσμο στην προσπάθειά τους να κατανοήσουν και να βελτιώσουν τον τρόπο λειτουργίας του.. Όλες οι πληροφορίες βρίσκονται στην ιστοσελίδα του OpenSees <http://opensees.berkeley.edu>, οι οποίες σχετίζονται με την αρχιτεκτονική του λογισμικού, την αναπτυξιακή διαδικασία καθώς και πρόσβαση σε πηγαίους κώδικες. Το OpenSees χρησιμοποιεί ουσιαστικά κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για την εκτέλεση μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Είναι βασισμένο στη λογική του αντικειμενοστραφούς προγραμματισμού, γι' αυτό και χρησιμοποιεί μια τέτοιας φύσεως γλώσσα προγραμματισμού, τη C++. Για τη διευκόλυνση των χρηστών, χρησιμοποιείται επίσης ένας διερμηνέας από γλώσσα Tcl, ο οποίος επιτρέπει στους μελετητές την παραμετρική προσομοίωση φορέων, παρακάμπτοντας τις δυσκολίες που έχει η χρήση της C++, καθιστώντας το OpenSees ένα πιο διαδραστικό περιβάλλον με μεγάλες δυνατότητες παραμετρικής επίλυσης. Παρά τα προτερήματα του OpenSees, τη χρήση του συχνά αποθαρρύνει η απουσία γραφικού περιβάλλοντος. Η ιδιότητα αυτή αποτελεί ένα σημαντικό μειονέκτημα, καθώς δυσχεραίνει τον έλεγχο ορθότητας του φορέα και την εποπτεία του προσομοιώματος και των αποτελεσμάτων.

3.2 Χωρικές διαστάσεις και βαθμοί ελευθερίας

Για τη δημιουργία του μοντέλου απαιτείται ο προσδιορισμός των χωρικών διαστάσεων του μοντέλου και του πλήθους των βαθμών ελευθερίας στους κόμβους. Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```
model BasicBuilder -ndm $ndm <-ndf $ndf>
```

- **\$ndm** το πλήθος των διαστάσεων του προβλήματος (1, 2 ή 3)
- **\$ndf** το πλήθος των βαθμών ελευθερίας στους κόμβους (1, 3 ή 6 αντίστοιχα)

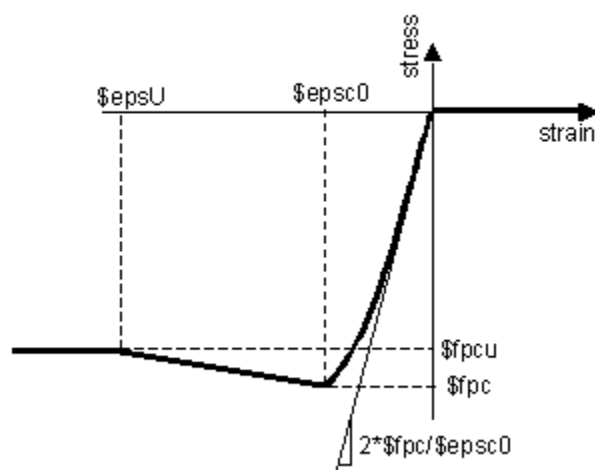
Στη συγκεκριμένη περίπτωση η προσομοίωση της γέφυρας γίνεται στις τρεις (3) διαστάσεις και σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν 6 βαθμοί ελευθερίας. Επομένως χρησιμοποιείται η εντολή:

```
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
```

3.3 Υλικά

3.3.1 Σκυρόδεμα

Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε είναι το Concrete01 Material--Zero Tensile Strength, μονοαξονικής συμπεριφοράς κατά Kent-Scott_Park, με γραμμικούς κλάδους φόρτισης-αποφόρτισης σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά Karsan-Jirsa και μηδενική εφελκυστική αντοχή.



21: Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων υλικού Concrete01

Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $epsU
```

όπου:

ξ_{matTag} ο αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται το υλικό

ξ_{fpc} η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος στις 28 ημέρες

$\xi_{\epsilon_{psc0}}$ η παραμόρφωση σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή

ξ_{fpcu} η τάση θραύσης σκυροδέματος

$\xi_{\epsilon_{psU}}$ η παραμόρφωση θραύσης του σκυροδέματος

Για τα στοιχεία του καταστρώματος θεωρείται σκυρόδεμα C35/45 χωρίς περίσφιξη με χαρακτηριστικές τιμές:

$$f_{pc} = 43 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{psc0} = 0.002$$

$$f_{pcu} = 43 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{psU} = 0.018$$

Για το βάθρο θεωρείται σκυρόδεμα C20/25 περισφιγμένο για την περιοχή εντός του πυρήνα της διατομής και απερίσφικτο για την περιοχή της επικάλυψης. Η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος και οι χαρακτηριστικές τιμές του υπολογίζονται με βάση τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ

$$f_{cc}^* = f_{cc} \times (1 + 2.50 \times \alpha \times \omega_w), \alpha \times \omega_w \leq 0.1$$

$$f_{cc}^* = f_{cc} \times (1.125 + 1.50 \times \alpha \times \omega_w), \alpha \times \omega_w > 0.1$$

Η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή είναι:

$$\epsilon_{co}^* = \epsilon_{co} \times \frac{f_{cc}^*}{f_{cc}}$$

Η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην τάση θραύσης είναι:

$$\epsilon_{c,max} = 0.0035 + 0.1 \times \alpha \times \omega_w$$

όπου $\alpha \times \omega_w$ είναι το ενεργό ποσοστό περίσφιξης και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\omega_w = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων} \times f_{yd}}{\text{όγκος πυρήνα σκυροδέματος} \times f_{cd}}$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_1^n \frac{b_i^2}{6A_0}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0)$$

όπου:

- n Πλήθος διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρες κλειστούς ή μονοσκελείς
- b_i Απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες
- s Απόσταση μεταξύ συνδετήρων
- b_o Πλάτος διατομής πυρήνα
- h_o Ύψος διατομής πυρήνα

Για κυκλικές διατομές με διάμετρο πυρήνα από περίσφιξη D_o:

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2$$

Η διατομή του βάρου αποτελείται από ένα ορθογωνικό τμήμα διαστάσεων 6.85x1.50 m² και 2 ημικυκλικά τμήματα διαμέτρου d = 1.50 m (Σχήματα 3.4 -2 , 3.7 -3). Σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές του περισφιγμένου σκυροδέματος για το ορθογωνικό και τα ημικυκλικά τμήματα του βάρου με βάση τον οπλισμό τους στην περίπτωση της θεμελίωσης με πασσάλους και της επιφανειακής θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών φαίνονται στον πίνακα 4.3.1:

Φ _{συν}	0.016 m
R _o = D _o /2	0.7 m
L _{rect}	6.85 m
h _o	1.4 m
a ₁	0.536
a ₂	0.367
V _{κλειστων_συνδ}	0.007 m ³
V _{πυρρηνα_υπό_περίσφιξη}	1.496 m ³
f _{yd} = f _k / 1.15	434782.6 Kpa
f _{cd} = f _{ck} / 1.50	13333.33 Kpa
ω _w	0.152
α _{n_rect}	0.937
α _{s_rect}	0.937
a	0.877
α _{n_circle}	1
α _{s_circle}	0.946
a	0.946
a*ω _w	0.144

$a \cdot \omega_w$	0.137
f_{ck}	20000 Kpa
f_{cc*}	26105.63 Kpa
f_{cc*}	25841.47 Kpa
ϵ_{cy}	0.002
ϵ_{c0*}	0.0034
ϵ_{cmax*}	0.0179
$0.85 \cdot f_{cc*} = f_{cu}$	22189.78 Kpa
$0.2 \cdot f_{cc*}$	5221.125 Kpa
ϵ_u	0.081

Πίνακας 5: Χαρακτηριστικές τιμές περισφιγμένου σκυροδέματος

Με βάση τα παραπάνω οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση του βάρους είναι:

- Περισφιγμένη περιοχή:
 $f_{pc} = 26106 \text{ KPa}$ $e_{psc0} = 0.003$ $f_{pcu} = 5221 \text{ KPa}$ $e_{psu} = 0.075$
- Απερίσφικτη περιοχή
 $f_{pc} = 28000 \text{ KPa}$ $e_{psc0} = 0.002$ $f_{pcu} = 28000 \text{ KPa}$ $e_{psu} = 0.015$

Με όμοιο τρόπο υπολογίζονται και τα χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος στους πασσάλους. Η διατομή είναι κυκλική με $D_o = 0.43 \text{ m}$, διάμετρο συνδετήρα $\Phi = 12 \text{ mm}$ και διάμετρο διαμήκους σπλισμού $\Phi = 16 \text{ mm}$.

Φ_{long}	0.016 m
$\Phi_{συν}$	0.012 m
D_o	0.430 m
f_{yd}	434783 Kpa
f_{cd}	13333 Kpa
ω	0.180
α_{n_circle}	1.000
α_{s_circle}	0.477
a	0.477
$a \cdot \omega$	0.086
f_{cc*}	24291 Kpa
ϵ_{c0*}	0.003
ϵ_{cmax*}	0.012
$0.85 \cdot f_{cc*} = f_{cu}$	20647 Kpa
$0.2 \cdot f_{cc*}$	4858 Kpa

ϵ_u	0.052
--------------	-------

Πίνακας 6: Χαρακτηριστικά περισφιγμένου σκυροδέματος πασσάλου

Με βάση τα παραπάνω οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση των πασσάλων είναι:

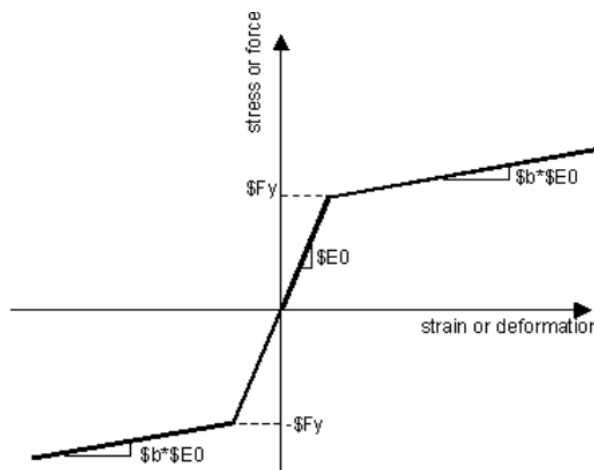
- Περισφιγμένη περιοχή:

$f_{pc} = 24291 \text{ KPa}$	$e_{psc0} = 0.003$	$f_{pcu} = 4858 \text{ KPa}$	$e_{psU} = 0.052$
------------------------------	--------------------	------------------------------	-------------------
- Απερίσφικτη περιοχή

$f_{pc} = 28000 \text{ KPa}$	$e_{psc0} = 0.002$	$f_{pcu} = 28000 \text{ KPa}$	$e_{psU} = 0.015$
------------------------------	--------------------	-------------------------------	-------------------

3.3.2 Χάλυβας οπλισμών

Χρησιμοποιείται το υλικό Steel01 Material, το οποίο έχει μονοαξονική συμπεριφορά με διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και κράτυνση.



22: Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων υλικού Steel01

Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

`uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>`

όπου

- \$matTag** ο αριθμός - ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται το υλικό
- \$Fy** η τάση διαρροής του χάλυβα
- \$E0** το μέτρο ελαστικότητας
- \$b** η κράτυνση του χάλυβα ως ο λόγος του μέτρου κράτυνσης μετά τη διαρροή προς το ελαστικό

Για την προσομοίωση χρησιμοποιείται χάλυβας χωρίς κράτυνση, οπότε οι τιμές που δίνονται στην ακόλουθη εντολή είναι:

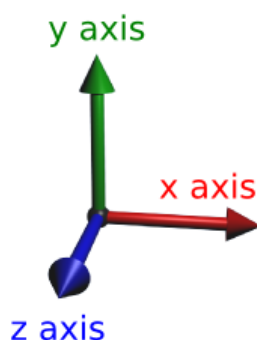
$$F_y = 500 \text{ MPa} \qquad E_s = 195 \text{ Gpa} \qquad b = 0$$

3.4 Γεωμετρία φορέα

3.4.1 Γραμμικό προσομοίωμα και κόμβοι

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με γραμμικά στοιχεία. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν κόμβοι (nodes) οι οποίοι συνδέθηκαν μεταξύ τους μεταξύ τους με γραμμικά στοιχεία (elements).

Για τον ορισμό των κόμβων απαιτείται ο προσδιορισμός των συντεταγμένων του στο καθολικό σύστημα αξόνων. Σε αρχικό στάδιο ορίζεται το καθολικό σύστημα αξόνων XYZ το οποίο είναι ορθοκανονικό και δεξιόστροφο. Ο X άξονας εκτείνεται στη διαμήκη διεύθυνση, κατά μήκος της γέφυρας. Ο Z άξονας εκτείνεται στην εγκάρσια διεύθυνση κατά μήκος της γέφυρας και ο Y άξονας είναι ο κατακόρυφος με φορά προς τα πάνω, όπως φαίνονται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 23: Σύστημα αξόνων

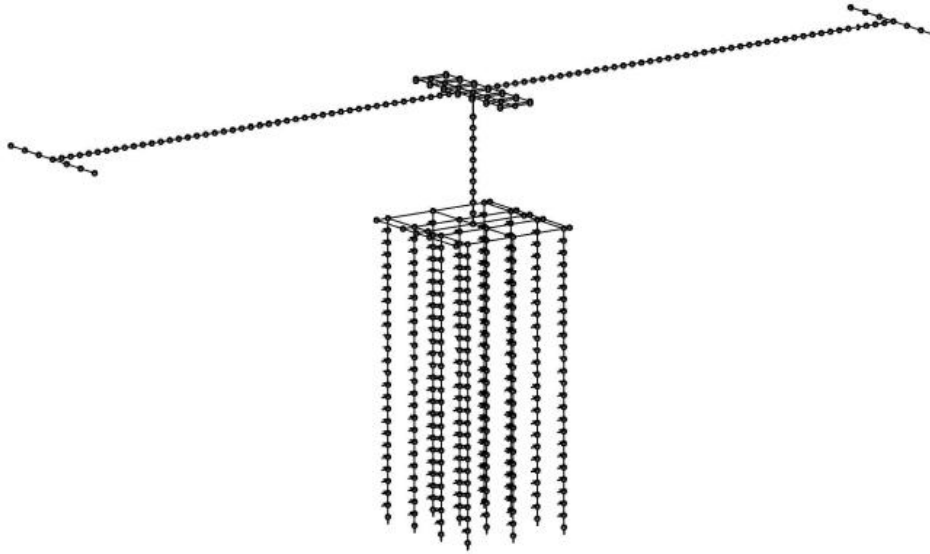
Η εντολή που χρησιμοποιείται για τον ορισμό των κόμβων είναι:

node \$nodeTag (ndm \$coords)

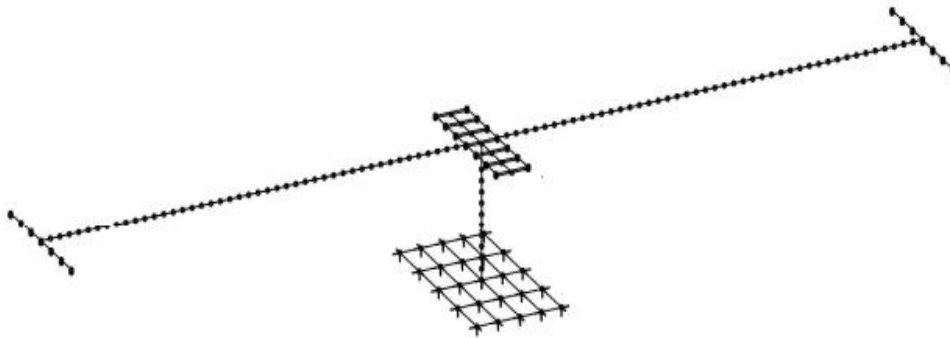
όπου

\$nodeTag ο αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται ο κόμβος
\$coords οι συντεταγμένες του κόμβου (όσες και οι χωρικές διαστάσεις του συστήματος)

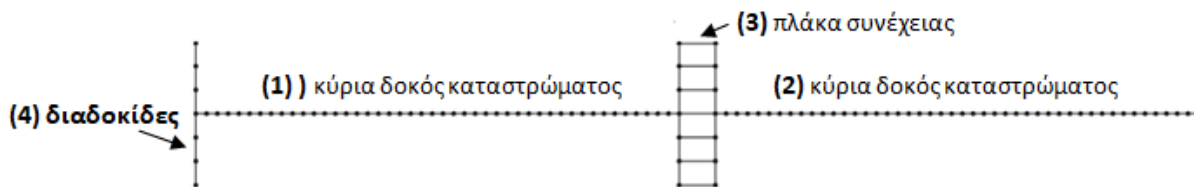
Το προσομοίωμα του φορέα αποτελείται από το κατάστρωμα, τις διαδοκίδες, τα εφέδρανα, το βάθρο και τη θεμελίωση. Στα σχήματα 24-27 φαίνεται το γραμμικό προσομοίωμα της κατασκευής:



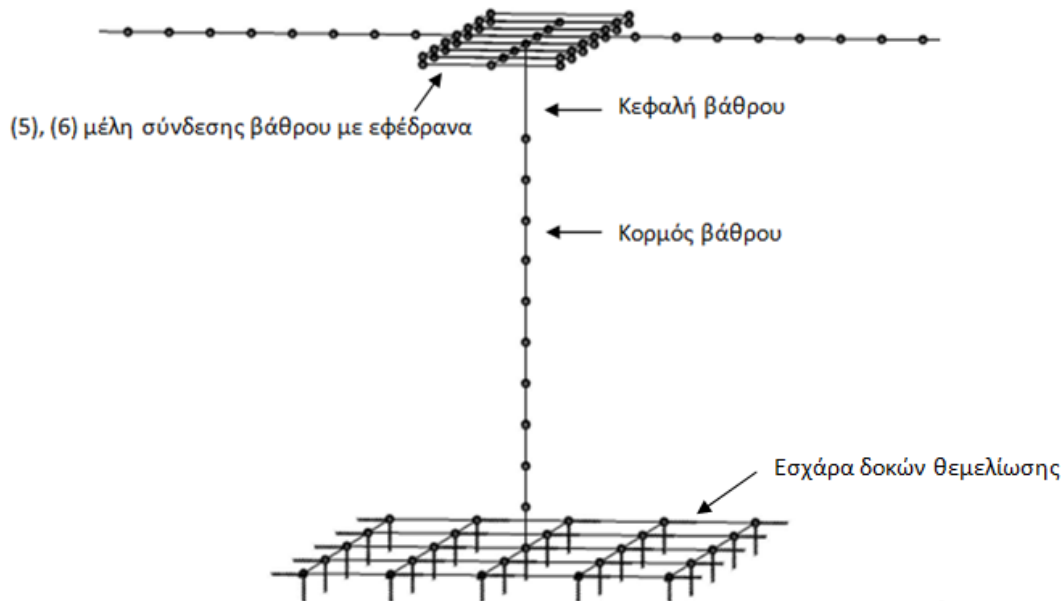
Σχήμα 24: Γραμμικό Προσομοίωμα Φορέα με Πασσάλους



Σχήμα 25: Γραμμικό Προσομοίωμα Φορέα με Επιφανειακή Θεμελίωση



Σχήμα 26: Κάτοψη καταστρώματος



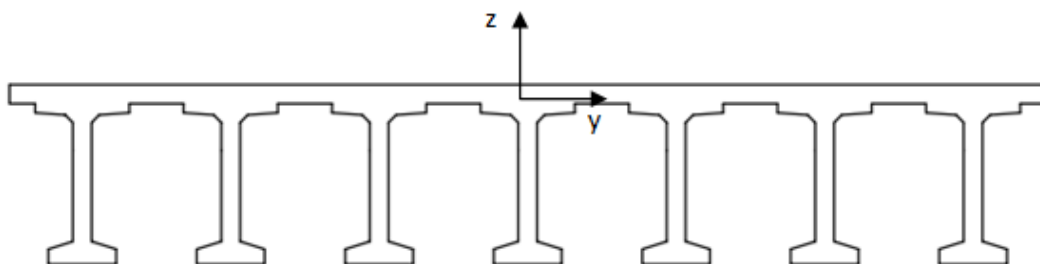
Σχήμα 27: Προσομοίωση βάθρου

3.4.2 Διατομές

3.4.2.1 Κατάστρωμα

Για τα μέλη που σχεδιάζονται στο μοντέλο να συμπεριφερθούν ελαστικά, δεν ορίζεται η διατομή τους με συγκεκριμένη εντολή. Δίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της (A , E , I_y , I_z , J) στην εντολή που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του μέλους.

Το κατάστρωμα λαμβάνεται ολόκληρο ως μία διατομή που αποτελείται από τις 7 δοκούς μορφής ασύμμετρου I και την πλάκα. Η διατομή αυτή σχεδιάστηκε στο AUTOCAD και υπολογίστηκαν τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά τόσο από το ίδιο το πρόγραμμα όσο και στο χέρι για επαλήθευση των υπολογισμών. Απλοποιητικά, η πολική ροπή αδράνειας υπολογίστηκε ως: $I_p = I_z + I_y$ για τους τοπικούς άξονες της διατομής όπως έχουν ορισθεί και διαφέρουν από αυτούς που χρησιμοποιούνται στο Autocad. Οι τιμές υπολογίζονται σε m^2 , m^4 και KN/m^2 .



Σχήμα 28: Διατομή καταστρώματος

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα χαρακτηριστικά της διατομής του καταστρώματος:

$X_{KB} =$	0.00	m
------------	------	---

$A_{tot} =$	9.20	m^2
-------------	------	-------

$Y_{KB} =$	1.45	m	$E =$	34000000	KPa
$I_y =$	6.41	m ⁴	$\nu =$	0.20	
$I_z =$	135.80	m ⁴	$G =$	14166667	KPa
$I_p =$	142.21	m ⁴			

Πίνακας 7: Χαρακτηριστικά διατομής καταστρώματος

Το κατάστρωμα στην προσομοίωση αποτελείται από δύο στοιχεία (στοιχεία (1) & (2) σχήματος 26) που το καθένα έχει τη συνολική διατομή που περιγράφεται παραπάνω. Τα δύο αυτά μέλη ενώνονται μεταξύ τους με πλάκα συνέχειας (μέλος (3) σχήματος 26). Η προσομοίωση της πλάκας συνέχειας γίνεται μέσω ελαστικών δοκών με διατομή 1.97x0.25 m² και μήκος 1.50 m. Τα μέλη αυτά συνδέονται με τα δύο μέλη του καταστρώματος μέσω αρθρώσεων στους αντίστοιχους κόμβους όπως φαίνεται και στην γραφική προσομοίωση του φορέα. Τα χαρακτηριστικά της πλάκας συνέχειας φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πλάκα συνέχειας	
H	0.25
B	1.97
E	33000000
A	0.49
I_x	0.00
I_y	0.16
I_p	0.16
ν	0.20
G	13750000

Πίνακας 8: Χαρακτηριστικά διατομής πλάκας συνέχειας

3.4.2.2 Διαδοκίδες

Μέσω των διαδοκίδων επιτυγχάνεται η σύνδεση των εφεδράνων με το κατάστρωμα (μέλη (4) σχήματος 25). Οι διαδοκίδες έχουν μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας - δέκα φορές - από αυτό της διατομής του καταστρώματος για να επιτυγχάνεται η καλύτερη κατανομή της κατακόρυφης δύναμης του καταστρώματος. Οι διαδοκίδες επιλέγεται να έχουν ύψος h, ίσο με το ύψος της διατομής του καταστρώματος h = 2.3 m και πλάτος b = 0.6 m.

Διαδοκίδα	
H	2.3
B	0.6
E	340000000
A	1.38
I_x	0.61
I_y	0.04

I_p	0.65
v	0.20
G	141666667

9: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαδοκίδας

3.4.2.3 Διατομές μελών σύνδεσης βάρου με εφέδρανα

Οι διατομές των μελών αυτών θεωρούνται αβαρής και επιλέγονται με μεγάλες διαστάσεις έτσι ώστε να είναι απαραμόρφωτες. Τα χαρακτηριστικά τους αναγράφονται στους παρακάτω πίνακες.

Section 5	
H	10.95
B	4.4
E	34000000
A	48.18
I_y	481.41
I_z	77.73
I_p	559.14
v	0.20
G	141666667

Section 6	
H	10.95
B	1.97
E	34000000
A	21.57
I_y	215.54
I_z	6.98
I_p	222.52
v	0.20
G	141666667

Πίνακας 10: Χαρακτηριστικά διατομής μελών 5&6

3.4.2.4 Κεφαλή βάρου

Η κεφαλή του βάρου σχεδιάζεται έτσι ώστε να συμπεριφέρεται ελαστικά. Θεωρείται γραμμικό στοιχείο με διατομή διαστάσεων $b \times h = 4.4 \times 13.45 \text{ m}^2$. Τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Διατομή κεφαλής βάρου	
b	4.4
h	13.45
A	59.18
I_y	892.15
I_z	95.48

Πίνακας 11: Χαρακτηριστικά διατομής κεφαλής βάρου

3.4.2.5 Κορμός βάρου

Ο κορμός του βάρου επιτρέπεται να πλαστικοποιηθεί και να εμφανιστούν καθ' ύψος του πλαστικές αρθρώσεις. Η διατομή του βάρου προσομοιώνεται με τον σπλισμό της όπως

ακριβώς είναι στην πραγματικότητα. Στο OpenSees, η διατομή και ο οπλισμός της προσομοιώνονται με ίνες. Στην κάθε ίνα επιτρέπεται να δοθεί διαφορετικό υλικό. Μέσω αυτής της δυνατότητας προσομοιώνεται και η περισφιγμένη περιοχή του βάρου. Η εντολή που χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό της διατομής είναι η ακόλουθη:

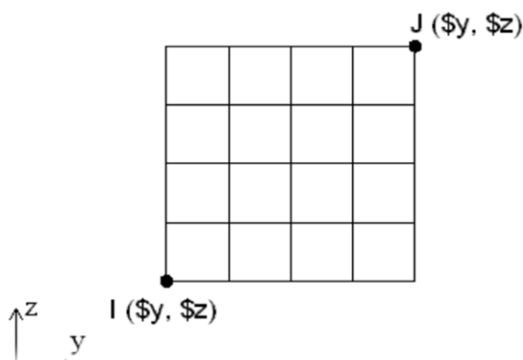
```
section Fiber $secTag {
    fiber...
    patch...
    layer... }
```

Για το ορθογωνικό τμήμα της διατομής του βάρου χρησιμοποιείται η εντολή:

```
patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
```

όπου:

- **\$matTag**: αριθμός-ταυτότητα του υλικού που θα αποδοθεί στην ίνα
- **\$numSubdivY**: πλήθος των διαστημάτων του κανάβου στην διεύθυνση y
- **\$numSubdivZ**: πλήθος των διαστημάτων του κανάβου στην διεύθυνση z
- **\$yI \$zI \$yJ \$zJ**: οι συντεταγμένες των I,J



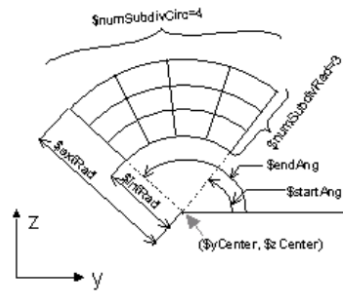
Σχήμα 29: Κανάβος από ίνες σε σχήμα ορθογωνίου παραλληλογράμμου IJ

Για το κυκλικό τμήμα της διατομής του βάρου χρησιμοποιείται η εντολή:

```
patch circ $matTag $numSubdivCirc $numSubdivRad $yCenter $zCenter $intRad
    $extRad $startAng $endAng
```

όπου:

- **\$matTag**: αριθμός-ταυτότητα του υλικού που θα αποδοθεί στην ίνα
- **\$numSubdivCirc**: πλήθος των διαστημάτων του κανάβου στην περιφέρεια
- **\$numSubdivRad**: πλήθος των διαστημάτων του κανάβου στην ακτινική διεύθυνση
- **\$yCenter \$zCenter**: οι συντεταγμένες του κέντρου του κύκλου
- **\$intRad \$extRad**: εσωτερική και εξωτερική ακτίνα
- **\$startAng \$endAng**: γωνία αφητηρίας και τέλους



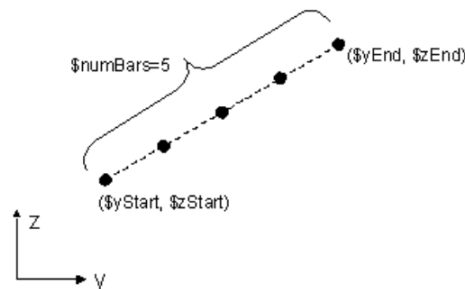
Σχήμα 30: Κάναβος από ίνες σε σχήμα κύκλου

Για τον οπλισμό στο ορθογωνικό τμήμα της διατομής του βάρου χρησιμοποιείται η εντολή:

layer straight \$matTag \$numFiber \$areaFiber \$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd

όπου:

- **\$matTag**: αριθμός-ταυτότητα του υλικού που θα αποδοθεί στην ίνα
- **\$numFiber**: πλήθος των ινών
- **\$areaFiber**: εμβαδόν της κάθε ίνας
- **\$yStart \$zStart** οι συντεταγμένες του σημείου αρχής
- **\$yEnd \$zEnd** οι συντεταγμένες του σημείου τέλους



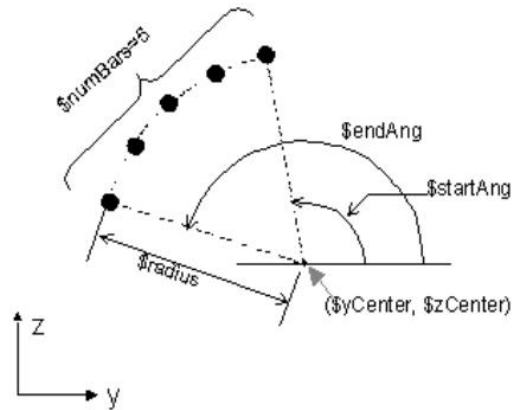
Σχήμα 31: Τοποθέτηση ινών κατά μήκος ευθείας

Για τον οπλισμό στο κυκλικό τμήμα της διατομής του βάρου χρησιμοποιείται η εντολή:

layer circ \$matTag \$numFiber \$areaFiber \$yCenter \$zCenter \$radius <\$startAng \$endAng>

όπου:

- **\$matTag**: αριθμός-ταυτότητα του υλικού που θα αποδοθεί στην ίνα
- **\$numFiber**: πλήθος των ινών
- **\$areaFiber**: εμβαδόν της κάθε ίνας
- **\$yCenter \$zCenter**: οι συντεταγμένες του κέντρου του κύκλου
- **\$yEnd \$zEnd**: οι συντεταγμένες του σημείου τέλους
- **\$radius**: η ακτίνα του κύκλου
- **\$startAng \$endAng**: γωνία αφετηρίας και τέλους



Σχήμα 32: Τοποθέτηση ινών κατά μήκος κυκλικού τόξου

Για τον ορισμό των διατομών fiber απαιτείται επιπλέον ο ορισμός της σταθεράς στρέψης της διατομής. Αυτή υπολογίζεται ως το γινόμενο του μέτρου διάτμησης G επί τη σταθερά στρέψης J . Το G υπολογίζεται μέσω του λόγου poisson ν και του μέτρου ελαστικότητας E . Το J υπολογίζεται απλοποιητικά ως το άθροισμα των ροπών αδράνειας της διατομής, $I_y + I_z$. Για σκυρόδεμα C20/25 $\rightarrow E = 30 \text{ GPa}$

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} = \frac{30000000}{2(0.2+1)} = 12500000 \text{ Kpa}$$

$$J = 67.36 \text{ m}^4$$

Για τη διατομή του βάρου στο μοντέλο με τους πασσάλους, η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```
#diatomh bathrou
set Jb 67.1836
set Gb 1250000
set t [expr $Jb * $Gb]
uniaxialMaterial Elastic 6 [expr $Jb *$Gb]
section Fiber 1 -GJ $t {
patch quad 3 2 25 -0.75 -3.425 -0.7 -3.425 -0.7 3.425 -0.75 3.425
patch quad 4 15 25 -0.7 -3.425 0.7 -3.425 0.7 3.425 -0.7 3.425
patch quad 4 2 25 0.7 -3.425 0.75 -3.425 0.75 3.425 0.7 3.425
patch circ 3 10 2 0 3.425 0.7 0.75 0 180
patch circ 3 10 2 0 -3.425 0.7 0.75 180 360
patch circ 4 10 5 0 3.425 0 0.7 0 180
patch circ 4 10 5 0 -3.425 0 0.7 180 360
layer straight 5 38 0.00049 -0.6875 -3.2835 -0.6875 3.2835
layer straight 5 38 0.00049 0.6875 -3.2835 0.6875 3.2835
```

```

layer circ 5 14 0.00049 0 3.425 0.6878 0 180
layer circ 5 14 0.00049 0 -3.425 0.6878 180 360
}

```

Για τη διατομή του βάρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση, η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```

section Fiber 1 -GJ $t {
patch quad 3 2 25 -0.75 -3.425 -0.7 -3.425 -0.7 3.425 -0.75 3.425
patch quad 4 15 25 -0.7 -3.425 0.7 -3.425 0.7 3.425 -0.7 3.425
patch quad 4 2 25 0.7 -3.425 0.75 -3.425 0.75 3.425 0.7 3.425
patch circ 3 10 2 0 3.425 0.7 0.75 0 180
patch circ 3 10 2 0 -3.425 0.7 0.75 180 360
patch circ 4 10 5 0 3.425 0 0.7 0 180
patch circ 4 10 5 0 -3.425 0 0.7 180 360
layer straight 5 45 0.00031 -0.69 -3.287 -0.69 3.287
layer straight 5 45 0.00031 0.69 -3.287 0.69 3.287
layer circ 5 12 0.00031 0 3.425 0.69 0 180
layer circ 5 12 0.00031 0 -3.425 0.69 180 360
}

```

3.4.2.6 Πάσσαλοι και κεφαλόδεσμος

Οι πάσσαλοι σχεδιάζονται και αυτοί ως στοιχειά fiber κυκλικής διατομής στα οποία δίνεται ο οπλισμός τους. Όμοια με παραπάνω ορίζεται και η σταθερά στρέψης που πρέπει να δοθεί στο στοιχείο fiber. Η εντολή είναι η ακόλουθη:

```

#diatomh pile
set Jkef 0.098175
set Gkef 12500000
set JG [expr $Jkef*$Gkef]
uniaxialMaterial Elastic 8 [expr $Jkef * $Gkef]
#SECTION PILE
section Fiber 3 -GJ $JG {
patch circ 25 6 2 0 0 0 0.45 0 360
patch circ 3 6 1 0 0 0.45 0.5 0 360
layer circ 5 16 0.0049 0 0 0.4375 0 360
}

```

Ο κεφαλόδεσμος στο σχεδιασμό προσομοιώνεται με μία εσχάρα δοκών. Κάθε μία από τις δοκούς έχει διατομή με τα ακόλουθα γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

Δοκοί κεφαλόδεσμου	
H	1.8
B	1.875
E	300000000
A	3.38
I_x	0.91
I_y	0.99
I_p	1.90
v	0.20
G	125000000

Δοκοί κεφαλόδεσμου	
H	1.8
B	2.8125
E	300000000
A	5.06
I_x	1.37
I_y	3.34
I_p	4.70
v	0.20
G	125000000

Δοκοί κεφαλόδεσμου	
H	1.8
B	3.4
E	300000000
A	6.12
I_x	1.65
I_y	5.90
I_p	7.55
v	0.20
G	125000000

Δοκοί κεφαλόδεσμου	
H	1.8
B	4.5
E	300000000
A	8.10
I_x	2.19
I_y	13.67
I_p	15.86
v	0.20
G	125000000

Πίνακας 12: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδων κεφαλόδεσμου

3.4.2.7 Επιφανειακή θεμελίωση

Σχεδιάζεται ως εσχάρα δοκών από επιμέρους διαδοκίδες με ελαστική συμπεριφορά. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διαδοκίδων της εσχάρας ανάλογα με το πλάτος επιρροής φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Διαδοκίδα επιφανειακής θεμελίωσης	
H	1.8
B	2
E	30000000
A	3.60
I_x	0.97
I_y	1.20
I_p	2.17
v	0.20
G	12500000

Διαδοκίδα επιφανειακής θεμελίωσης	
H	1.8
B	3.75
E	30000000
A	6.75
I_x	1.82
I_y	7.91
I_p	9.73
v	0.20
G	12500000

Πίνακας 13: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδων εσχάρας επιφανειακής θεμελίωσης σε διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση.

3.4.3 Μετασχηματισμός τοπικού συστήματος αξόνων

Τα μέλη του φορέα ορίζονται με βάση το τοπικό σύστημα αξόνων τους. Χρειάζεται προτού ορισθούν τα μέλη, ο προσδιορισμός κατάλληλου διανύσματος που να μετασχηματίζει τους τοπικούς άξονες σε καθολικούς. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω τριών διαφορετικών εντολών που διαφοροποιούνται στο κατά πόσο λαμβάνουν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Οι εντολές αυτές είναι:

- i. Linear Transformation
Μετασχηματίζει γραμμικά το μητρώο δυσκαμψίας και δε λαμβάνει υπόψη φαινόμενα P-δ.
- ii. PDelta Transformation
Μετασχηματίζει γραμμικά το μητρώο δυσκαμψίας και, όπως υποδηλώνει και το όνομα, λαμβάνει υπόψη προσεγγιστικά τα φαινόμενα P-δ.
- iii. Corotational Transformation
Λαμβάνει υπόψη τα ακριβή φαινόμενα P-δ.

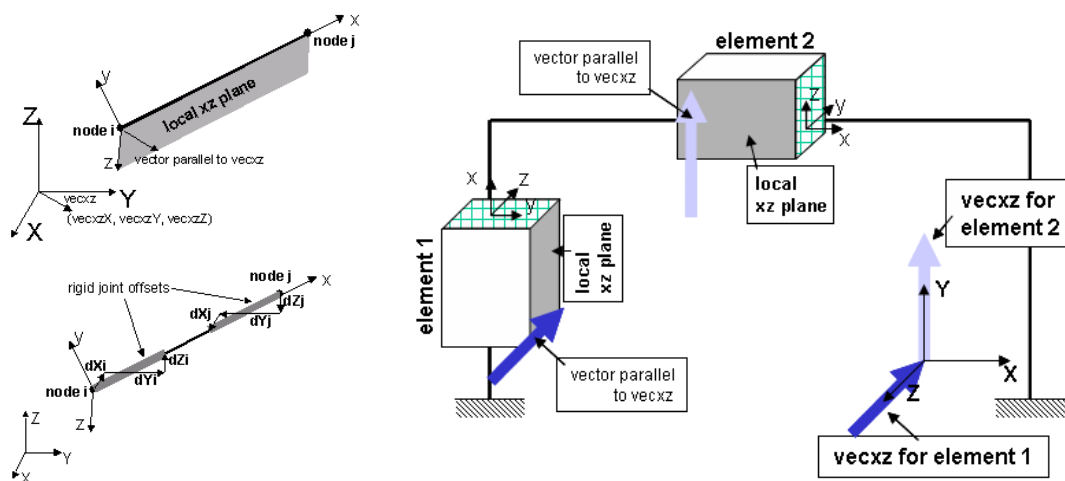
Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία χρησιμοποιείται η εντολή:

geomTransf PDelta \$transfTag \$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ

όπου:

- **\$transfTag** αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται ο μετασχηματισμός
- **\$vecxzX**, **\$vecxzY**, **\$vecxzZ** συντεταγμένες στο καθολικό σύστημα που ορίζουν ένα διάνυσμα, το οποίο βρίσκεται σε επίπεδο παράλληλο του επιπέδου x-z του τοπικού συστήματος συντεταγμένων.

Επεξηγηματικά το πώς προσδιορίζονται οι τιμές του διανύσματος φαίνεται στα παρακάτω σχήματα, από παράδειγμα στο wiki του Opensees:



Σχήμα 33: Διάνυσμα μετασχηματισμού τοπικών αξόνων

Για τα οριζόντια μέλη χρησιμοποιείται η εντολή:

geomTransf PDelta 1 0 1 0

ενώ για τα κατακόρυφα:

```
geomTransf PDelta 2 0 0 -1
```

3.4.4 Στοιχεία φορέα

Όλα τα στοιχεία του φορέα εκτός του βάθρου της γέφυρας στα δύο μοντέλα και των πασσάλων στο αντίστοιχο μοντέλο προσομοιώνονται ως ελαστικά στοιχεία δοκών.

3.4.4.1 Ελαστικά στοιχεία

Για το κατάστρωμα, τις διαδοκίδες, τον κεφαλόδεσμο και το θεμέλιο η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag
```

Οι τιμές των παραμέτρων λαμβάνονται από τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής κάθε μέλους που δίνονται σε πίνακες παραπάνω.

3.4.4.2 Πλάστιμα στοιχεία

Για το βάθρο και τους πασσάλους χρησιμοποιούνται στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας έναντι στοιχείων με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα, λόγω μεγαλύτερης ακρίβειας της απόκρισης του φορέα. Τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας χωρίζονται σε στοιχεία που βασίζονται στη μέθοδο των δυνάμεων (Force - Based Beam-Column Element FBE) και στοιχεία που βασίζονται στη μέθοδο των μετακινήσεων (Displacement - Based Beam-Column Element DBE). Η μέθοδος των δυνάμεων εξασφαλίζει απόλυτη ισορροπία μεταξύ εσωτερικών δυνάμεων και εξωτερικών δράσεων. Για αυτόν το λόγο και αλλά και για καλύτερη σύγκλιση επιλέγονται στοιχεία FBE. Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag
```

όπου

- **\$eleTag**: αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται το στοιχείο
- **\$iNode \$jNode**: οι κόμβοι αρχής και τέλους
- **\$numIntgrPts**: το πλήθος των σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος του στοιχείου
- **secTag**: αριθμός-ταυτότητα των διατομών που ορίζονται στα σημεία ολοκλήρωσης
- **\$transfTag**: αριθμός-ταυτότητα του αντίστοιχου μετασχηματισμού

Η εντολή που δίνεται στον κώδικα για το βάθρο και τους πασσάλους (παρατίθεται το παράδειγμα ενός μόνο πασσάλου) είναι αντίστοιχα:

```
#pier
```

```
for {set i 138} {$i<148} {incr i} {  
  element forceBeamColumn $a $i [expr $i+1] 5 1 2  
  set a [expr $a+1]  
}
```

```
#piles
```

```

for {set i 173} {$i < 197} {incr i} {
element forceBeamColumn $a $i [expr $i+1] 5 3 2

set a [expr $a+1]
}

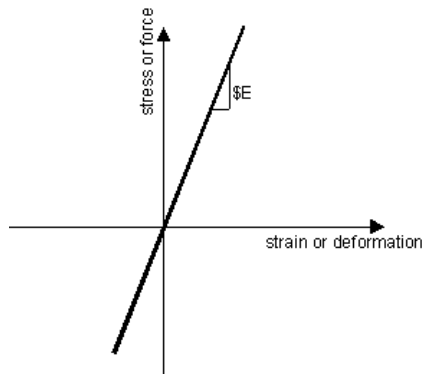
element forceBeamColumn $a 150 173 5 3 2

set a [expr $a+1]

```

3.4.5 Εφέδρανα

Για την προσομοίωση των εφεδράνων χρησιμοποιούνται zerolength elements. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν δύο κόμβους με ίδιες συντεταγμένες και συνεπώς είναι μηδενικού μήκους. Επιτρέπουν στον χρήστη να δώσει σε κάθε διεύθυνση του στοιχείου διαφορετικό νόμο συμπεριφοράς. Σε κάθε βαθμό ελευθερίας δίνεται ελαστικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας όσο και η δυσκαμψία του εφεδράνου στην αντίστοιχη διεύθυνση. Ο νόμος συμπεριφοράς του υλικού Elastic Uniaxial Material είναι αυτός που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 34: Elastic Uniaxial Material

Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι:

```

element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2
...<-doRayleigh $rFlag> <-orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3>

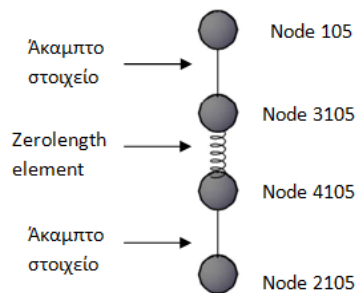
```

\$eleTag	όνομα στοιχείου
\$iNode \$jNode	κόμβοι αρχής & τέλους
\$matTag1 \$matTag2 ...	όνομα υλικών που θα δοθούν σε κάθε βε
\$dir1 \$dir2 ...	διεύθυνση που αντιστοιχεί στο κάθε υλικό: 1,2,3 – translational along local x,y,z axis 4,5,6 - rotation about local x,y,z axes
\$x1 \$x2 \$x3	συντεταγμένες διανύσματος στο καθολικό σύστημα αξόνων που ορίζουν τον τοπικό x άξονα (optional)
\$yp1 \$yp2 \$yp3	συντεταγμένες διανύσματος στο καθολικό σύστημα αξόνων που

§rFlag ορίζουν τον τοπικό x άξονα (optional)
 optional, default = 0
 rFlag = 0 NO RAYLEIGH DAMPING (default)
 rFlag = 1 include rayleigh damping

Για να συμπεριληφθεί η απόσβεση των εφεδράνων στη συνολική απόσβεση της κατασκευής, όπως αναφέρεται και στη συνέχεια, πρέπει να ενεργοποιηθεί το Rayleigh damping βάζοντας στην τιμή §rFlag το 1.

Για να εφαρμοστούν οι δυνάμεις των εφεδράνων στο σωστό ύψος, οι κόμβοι μεταξύ των οποίων ορίζονται τα zerolength elements πρέπει να τοποθετηθούν στο μέσο ύψος των εφεδράνων. Για το λόγο αυτό οι επιμέρους κόμβοι των διαδοκίδων (node 105 στο σχήμα 35) ενώνονται με τους αντίστοιχους κόμβους στο μέσο ύψος των εφεδράνων (node 3105) μέσω άκαμπτων ελαστικών κατακόρυφων στοιχείων. Στο μέσο αυτό ύψος, ορίζονται κόμβοι με ακριβώς τις ίδιες συντεταγμένες (node 4105, 3105). Οι δύο αυτοί κόμβοι ενώνονται με zerolength elements σε κάθε θέση εφεδράνου. Στη βάση των εφεδράνων ορίζονται κόμβοι (node 2105) οι οποίοι πακτώνονται στο έδαφος και συνδέονται με τους κάτω κόμβους στο μέσο ύψος του εφεδράνου πάλι με άκαμπτα ελαστικά στοιχεία.



Σχήμα 35: Προσομοίωση εφεδράνων και ελατηρίων στο Opensees

Στο παρακάτω τμήμα του κώδικα φαίνεται πως ορίζονται τα εφέδρανα των ακροβάθρων:

```

#D. akraies diadokides - elements gia topothethsh zerolength efedranwn
for {set i 105} {$i < 111} {incr i} {
  element elasticBeamColumn $a $i [expr $i + 3000] 1.18 340000000 141666666.67
  0.4177 0.38 0.0355 2
  set a [expr $a+1]
}

element elasticBeamColumn $a 1 3001 1.18 340000000 141666666.67 0.4177 0.38
0.0355 2
set a [expr $a+1]

for {set i 111} {$i < 117} {incr i} {

```

```

element elasticBeamColumn $a $i [expr $i + 3000] 1.18 340000000 141666666.67
0.4177 0.38 0.0355 2

set a [expr $a+1]

}

element elasticBeamColumn $a 4 3004 1.18 340000000 141666666.67 0.4177 0.38
0.0355 2

set a [expr $a+1]

for {set i 2105} {$i < 2117} {incr i} {

element elasticBeamColumn $a $i [expr $i + 2000] 1.18 340000000 141666666.67
0.4177 0.38 0.0355 2

set a [expr $a+1]

}

element elasticBeamColumn $a 2001 4001 1.18 340000000 141666666.67 0.4177
0.38 0.0355 2

set a [expr $a+1]

element elasticBeamColumn $a 2004 4004 1.18 340000000 141666666.67 0.4177
0.38 0.0355 2

set a [expr $a+1]

```

#D. akraies diadokides - zerolength efedranwn

```

for {set i 3105} {$i < 3117} {incr i} {

element zeroLength $a $i [expr $i+1000] -mat 11 10 10 14 12 13 -dir 1 2 3 4
5 6 -doRayleigh 1 -orient 0 1 0 1 0 0

set a [expr $a+1]

}

element zeroLength $a 3001 4001 -mat 11 10 10 14 12 13 -dir 1 2 3 4 5 6 -
doRayleigh 1 -orient 0 1 0 1 0 0

set a [expr $a+1]

element zeroLength $a 3004 4004 -mat 11 10 10 14 12 13 -dir 1 2 3 4 5 6 -
doRayleigh 1 -orient 0 1 0 1 0 0

set a [expr $a+1]

```

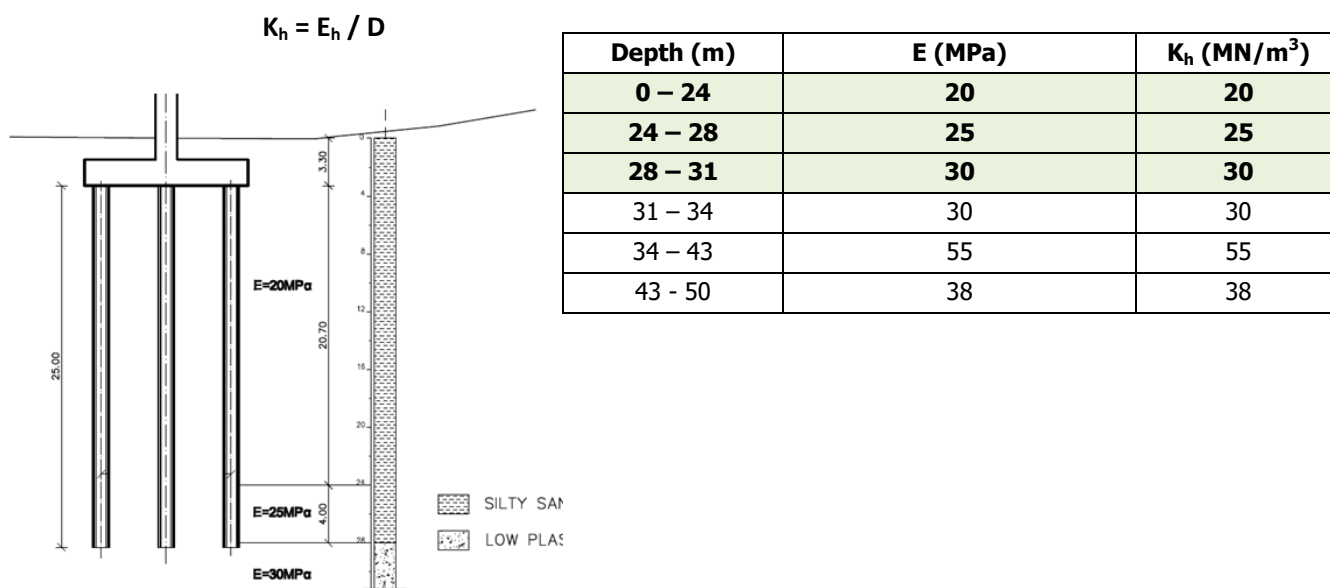
3.5 Αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής

Τα ακρόβαθρα θεωρείται πως θεμελιώνεται σε βράχο οπότε δε λαμβάνεται υπόψη κάποια αλληλεπίδραση με το έδαφος.

Για τη θεμελίωση του μεσόβαθρου η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων ελατηρίων με δυσκαμψίες ανάλογες με το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους στις αντίστοιχες στρώσεις. Τα ελατήρια αυτά προσομοιώνονται με zerolength elements.

- Περίπτωση θεμελίωσης με πασσάλους

Σε όλο το μήκος των πασσάλων τοποθετούνται ανά 1 m οριζόντια ελατήρια στις δύο διευθύνσεις με δυσκαμψίες που υπολογίζονται για πασσάλους διαμέτρου $D = 1$ m και έδαφος με μέτρο ελαστικότητας όπως φαίνεται στον Πίνακα 14 από τη σχέση:



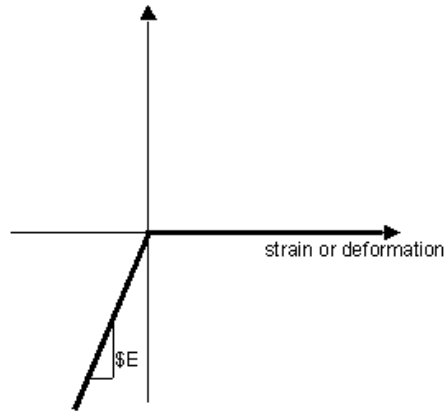
Πίνακας 14: Μέτρο ελαστικότητας και οριζόντιος συντελεστής εδάφους για πάσσαλο $D = 1$ m.

Με βάση τον κανονισμό DIN1054 οι τιμές αυτές μειώνονται για να λάβουν υπόψη την αλληλεπίδραση μεταξύ της ομάδας των πασσάλων. Από υπολογισμούς που έχουν γίνει πριν από τη συγκεκριμένη εργασία λαμβάνεται ως συντελεστής μείωσης το 0.60 οπότε οι δυσκαμψίες που τελικώς αντιστοιχούν στα ελατήρια είναι:

- $K_{h1} = 12000$ KPa για τα πρώτα 20.7 m του πασσάλου
- $K_{h2} = 15000$ KPa για τα υπόλοιπα 4.3 m του πασσάλου

Για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στα ελατήρια αυτά δίνεται υλικό ENT (Elastic no tension) έτσι ώστε να δέχονται μόνο θλίψη. Ως E δίνονται στο υλικό οι τιμές του K_{hi} . Η συμπεριφορά του συγκεκριμένου υλικού φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

uniaxialMaterial ENT \$matTag \$E



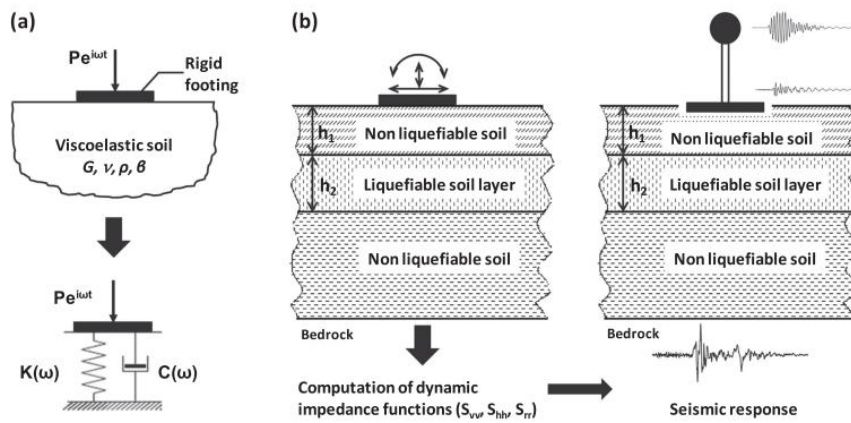
Σχήμα 36: ENT υλικό

Στην αιχμή των πασσάλων χρησιμοποιούνται κατακόρυφα ελατήρια με Elastic Uniaxial Material ως υλικό και προσομοιώνονται με zero length elements. Η δυσκαμψία αυτών των ελατηρίων λαμβάνεται ίση με $K_v = 170000 \text{ KN/m}$.

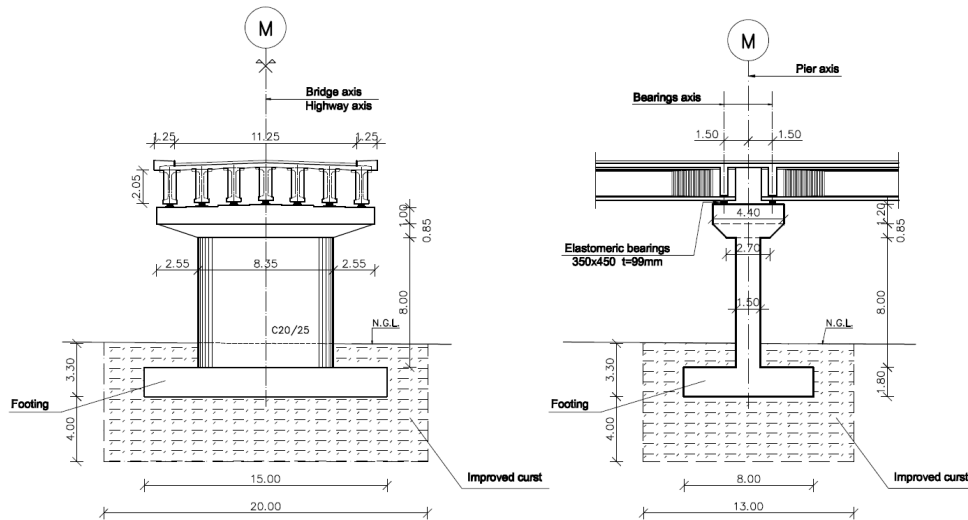
- Περίπτωση θεμελίωσης με επιφανειακό θεμέλιο

Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιούνται κατάλληλα γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες dashpot. Τα δύο αυτά στοιχεία πρέπει να είναι παράλληλα συνδεδεμένα έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη και η δυσκαμψία της θεμελίωσης (K_i) αλλά και η ιξώδης απόσβεση (C_i) που αυτή προσφέρει στην κατασκευή. Οι δύο αυτές τιμές εξαρτώνται από τη συχνότητα της διέγερσης.

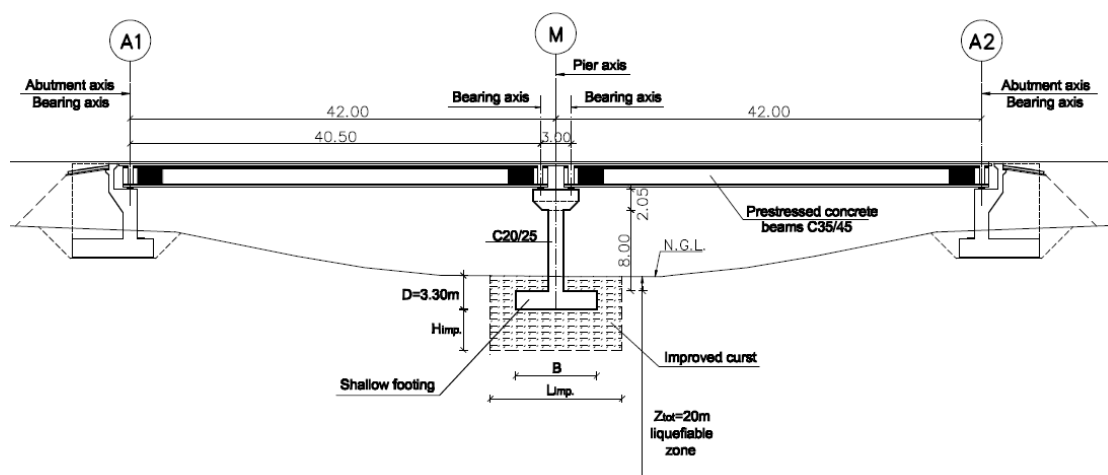
Για τον υπολογισμό των τιμών αυτών χρησιμοποιούνται ειδικά διαγράμματα που προέκυψαν από τη δουλειά της κ. Ξ. Καρατζία, του κ. Γ. Μυλωνάκης και κ. Γ. Μπουκοβάλα στο paper με τίτλο «Seismic isolation of surface foundations exploiting the properties of natural liquefiable soil». Μέσω των διαγραμμάτων αυτών υπολογίζονται οι τιμές των $K(\omega)$ και $C(\omega)$ του επιφανειακού θεμελίου σε εδαφικό σχηματισμό που αποτελείται από ένα στρώμα μη ρευστοποιήσιμου εδάφους, ένα στρώμα ρευστοποιήσιμου εδάφους και πάλι ένα στρώμα χωρίς κίνδυνο ρευστοποίησης. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το πρώτο στρώμα είναι η βελτιωμένη κρούστα του εδάφους και το δεύτερο στρώμα το υπόλοιπο στρώμα του εδάφους που ρευστοποιείται. Στα σχήματα 37 και 38 φαίνεται η στρωματογραφία του εδάφους που θεωρείται για τον υπολογισμό των δυναμικών δυσκαμψιών.



Σχήμα 37: (α) Δυναμική δυσκαμψία θεμελίωσης συναρτήσει της συχνότητας. (β) Υπό μελέτη πρόβλημα.



Σχήμα 38: Επιφανειακό θεμέλιο και βελτιωμένη κρούστα εδάφους



Σχήμα 39: Βελτιωμένη κρούστα και ρευστοποιήσιμο έδαφος

1^η στρώση: 0 – 7.30 m → βελτιωμένη κρούστα εδάφους μη ρευστοποιήσιμο έδαφος ($h_1 = 4$ m)

2^η στρώση: 7.30 – 20 m → ρευστοποιήσιμο έδαφος ($h_2 = 12.70$ m)

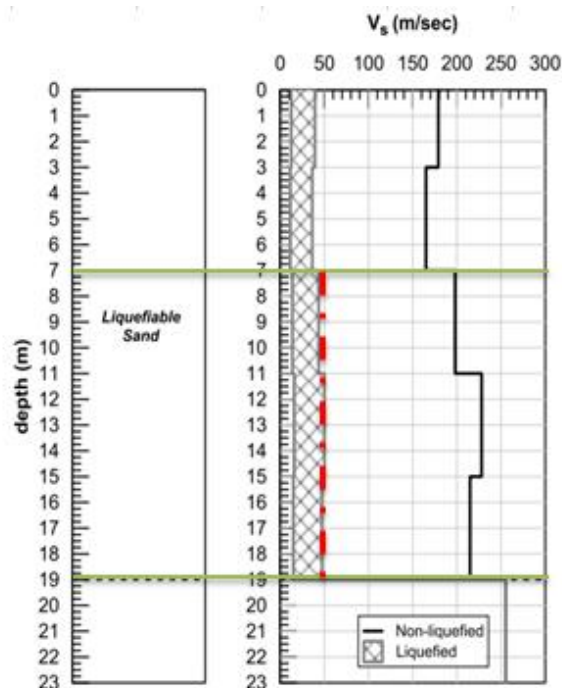
Για τη χρήση των διαγραμμάτων του συγκεκριμένου paper χρειάζεται να υπολογισθούν οι διαστάσεις του ισοδύναμου τετραγωνικού θεμελίου γιατί τα διαγράμματα αναφέρονται σε τετραγωνικό θεμέλιο. Έτσι για θεμέλιο διαστάσεων $B \times L = 8 \times 15$ m² υπολογίζεται το πλάτος B_{eq} του ισοδύναμου τετραγωνικού θεμελίου έτσι ώστε τα δύο σχήματα να έχουν ίσα εμβαδά:

$$B_{eq} = \sqrt{B \times L} \rightarrow B_{eq} = 10.95 \text{ m.}$$

Υπολογίζεται το μέτρο διάτμησης G_1 και η διατμητική ταχύτητα $V_{s,1}$ και $V_{s,liq}$ όπως φαίνεται στα σχήματα 34 και 35:

Layer #	Thickness (m)	γ (kN/m ³)	G_{max} (MPa)	V_s (m/sec)
1	3.0	19.0	62.06	179
2	4.0	19.0	52.73	165
3	4.0	19.0	75.93	198
4	4.0	19.0	100.68	228
5	4.0	19.0	89.53	215
6	4.0	19.0	125.94	255
7	∞	21.0	647.55	550

Σχήμα 40: Δεδομένα για μη ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 41: Μεταβολή της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων για ρευστοποιημένο και μη έδαφος²

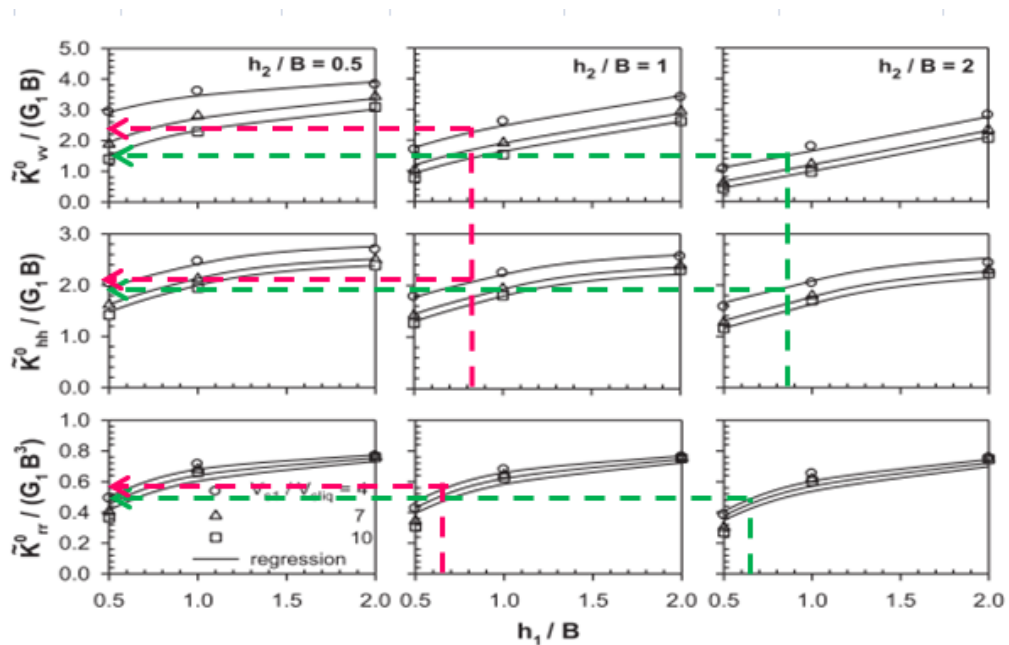
² Τα διαγράμματα αυτά (σχήμα 34 & 35) προκύπτουν μέσω ισοδύναμων γραμμικών αναλύσεων που έγιναν για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ στα πλαίσια του διδακτορικού του κ. Τσιάπα.

Με βάση τα δεδομένα του Πίνακα υπολογίζονται οι ανοιγμένες τιμές των στατικών τιμών σιφρότητας του ισοδύναμου τετραγωνικού θεμελίου όπως φαίνεται στο σχήμα 36:

B_{eq}	10.95	[m]
L	15.00	[m]
H_{liq}	20.00	[m]
h_1	7.30	[m]
h_2	12.70	[m]
G_1	57395.00	[KN/m ²]
$V_{s,1}$	172.00	[m/s ²]
$V_{s,liq}$	47.50	[m/s ²]

$V_{s,1}/V_{s,liq}$	3.62	\approx	4
h_1/B	0.67	$=$	0.67
h_2/B	1.16	\approx	1.2

Πίνακας 15: Δεδομένα



Σχήμα 42: Διάγραμμα υπολογισμού στατικής ανοιγμένης δυσκαμψίας ισοδύναμου τετραγωνικού θεμελίου

	$h_2/B = 1$	$h_2/B = 2$	$h_2/B = 1.16$
$K_{vv}^0/(G_1B)$	2.2	1.4	1.53
$K_{hh_x}^0/(G_1B)$	2.1	1.9	1.93
$K_{rr_x}^0/(G_1B^3)$	0.55	0.52	0.52

K_{vv}^0	960371.63
$K_{hh_x}^0$	1214625.53
$K_{rr_x}^0$	39593465.96

Πίνακας 16: Τιμές στατικής δυσκαμψίας

Οι τιμές για $h_2 / B = 1.16$ υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή.

Όπως αναφέρεται και σε επόμενο κεφάλαιο στη βάση της κατασκευής κατά τη δυναμική ανάλυση επιβάλλονται 28 διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις. Από αυτές οι 14 αναφέρονται στο βραχώδες υπόβαθρο και οι άλλες 14 στην επιφάνεια του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Για τον υπολογισμό των δυναμικών συντελεστών \tilde{k}_{ij} απαιτείται ο προσδιορισμός της συχνότητας διέγερσης. Επειδή όμως στον σεισμό δε έχουμε μία συχνότητα γενικά λαμβάνεται συντηρητικά η δεσπόζουσα ιδιοσυχνότητα στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία όπου εξετάζονται συγκεκριμένες σεισμικές διεγέρσεις η τιμή του ω υπολογίζεται από την κορυφή του φάσματος PSV για $\zeta = 5\%$. Ο υπολογισμός έγινε μέσω του SeismoSignal.

Με βάση τις τιμές ω_i για κάθε διέγερση υπολογίζεται ο συντελεστής α_0 . Ο συντελεστής αυτός αναφέρεται σε κυκλικό θεμέλιο οπότε υπολογίζεται η ισοδύναμη ακτίνα $R_{eq} = B / \sqrt{\pi}$. Ο συντελεστής α_0 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha_0 = \frac{\omega R}{V_{s1}}$$

Με βάση τα ω_i και α_{0i} υπολογίζονται από τα διαγράμματα του σχήματος 37 οι δυναμικοί συντελεστές \tilde{k}_{ij} και \tilde{c}_{ij} για την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση. Υπολογίζεται ακόμα ο συντελεστής $\tilde{k}_{ij,r}$. Με βάση τιμές των \tilde{k}_{ij} και \tilde{c}_{ij} και για $\zeta = 1\%$ υπολογίζονται οι τελικές τιμές των K, C από τις σχέσεις:

- $K_{vv} = k_{ij,v} * K_{vv}^0$
- $K_{hh_x} = k_{ij,h} * K_{hh_x}^0$
- $K_{rr_x} = k_{ij,r} * K_{rr_x}^0$
- $C_h = 2 * K_x * \zeta / \omega_i * c_{ij}$
- $C_v = 2 * K_v * \zeta / \omega_i * c_{ij}$

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

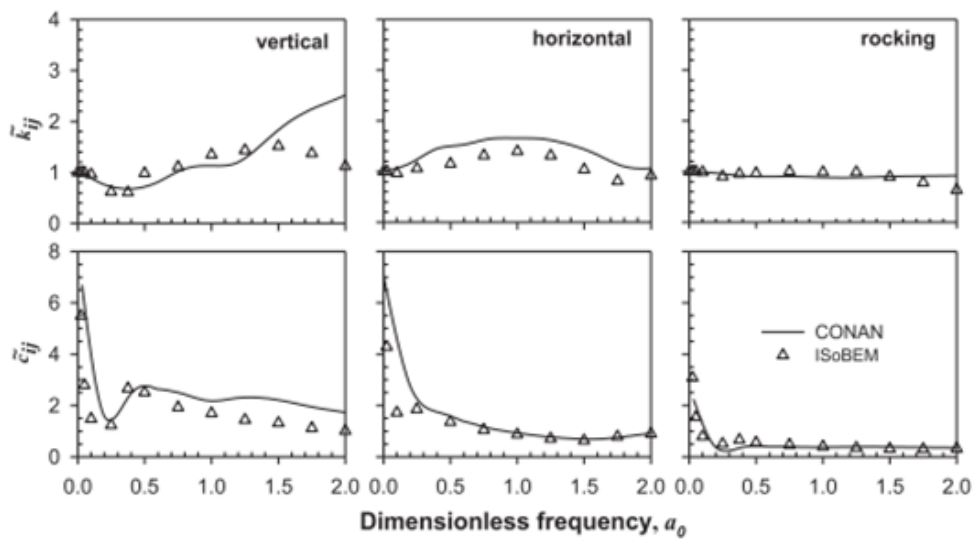
Συχνότητα σεισμικής διεγέρσης rad/s ²	
ω_1	4.49
ω_2	17.95
ω_3	2.46
ω_4	3.59
ω_5	2.28
ω_6	6.61

Συντελεστής α_0	
α_{0_1}	0.16
α_{0_2}	0.65
α_{0_3}	0.09
α_{0_4}	0.13
α_{0_5}	0.08
α_{0_6}	0.24

ω_7	3.93
ω_{B1}	2.86
ω_{B2}	4.05
ω_{B3}	6.61
ω_{B4}	9.67
ω_{B5}	5.46
ω_{B6}	4.49
ω_{B7}	6.28

α_{0_7}	0.14
$\alpha_{0_{B1}}$	0.10
$\alpha_{0_{B2}}$	0.15
$\alpha_{0_{B3}}$	0.24
$\alpha_{0_{B4}}$	0.35
$\alpha_{0_{B5}}$	0.20
$\alpha_{0_{B6}}$	0.16
$\alpha_{0_{B7}}$	0.23

Πίνακας 17: ω_i και α_0 για κάθε σεισμό την επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης



Σχήμα 43: Διάγραμμα υπολογισμού δυναμικών συντελεστών

			K_{vv}^0	$K_{hh_x}^0$	$K_{rr_x}^0$
			960372	1214626	39593466
$k_{ij,v}$	$k_{ij,h}$	$k_{ij,r}$	$K_{vv} = k_{ij,v} * K_{vv}^0$	$K_{hh_x} = k_{ij,h} * K_{hh_x}^0$	$K_{rr_x} = k_{ij,r} * K_{rr_x}^0$
0.8	1.1	1	768297	1336088	39593466
0.95	1.6	1	912353	1943401	39593466
1	1	1	960372	1214626	39593466
0.8	1.05	1	768297	1275357	39593466
1	1	1	960372	1214626	39593466
0.7	1.3	1	672260	1579013	39593466
0.8	1.05	1	768297	1275357	39593466
1	1	1	960372	1214626	39593466
0.8	1.05	1	768297	1275357	39593466
0.7	1.3	1	672260	1579013	39593466

0.7	1.4	1	672260	1700476	39593466
0.75	1.2	1	720279	1457551	39593466
0.8	1.05	1	768297	1275357	39593466
0.7	1.3	1	672260	1579013	39593466

Πίνακας 18: Τιμές δυναμικής δυσκαμψίας K

n	$C_x = 2 * K_x * \zeta / \omega_i$	$\alpha_{0,i}$	c_{ij_h}	$C = C_x * c_{ij}$
1	5954	0.16	3.25	19351
2	2165	0.65	1.3	2815
3	9859	0.09	5	49295
4	7104	0.13	3.5	24865
5	10632	0.08	5	53161
6	4775	0.24	2.4	11460
7	6495	0.14	3.5	22734
B1	8506	0.10	5	42529
B2	6292	0.15	3.5	22023
B3	4775	0.24	2.4	11460
B4	3518	0.35	1.8	6333
B5	5335	0.20	2.5	13339
B6	5683	0.16	3.5	19892
B7	5026	0.23	2.4	12063

Πίνακας 19: Damping Coefficient C_x

n	$C_v = 2 * K_v * \zeta / \omega_i$	$\alpha_{0,i}$	c_{ij_v}	$C = C_v * c_{ij}$
1	3424	0.16	2	6848
2	1016	0.65	2.7	2744
3	7795	0.09	3	23386
4	4280	0.13	2.8	11983
5	8407	0.08	5	42033
6	2033	0.24	1.5	3049
7	3913	0.14	2.8	10956
B1	6725	0.10	3	20176
B2	3791	0.15	2	7581
B3	2033	0.24	1.5	3049
B4	1391	0.35	1.6	2225
B5	2637	0.20	1.8	4746
B6	3424	0.16	2	6848
B7	2140	0.23	1.5	3210

Πίνακας 20: Damping Coefficient C_v

Για την προσομοίωση των dashpot στην επιφανειακή θεμελίωση ορίζεται για κάθε σεισμό διαφορετικό μοντέλο. Ανάλογα με τις τιμές του C_i ορίζεται σε κάθε μοντέλο υλικό uniaxial Material Viscous με βάση την εντολή:


```
uniaxialMaterial Viscous 40 $Cdv $alpha
```

```
uniaxialMaterial Viscous 41 $Cdh $alpha
```

Στην τιμή α δίνεται η τιμή 1 που συνεπάγεται γραμμική σχέση μεταξύ απόσβεσης και ταχύτητας.

Για την προσομοίωση των γραμμικών ελατηρίων χρησιμοποιείται uniaxial Material Elastic με τις αντίστοιχες τιμές του K_i για κάθε σεισμό.

```
# kv
```

```
uniaxialMaterial Elastic 36 $Kv
```

```
# khx
```

```
uniaxialMaterial Elastic 37 $Kh
```

```
# krx
```

```
uniaxialMaterial Elastic 38 $Kr
```

Τα ελατήρια και στις δύο περιπτώσεις ορίζονται με zero length elements.

3.6 Συνοριακές συνθήκες

Ο φορέας θεωρείται πακτωμένος στα ακρόβαθρα τα οποία και θεμελιώνονται σε βράχο. Στο βάθρο λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής μέσω κατάλληλων ελατηρίων όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Τα ελατήρια αυτά πακτώνονται στο έδαφος. Η εντολή για τη δέσμευση των βαθμών ελευθερίας στο Opensees είναι:

fix \$nodeTag (ndf \$constrValues)

\$nodeTag Αριθμός- ταυτότητα κόμβου

\$constrValues 0 για ελεύθερο β.ε. και 1 για δεσμευμένο β.ε.

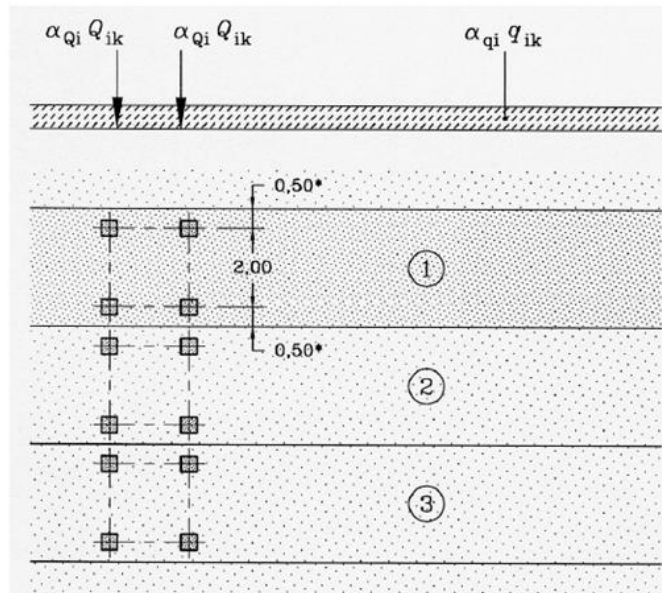
3.7 Υπολογισμός Φορτίων

Τα φορτία που υπολογίζονται είναι αρχικά τα ίδια βάρη όλων των μελών. Για κάθε μέλος υπολογίζεται το βάρος του και κατανέμεται στους αντίστοιχους κόμβους.

Για το κατάστρωμα εκτός από το ίδιο του βάρος υπολογίζονται τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και τα κινητά. Στα πρόσθετα μόνιμα φορτία συνυπολογίζονται το ίδιο βάρος των πεζοδρομίων, των επικαλύψεων και των κιγκλιδωμάτων. Για τα κινητά φορτία κυκλοφορίας με βάση την πρότυπη φόρτιση 1, το κατάστρωμα πλάτους 11.25 m χωρίζεται σε τρεις λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3 m και εναπομένουσα επιφάνεια 2.50 m. Με βάση τη φόρτιση αυτή:

- Η πρώτη λωρίδα φορτίζεται με συγκεντρωμένο φορτίο $4 \times 150 \times 0.9 = 540$ KN (αντιστοιχεί στους 4 τροχούς) και 9 KN/m κατανεμημένο.

- Η δεύτερη λωρίδα φορτίζεται με συγκεντρωμένο φορτίο $4 \times 90 \times 0.9 = 360$ kN (αντιστοιχεί στους 4 τροχούς) και 2.5 kN/m καταναμημένο.
- Η τρίτη λωρίδα φορτίζεται με συγκεντρωμένο φορτίο $4 \times 45 \times 0.9 = 180$ kN (αντιστοιχεί στους 4 τροχούς) και 2.5 kN/m καταναμημένο.
- Τα πεζοδρόμια, πλάτους 2.5 m φορτίζονται με καταναμημένο φορτίο 3 kN/m.
- Η εναπομένουσα επιφάνεια φορτίζεται με καταναμημένο φορτίο 2.5 kN/m.



Key

- (1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
 (2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2.5$ kN/m²
 (3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2.5$ kN/m²

* For $w_l = 3.00$ m

Σχήμα 44: Πρότυπη φόρτιση 1

Για να καταναμηθεί το φορτίο στους κόμβους υπολογίζεται απλοποιητικά το συνολικό καταναμημένο φορτίο σε kN, προστίθεται στο συγκεντρωμένο και το συνολικό φορτίο ανάγεται ανά μέτρο μήκος του καταστρώματος. Το φορτίο αυτό κατανέμεται στους επιμέρους κόμβους του καταστρώματος.

Ο συνδυασμός για τον οποίον γίνονται οι υπολογισμοί είναι: $G + 0.2Q$.

Τα οριζόντια φορτία της τροχοπέδησης όντας πολύ μικρά αμελούνται για την απλοποίηση του μοντέλου και την εξαγωγή ορθότερων αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις.

Αναλυτικά τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη και ο τρόπος που αυτά κατανέμονται στους κόμβους της κατασκευής φαίνονται στο παράρτημα.

3.8 Εισαγωγή φορτίων στο OpenSees

Τα φορτία εισάγονται επικόμβια στα μέλη ανάλογα με το πλάτος επιρροής που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο. Για τον ορισμό των φορτίων στο OpenSees απαιτείται η δημιουργία κατάλληλου LoadPattern μέσω της εντολής:

```

pattern Plain $patternTag $stsTag <-fact $cFactor> {
    load...
    eleLoad...
    sp...}

```

όπου:

- **\$patternTag**: αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται η ομάδα φόρτισης
- **\$stsTag** αριθμός-ταυτότητα της χρονοσειράς (συντελεστής πολλαπλασιασμού φορτίου – Linear factor 1).

3.9 Μητρώο μάζας

Η μάζα δίνεται κατανεμημένη στους κόμβους και προκύπτει από το πηλίκο των φορτίων με την επιτάχυνση της βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. Η μάζα κάθε κόμβου υπολογίζεται σε τόνους.

$$m_i = \frac{G+0.2Q}{g}$$

3.10 Μητρώο απόσβεσης

Το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής είναι ανάλογο της μάζας και της δυσκαμψίας.

$$c = a_0 m \text{ και } c = a_1 k$$

Το a_0 και το a_1 προσδιορίζονται από τις σχέσεις:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j} \text{ και } a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i+\omega_j}$$

όπου ω_i και ω_j η i -οστή και η j -οστή ιδιομορφή αντίστοιχα και ζ ο λόγος απόσβεσης. Για γέφυρες από σκυρόδεμα $\zeta = 5\%$. Στη συγκεκριμένη κατασκευή λαμβάνονται τα ω των δύο πρώτων ιδιομορφών (κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση γιατί αυτές θεωρούνται οι πιο σημαντικές) με τιμές:

$$\omega_1 = 4.644 \text{ rad/s}^2$$

$$\omega_2 = 4.920 \text{ rad/s}^2$$

Η απόσβεση της κατασκευής ενεργοποιείται μέσω της εντολής:

```

rayleigh $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm

```

όπου στο συγκεκριμένο μοντέλο δίνονται οι τιμές:

$$\text{\$alphaM} \quad \frac{\zeta \times (2 \times \omega_1 \times \omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} = \frac{0.05 \times (2 \times 4.64 \times 4.92)}{(4.64 + 4.2)} = 0.2389$$

$$\text{\$betaK} \quad 0$$

$$\text{\$betaKinit} \quad \frac{\zeta \times 2}{\omega_1 + \omega_2} = \frac{0.05 \times 2}{4.64 + 4.2} = 0.0105$$

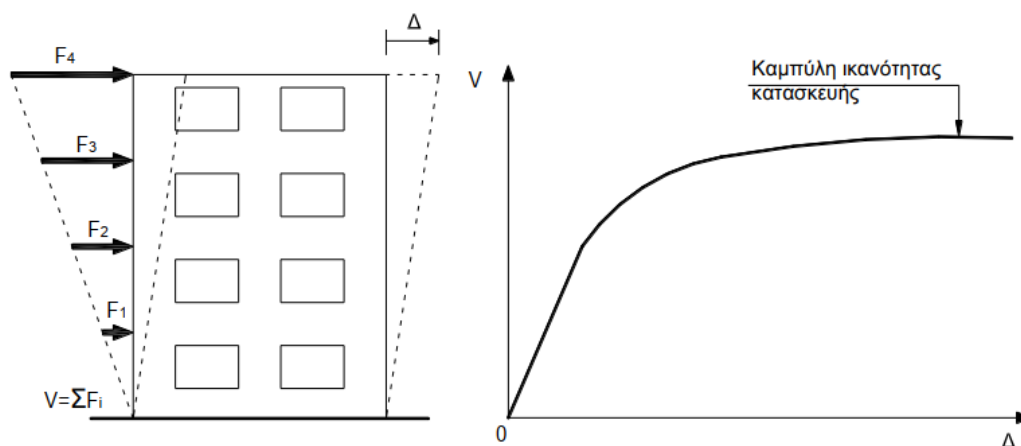
$$\text{\$betaKcomm} \quad 0$$

Κεφάλαιο 4°

Αναλύσεις

4.1 Στατική μη – γραμμική ανάλυση Pushover

Μέσω της ανελαστικής αυτής ανάλυσης εξάγεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και του βάθρου. Για την γέφυρα που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, η καμπύλη ικανότητας σε κάθε διεύθυνση υπολογίζεται για κατανομή φορτίων σύμφωνα με την δεσπόζουσα ιδιομορφή στην αντίστοιχη διεύθυνση. Η γενική ιδέα της συγκεκριμένης μεθόδου φαίνεται στο σχήμα 39:



Σχήμα 45: Μέθοδος push - over

Για τον υπολογισμό της δύναμης υπολογίζονται σε αρχικό στάδιο οι τιμές των ϕ_i κάθε κόμβου i της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Τα ϕ_i κανονικοποιούνται ως προς τη μέγιστη τιμή του ϕ . Με βάση τη μάζα κάθε κόμβου m_i και τα ϕ_i υπολογίζεται η δύναμη που εφαρμόζεται σε αυτόν από τη σχέση:

$$F_i = V_b \frac{m_i \times \phi_i}{\sum m_j \times \phi_j}$$

όπου V_b η συνολική τέμνουσα βάσης.

Μέσω του λογισμικού Opensees εξάγεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης (V_b) – μετακίνησης (d) καθώς και η καμπύλη ικανότητας του βάθρου σε όρους ροπών (M) – στρωφών (θ /drift).

Η καμπύλη ικανότητας του βάθρου διγραμμικοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC – 8 στο Παράρτημα Β. Η ροπή διαρροής λαμβάνεται ίση με την τιμή που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση. Ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης είναι σχεδόν οριζόντιος οπότε η

M_y λαμβάνεται ίση με τη ροπή στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Για τη δεδομένη στροφή χορδής θ_m στο βήμα αυτό υπολογίζεται η στροφή χορδής στη διαρροή θ_y από τη σχέση:

$$\theta_y = 2 \times (\theta_m - E/M_y)$$

όπου E είναι το εμβαδόν που περικλείεται από την καμπύλη και τον άξονα x και M_y, θ_m, θ_y τα μεγέθη που περιγράφονται παραπάνω. Στον Πίνακα 21 φαίνονται οι τιμές της διγραμμικοποιημένης καμπύλης και η μετακίνηση διαρροής στην κορυφή του στύλου. Για βάθρο πακτωμένο στη βάση του που συνδέεται μέσω εφεδράνων με το κατάστρωμα, η μετακίνηση διαρροής υπολογίζεται από τη σχέση:

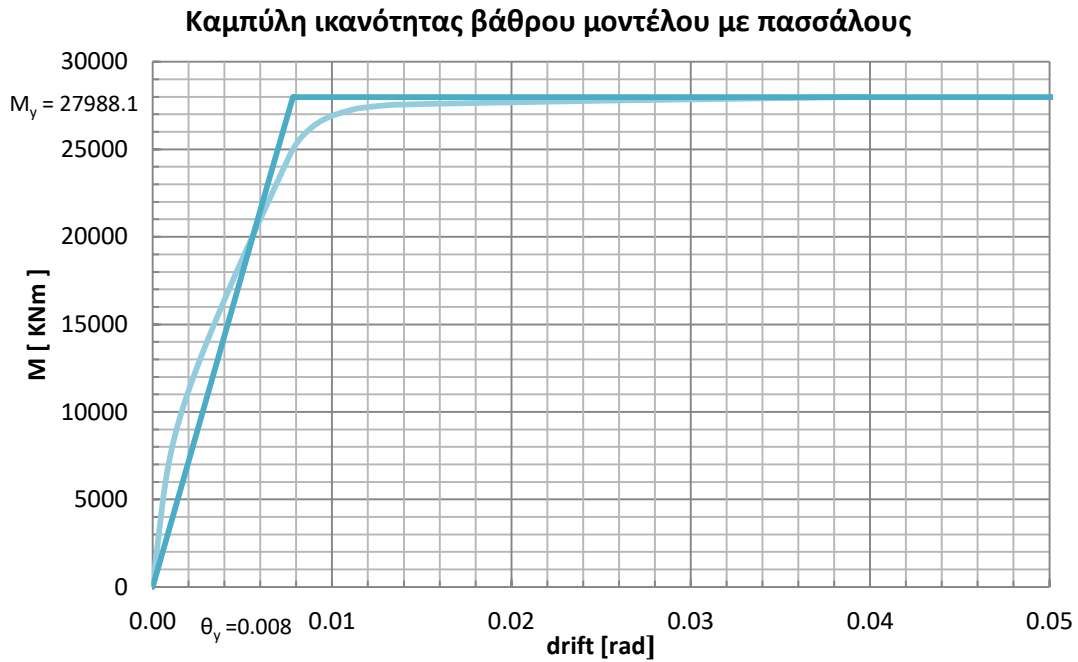
$$d_y = \theta_y \times L$$

όπου L το ύψος του βάρους.

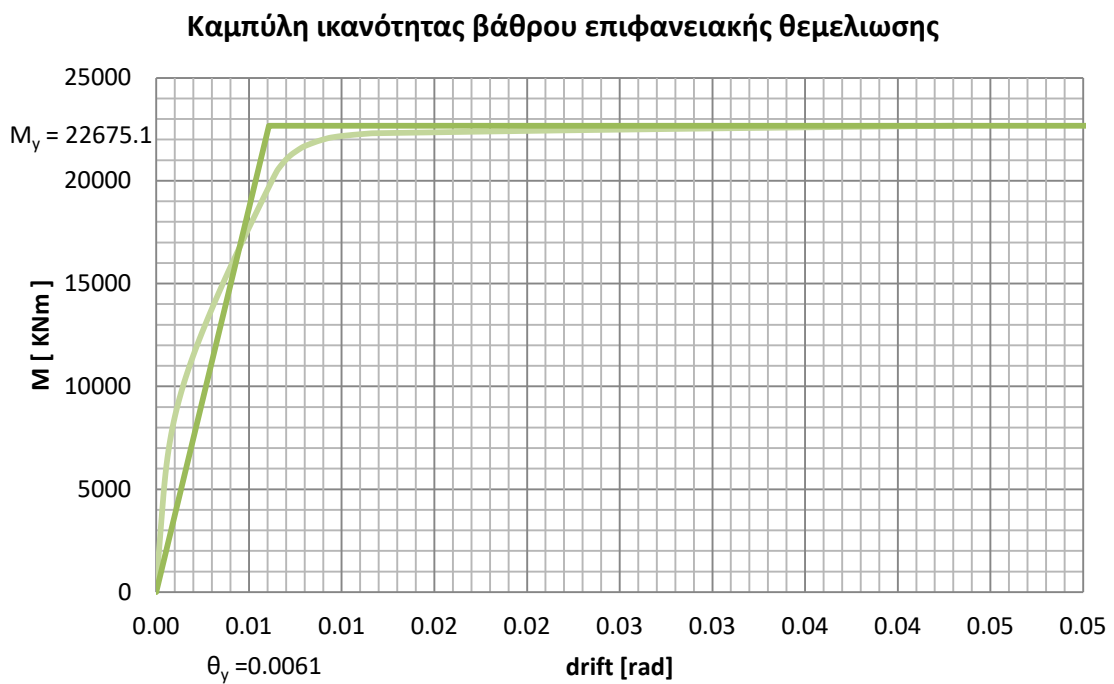
Μοντέλο με πασσάλους		Μοντέλο με επιφανειακή θεμελίωση	
θ_{max}	0.0404	θ_{max}	0.0436
M_{max}	27988.1	M_{max}	22675.1
EK - 8		EK - 8	
E	1013.233	E	910.03
M_y	27988.10	M_y	22675.10
θ_m	0.0404	θ_m	0.0436
θ_y	0.00833	θ_y	0.00696
d_y	0.0912	d_y	0.0762

Πίνακας 21: Τιμές διγραμμικοποιημένης καμπύλης για τα 2 μοντέλα

Η διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας του βάρους για το μοντέλο με τους πασσάλους και για αυτό με την επιφανειακή θεμελίωση φαίνονται στα σχήματα 40 και 41 αντίστοιχα. Η καμπύλη ικανότητας του βάρους των πασσάλων παίρνει μεγαλύτερες τιμές από την αντίστοιχη της επιφανειακής θεμελίωσης. Αυτό οφείλεται στο διαφορετικό οπλισμό των βάρων στις δύο μεθόδους. Στην περίπτωση με τους πασσάλους ο οπλισμός στο βάθρο είναι $A = 510.51 \text{ cm}^2$ ενώ στην περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης είναι $A = 358.14 \text{ cm}^2$.



Σχήμα 46: Καμπύλη ικανότητας βάρου με πασσάλους



Σχήμα 47: Καμπύλη ικανότητας βάρου με επιφανειακή θεμελίωση

Στα σχήματα 42 και 43 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για τα δύο μοντέλα. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η μετακίνηση του καταστρώματος την στιγμή διαρροής του βάρου. Αυτή ισούται με την μετακίνηση d_y του βάρου συν τη μετακίνηση που έχουν εκείνη τη στιγμή τα εφέδρανα του βάρου. Δηλαδή:

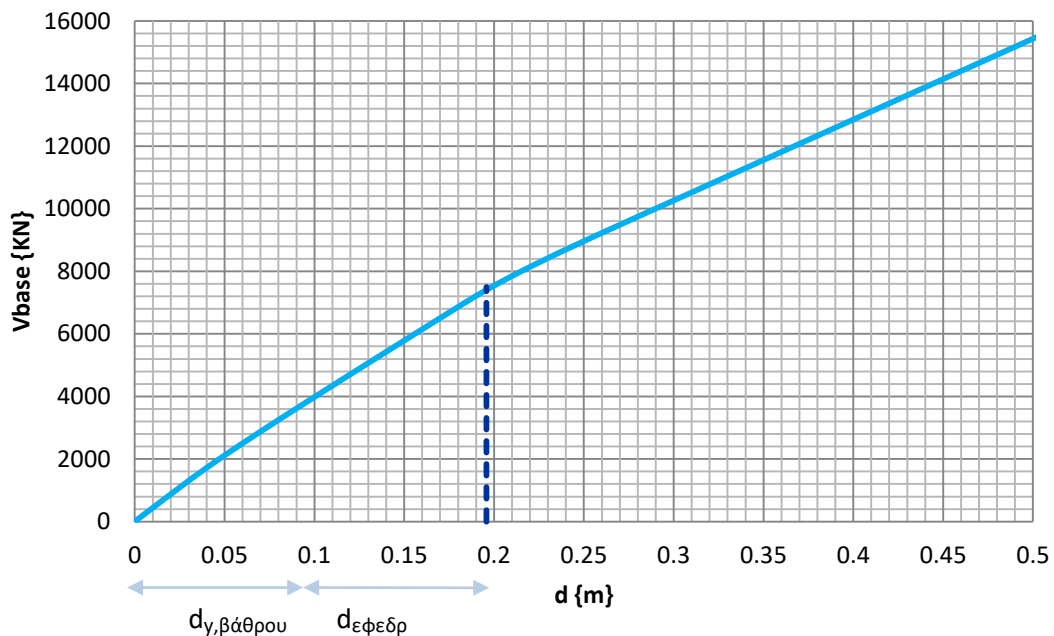
$$d_{deck,y} = d_{y,pier} + V_{pier}/K_{totεφ,pier}$$

όπου V_{pier} η τέμνουσα στο βάθρο και $K_{tot,εφ,pier}$ η συνολική δυσκαμψία των εφεδράνων του βάθρου.

Σημειώνεται ότι η διαρροή αφορά μόνο τον σύλο του μεσόβαθρου, ενώ τα εφέδρανα συμπεριφέρονται ελαστικά. Γι' αυτόν τον λόγο, η κλίση του μεταλαστικού κλάδου (κράτυνση) είναι μεγάλη, ίση με την δυστένεια των εφεδράνων των ακροβάθρων.

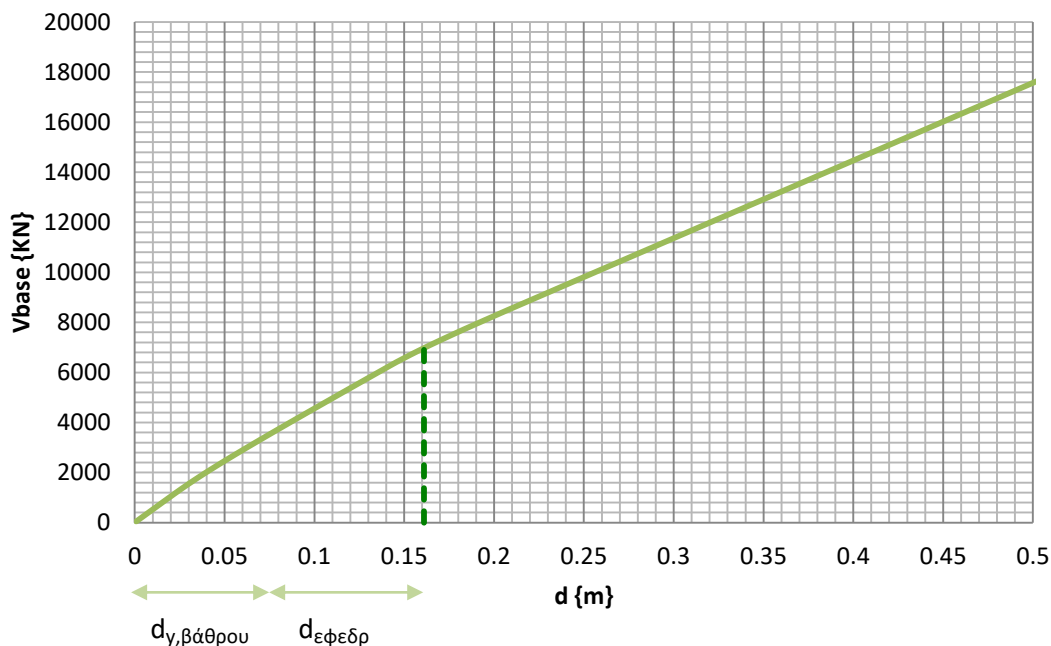
Η τέμνουσα που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη μετακίνηση του καταστρώματος είναι μικρότερη στο μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης σε σχέση με αυτή των πασσάλων, προφανώς λόγω μικρότερης συνολικής δυσκαμψίας.

Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης - μετακινήσεων καταστρώματος για το μοντέλο των πασσάλων



Σχήμα 48: Διάγραμμα V_b - d για μοντέλο με πασσάλους

Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης - μετακινήσεων καταστρώματος για το μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης



Σχήμα 49: Διάγραμμα $V_b - d$ για μοντέλο με επιφανειακή θεμελίωση

4.2 Δυναμική μη – γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες

Στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση γίνεται βήμα-βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τις μη-γραμμικότητες των στοιχείων της γέφυρας. Για την ανάλυση αυτή χρησιμοποιούνται συγκεκριμένες χρονοϊστορίες για κάθε σεισμική διέγερση και όχι το φάσμα σχεδιασμού.

Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία εξετάζεται η συμπεριφορά του καταστρώματος και η απόκριση του βάθρου για τους δύο διαφορετικούς τρόπους θεμελίωσης όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε 14 διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις. Συνολικά γίνονται 28 αναλύσεις. Εξετάζονται δύο σεισμικά σενάρια, Α και Β με τους σεισμούς που φαίνονται στον πίνακα 21. Το κάθε σενάριο αποτελείται από επτά διεγέρσεις ($A_1 - A_7$ και $B_1 - B_7$) που αναφέρονται στο αναδυόμενο βραχίωδες υπόβαθρο.

Για το σεισμικό σενάριο Α ισχύει:

- Περίοδος επαναφοράς: $T_{ret} = 1000$ χρόνια
- Μέγεθος σεισμού: $M_w = 7.0$
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στο αναδυόμενο βραχίωδες υπόβαθρο: $PGA_b = 0.32g$

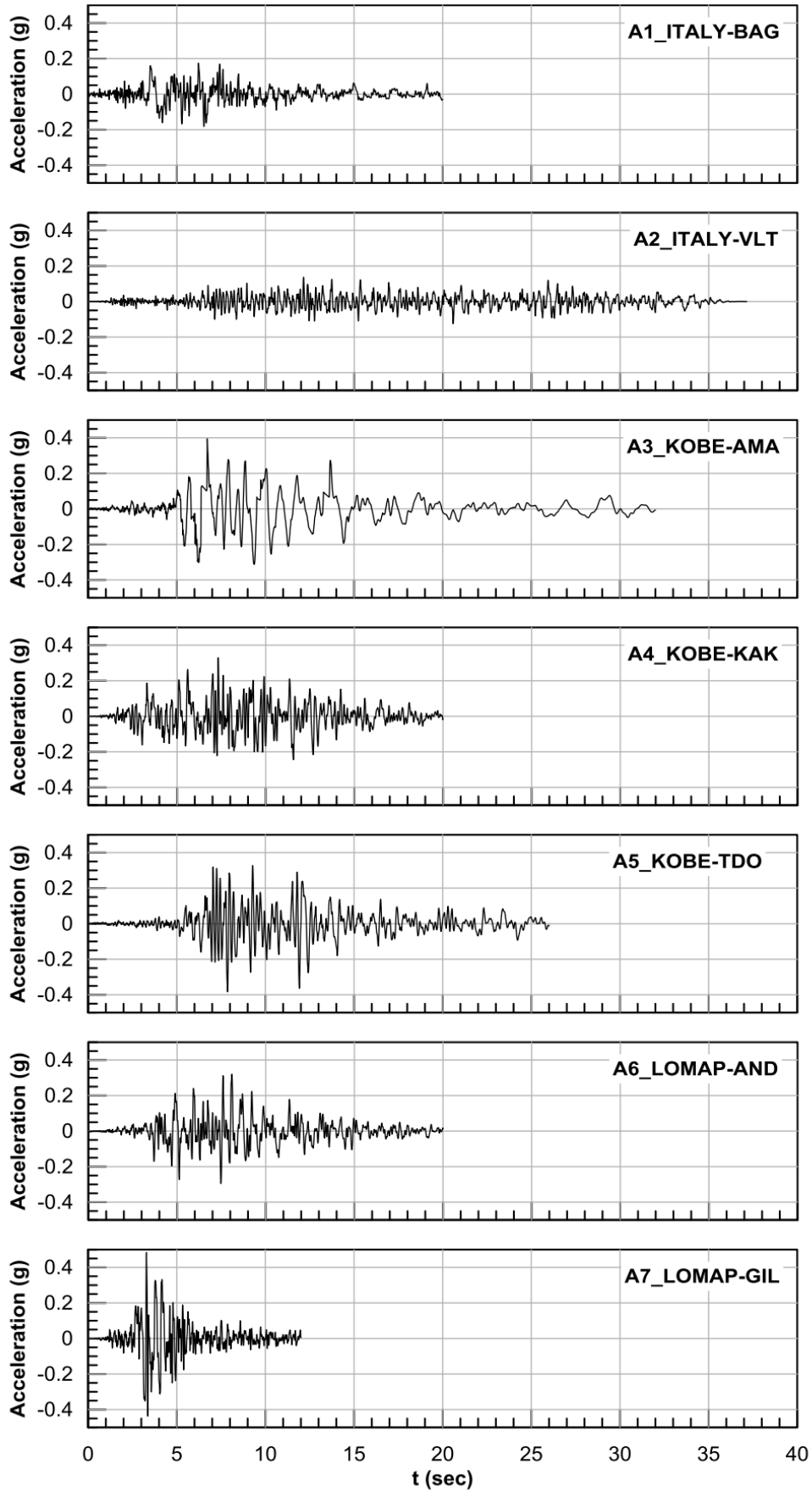
Για το σεισμικό σενάριο Β ισχύει:

- Περίοδος επαναφοράς: $T_{ret} = 225$ χρόνια
- Μέγεθος σεισμού: $M_w = 6.7$
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στο αναδυόμενο βραχίωδες υπόβαθρο: $PGA_b = 0.22g$

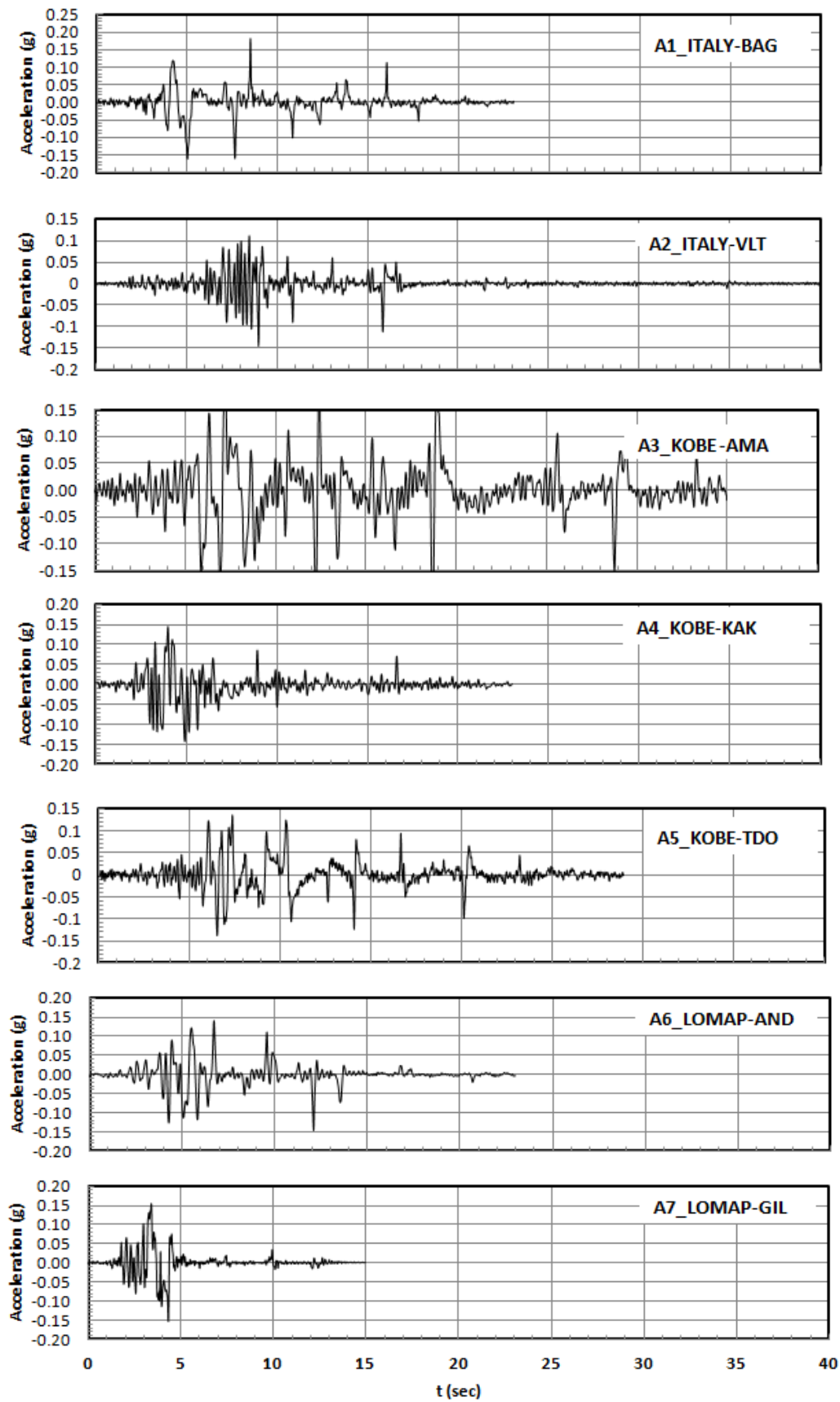
Ύστερα από αριθμητικές αναλύσεις μέσω του προγράμματος FLAQ υπολογίστηκαν και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης για τα δύο σεισμικά σενάρια ($A_{1liq} - A_{7liq}$ και $B_{1liq} - B_{7liq}$). Οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν στο πλαίσιο των εργασιών του τέταρτου παραδοτέου (Π4) του προγράμματος «ΘΑΛΗΣ – ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» με τίτλο: «Ελαστικά φάσματα σχεδιασμού για ρευστοποιήσιμα εδάφη». Στα σχήματα 45 - 48 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες των σεισμικών διεγέρσεων.

#	Earthquake Name	Year	Station Name	Component	M_w	PGA (g)	Epicentral Distance (km)	T_{pred} (sec)
A1	Irpinia, Italy	1980	Bagnoli Irpinio	0	6.9	0.18	22.7	0.18
A2	Irpinia, Italy	1980	Rionero In Vulture	0	6.9	0.136	31.1	0.20
A3	Kobe, Japan	1995	Amagasaki	0	6.9	0.394	28.8	0.48
A4	Kobe, Japan	1995	Kakogawa	0	6.9	0.33	24.2	0.16
A5	Kobe, Japan	1995	Tadoka	0	6.9	0.383	38.6	0.24
A6	Loma Prieta	1989	Anderson Dam (Downstream)	250	6.9	0.32	26.6	0.20
A7	Loma Prieta	1989	Gilroy -Gavilan Coll.	67	6.9	0.484	29	0.40
B1	New Zealand	1987	Matahina Dam	83	6.6	0.28	24.2	0.38
B2	Northridge	1994	Baldwin Hills	90	6.7	0.251	54.7	0.28
B3	Northridge	1994	Centinela St.	155	6.7	0.589	25.4	0.16
B4	Northridge	1994	Fletcher Dr.	144	6.7	0.172	30.3	0.36
B5	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	21	6.6	0.15	26.1	0.70
B6	San Fernando	1971	Hollywood Stor. Lot.	90	6.6	0.211	39.5	0.24
B7	Spitak, Armenia	1988	Gukasian	0	6.8	0.207	36.2	0.34

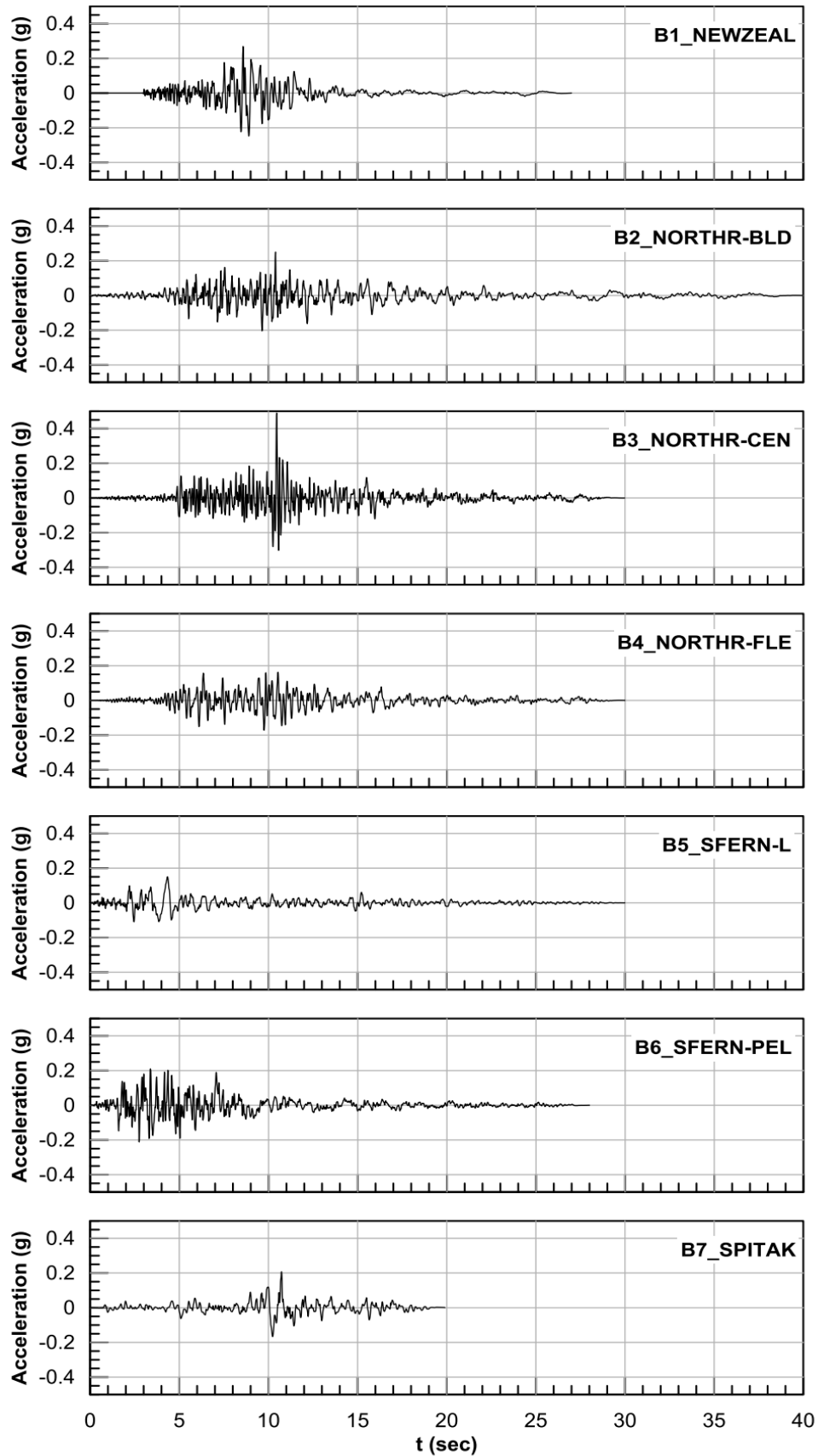
Πίνακας 22: Σεισμικά σενάρια A & B



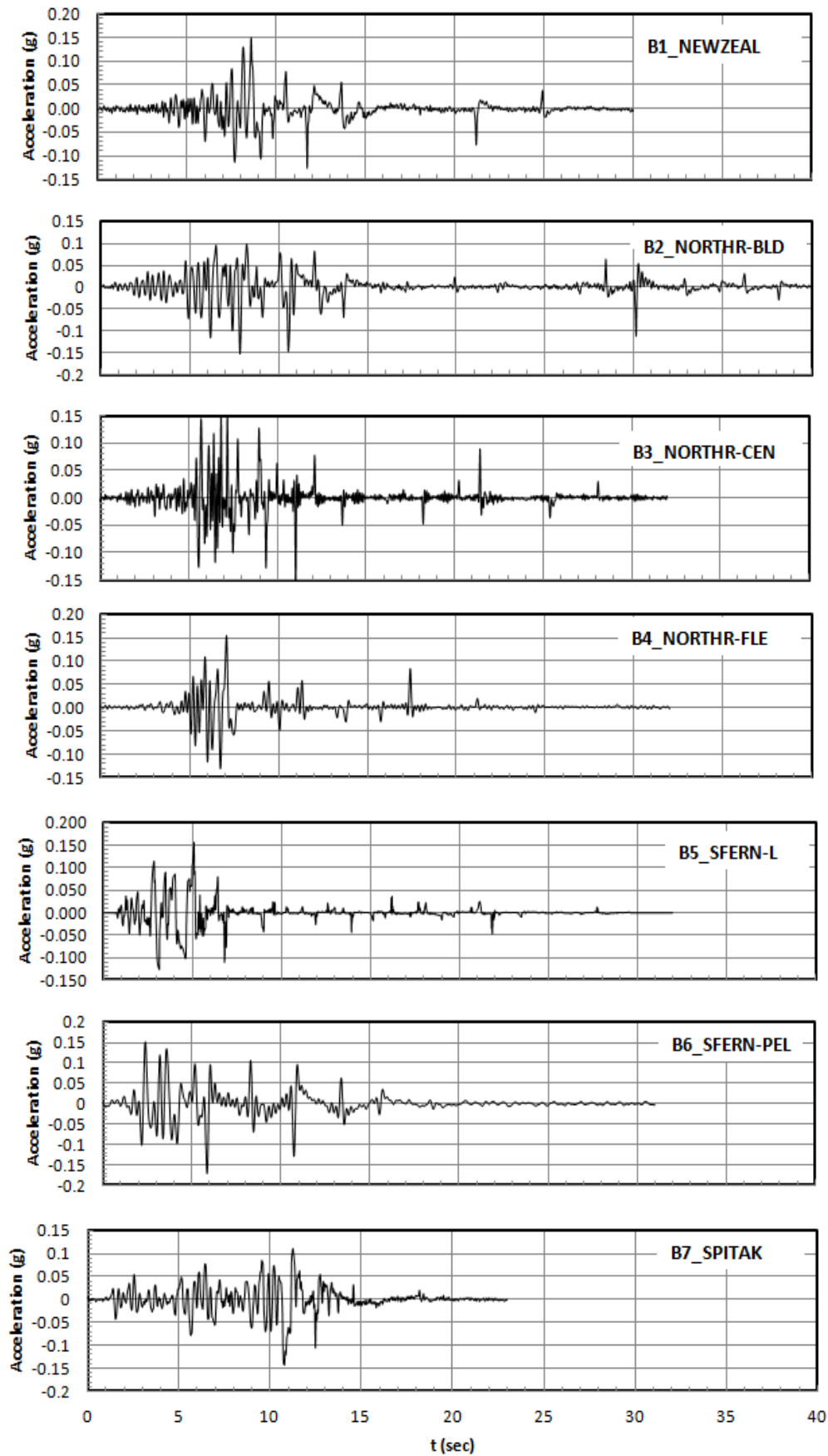
Σχήμα 50: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο αναδιόμβνο υπόβαθρο για το σεισμικό σενάριο Α.



Σχήμα 51: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης για το σεισμικό σενάριο A.



Σχήμα 52: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο αναδιδόμενο υπόβαθρο για το σεισμικό σενάριο Β.



Σχήμα 53: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο αναδυόμενο υπόβαθρο για το σεισμικό σενάριο Β.

4.2.1 Αναλύσεις στο προσομοίωμα με τους πασσάλους

Στο μοντέλο με τους πασσάλους επιβάλλονται οι 14 διαφορετικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου. Οι χρονοϊστορίες αυτές επιβάλλονται στους πακτωμένους κόμβους της κατασκευής μέσω της εντολής του Opensees:

```
pattern UniformExcitation $patternTag $dir -accel $tsTag <-fact $cFactor>
```

όπου:

\$patternTag	χαρακτηριστικός αριθμός - ταυτότητα της διέγερσης
\$dir	διεύθυνση στην οποία επιβάλλεται η διέγερση
\$tsTag	χαρακτηριστικός αριθμός - ταυτότητα χρονοϊστορίας
\$cFactor	συντελεστής αύξησης

Ως τιμή στο συντελεστή αύξησης δίνεται η τιμή 9.81 έτσι να μετατραπούν οι τιμές του επιταχυνσιογραφήματος από g σε m/s².

4.2.2 Αναλύσεις στο προσομοίωμα με την επιφανειακή θεμελίωση

Στο μοντέλο αυτό δίνεται διαφορετική διέγερση στους κόμβους των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου. Στα ακρόβαθρα επιβάλλεται η διέγερση όπως καταγράφηκε στο αναδυόμενο υπόβαθρο ενώ στο μεσόβαθρο όπως αυτή υπολογίστηκε από αριθμητικές μεθόδους στην επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης.

Στο Opensees η επιβολή διαφορετικών διεγέρσεων στους πακτωμένους κόμβους του μοντέλου γίνεται μέσω της εντολής:

```
pattern MultipleSupport $patternTag {  
    groundMotion...  
    imposedMotion...  
    ...  
    }
```

Μέσω της εντολής timeSeries δίνονται στο πρόγραμμα οι χρονοϊστορίες των διεγέρσεων σε αναδυόμενο υπόβαθρο ($A_1 - A_7, B_1 - B_7$) και σε επιφάνεια ρευστοποιήσιμης στρώσης ($A_{1liq} - A_{7liq}, B_{1liq} - B_{7liq}$) σε κάθε μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης. Στη συνέχεια, ορίζονται για κάθε μοντέλο δύο διαφορετικά groundMotion που το καθένα περιέχει τη χρονοϊστορία της διέγερσης στο αναδυόμενο υπόβαθρο και την στην επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης. Μέσω της εντολής imposedMotion καθορίζονται οι κόμβοι που θα εφαρμοσθεί το κάθε groundMotion. Τονίζεται ότι οι χρονοϊστορίες που πρέπει να δοθούν στα timeSeries

στην περίπτωση της ανομοιόμορφης διέγερσης είναι αυτές των μετακινήσεων. Η μετατροπή από χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε χρονοϊστορίες μετακινήσεων γίνεται μέσω του SeismoSignal. Σε κάποιες χρονοϊστορίες για το ρευστοποιήσιμο έδαφος, οι οποίες εμφάνιζαν πολύ μεγάλες μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης (προφανώς λόγω αριθμητικού σφάλματος κατά την διαδικασία υπολογισμού της εδαφικής κίνησης με το πρόγραμμα FLAC) έγινε σχετική διόρθωση φιλτράροντας τις χαμηλές συχνότητες (μικρότερες των 0.15 Hz) μέσω της εντολής high pass filtering.

4.2.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων - Διαγράμματα

Για τους αντίστοιχους σεισμούς που επιβάλλονται στα προσομοιώματα των πασσάλων και της επιφανειακής θεμελίωσης (A_i και $A_i \& A_{i,liq}$, B_i και $B_i \& B_{i,liq}$) υπολογίζονται οι επιταχύνσεις, οι μετακινήσεις και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα μέλη της κατασκευής. Από τα αποτελέσματα αυτά γίνεται συγκριτική αξιολόγηση για τα δύο μοντέλα για κάθε έναν από τους 14 σεισμούς:

- Της μέγιστης τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται στο ΚΜ του καταστρώματος $V_{b,max}$ με την αντίστοιχη μετακίνηση του καταστρώματος ($d_{vb,max}$) και της τέμνουσας βάσης $V_{b,dmax}$ που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση του καταστρώματος d_{max} .
- Της μέγιστης ροπής M_{max} που αναπτύσσεται στο βάθρο με την αντίστοιχη στρόφη χορδής (drift – θ_{Mmax}) και της ροπής $M_{\theta max}$ που αντιστοιχεί στη μέγιστη στρόφη χορδής (drift – θ_{max}).
- Των σχετικών μετακινήσεων του βάρου ως προς τη βάση του.
- Των χρονοϊστοριών των απόλυτων επιταχύνσεων και των σχετικών μετακινήσεων του καταστρώματος και των μετακινήσεων του βάρου.

Η V_b υπολογίζεται ως η διαφορά της τέμνουσας που αναπτύσσεται στη βάση του βάρου και των οριζοντίων αντιδράσεων στη διεύθυνση x που αναπτύσσεται στα ακρόβαθρα. Δηλαδή:

$$V_b = \sum H_{i,abut} - V_{node148}$$

Η μετακίνηση του καταστρώματος υπολογίζεται ως η σχετική μετακίνηση του ως προς τη βάση των ακροβάθρων. Στο σημείο αυτό επισημαίνεται πως στο OpenSees για multiple support excitation βγάζει ως αποτελέσματα τα απόλυτα μεγέθη ενώ για uniform excitation βγάζει τα σχετικά μεγέθη. Έτσι για την επιφανειακή θεμελίωση απαιτείται υπολογισμός των σχετικών μετακινήσεων, για τις οποίες εφαρμόστηκε η σχέση:

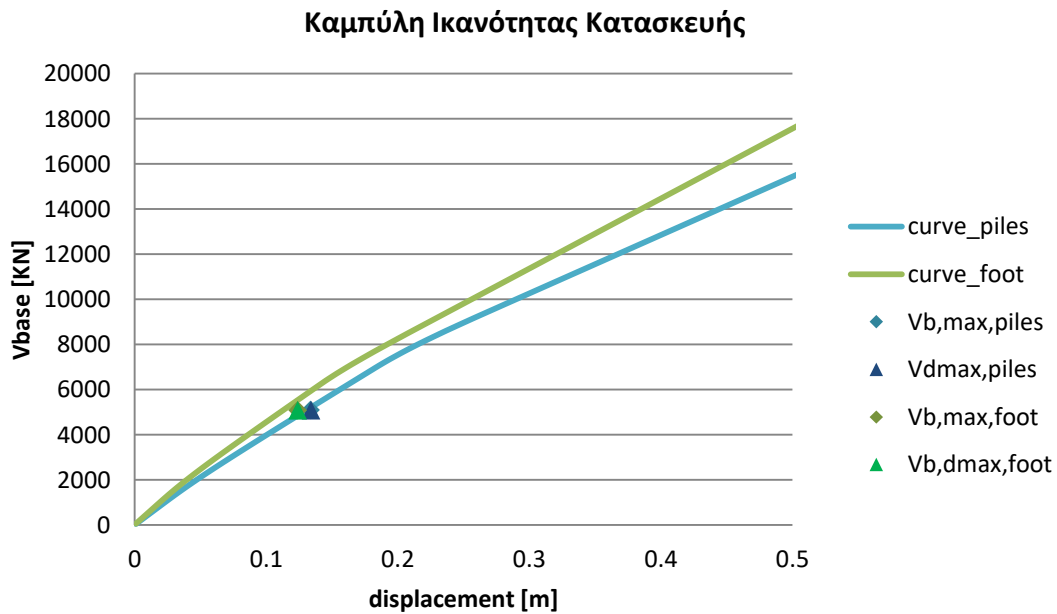
$$d = d_{deck} - d_{abut}$$

Για τους πασσάλους, όπου εφαρμόζεται ομοιόμορφη διέγερση σε όλες τις στηρίξεις, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση είναι σχετικές, επομένως:

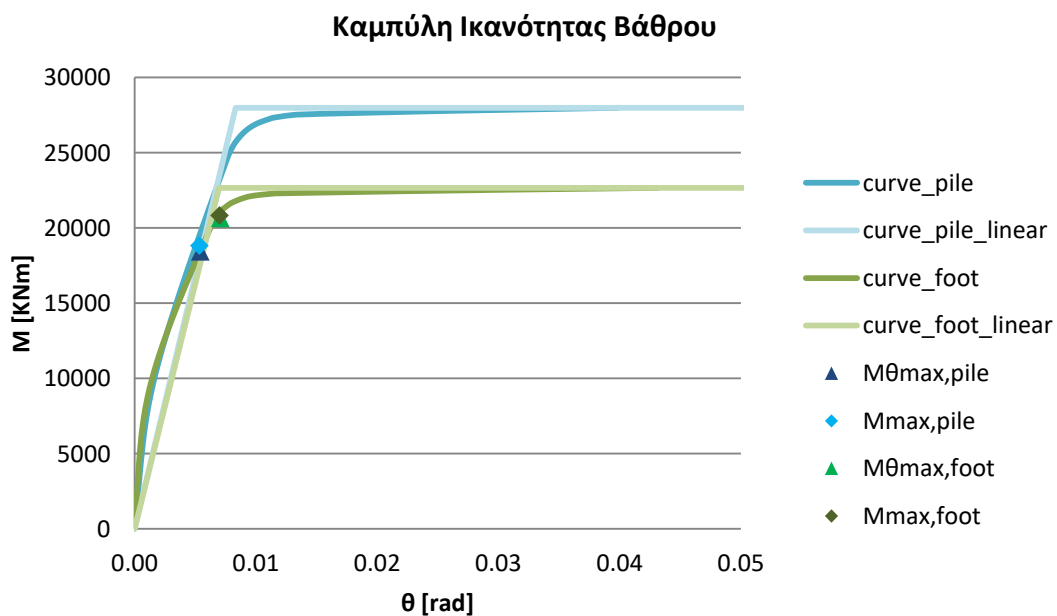
$$d = d_{deck}$$

Στα παρακάτω διαγράμματα γίνεται συγκριτική απεικόνιση των αποτελεσμάτων:

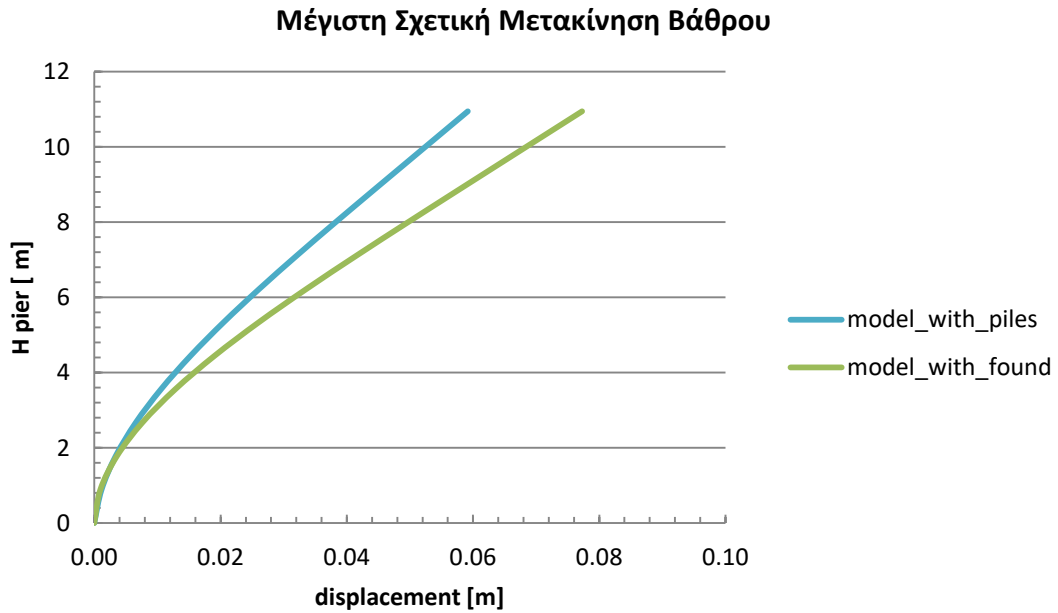
1. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
 - Διέγερση A_1 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A_1 στη βάση των ακροβάθρων και A_{1liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 54: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A_1



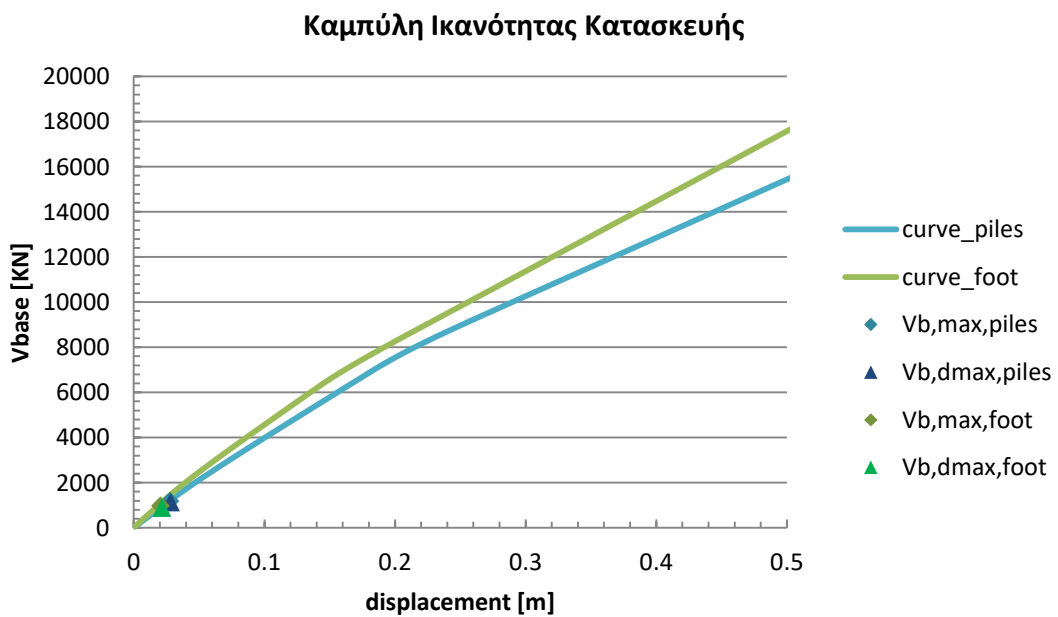
Σχήμα 55: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός A_1 .



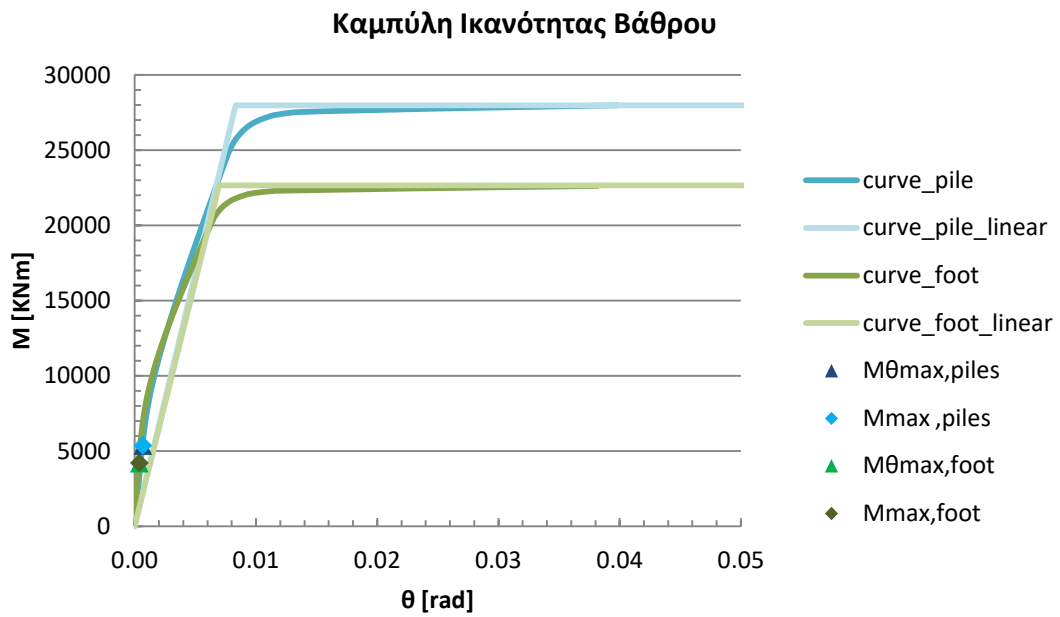
Σχήμα 56: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός A1.

2. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:

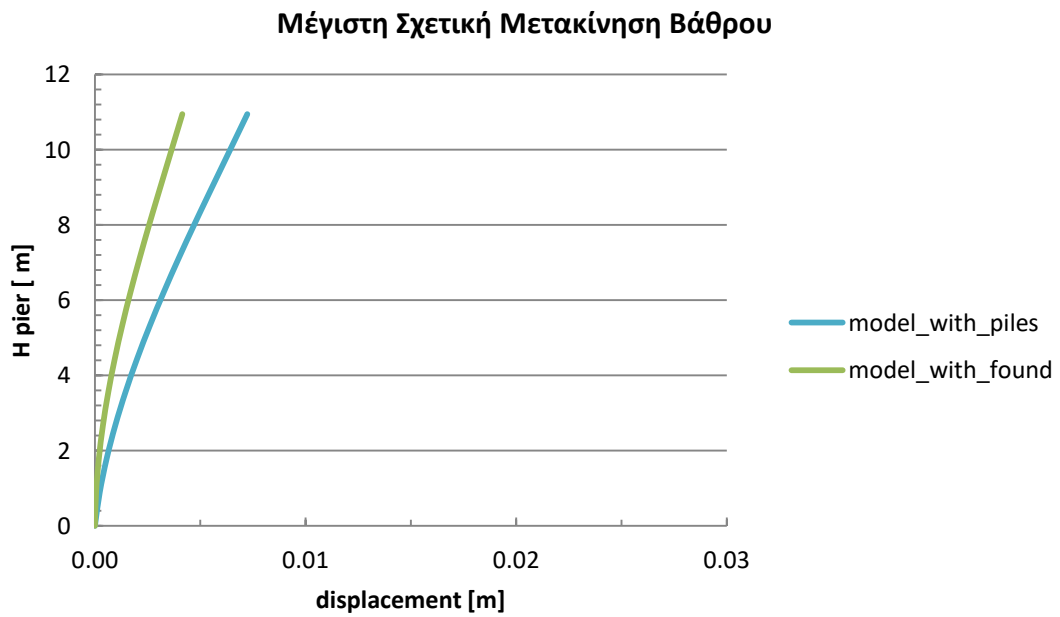
- Διέγερση A_2 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους.
- Διέγερση A_2 στη βάση των ακροβάθρων και A_{2liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 57: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A_2 .

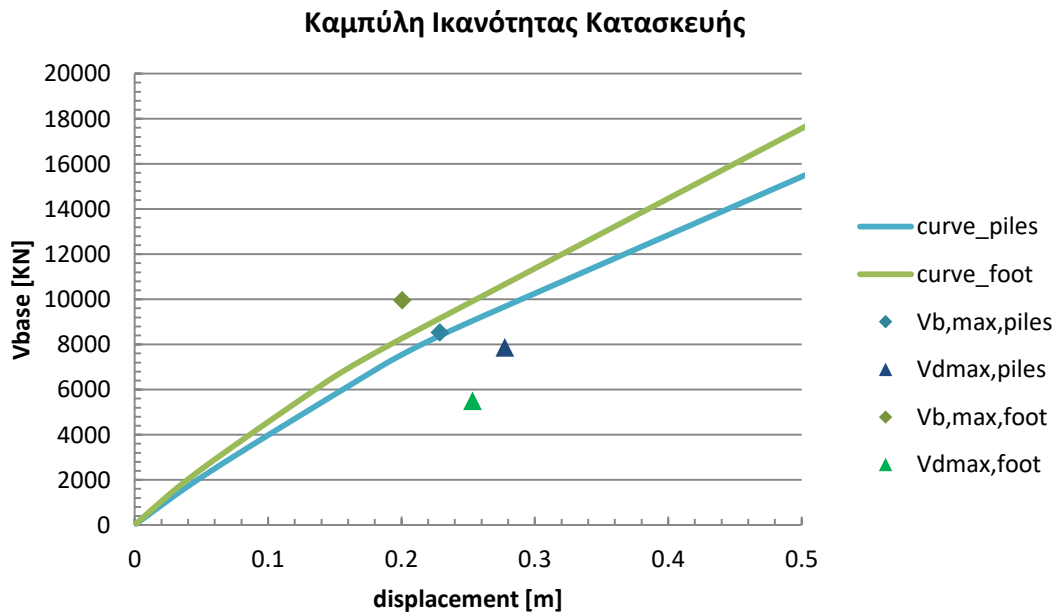


Σχήμα 58: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφιή χορδής. Σεισμός A₂.

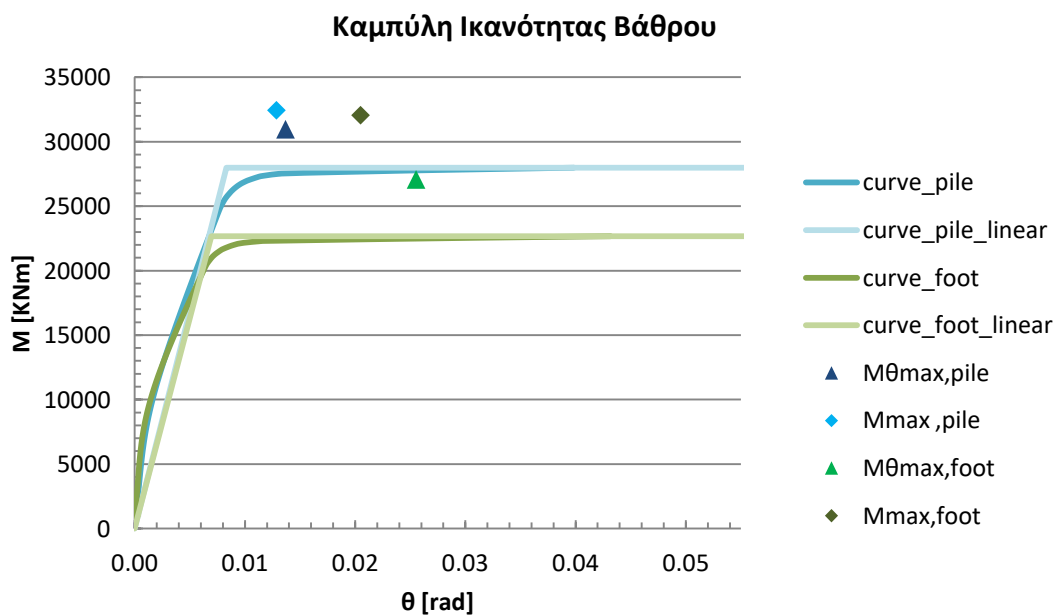


Σχήμα 59: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός A₂.

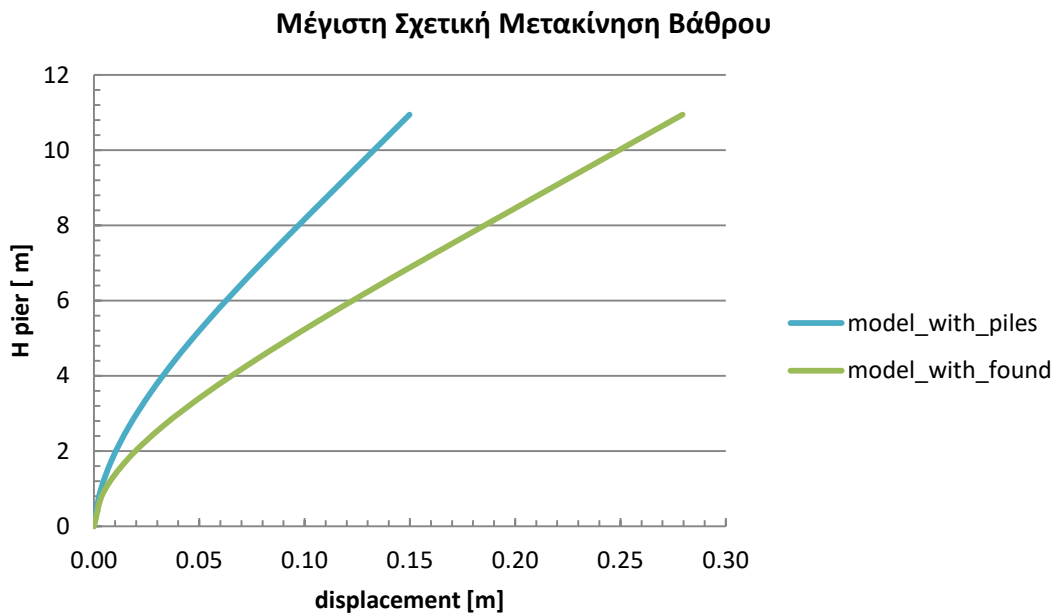
3. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση A_3 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A_3 στη βάση των ακροβάθρων και A_{3liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 60: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A_3 .

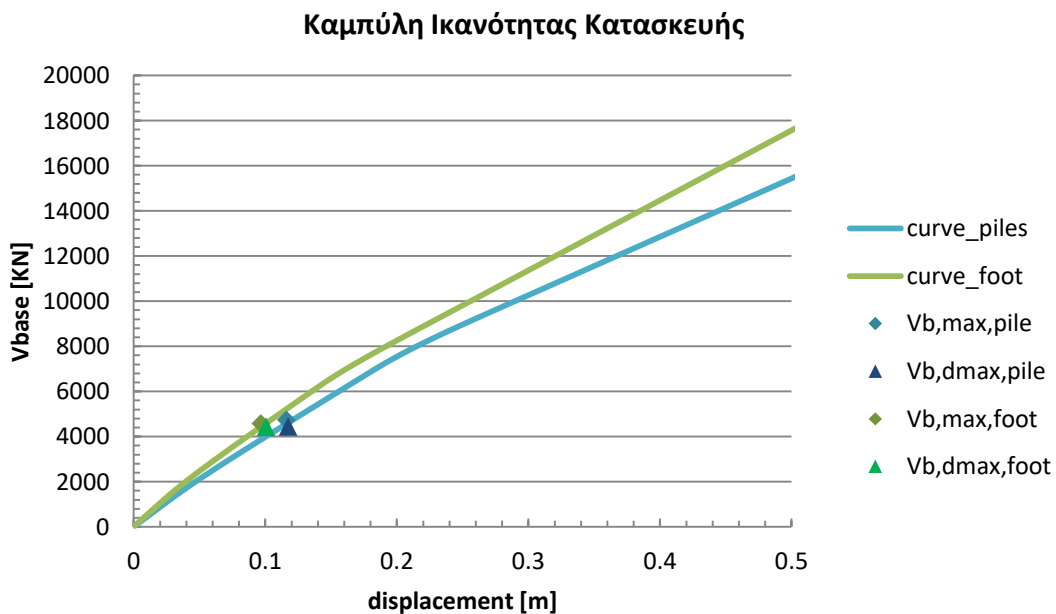


Σχήμα 61: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός A_3 .

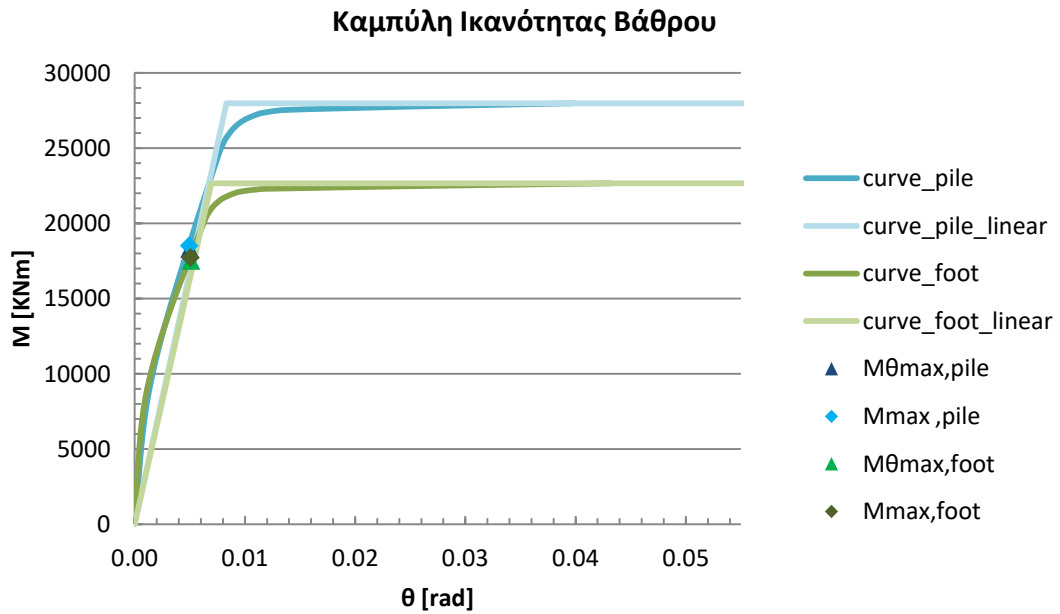


Σχήμα 62: Μετακίνηση βάρου ως προς τη βάση του. Σεισμός A₃.

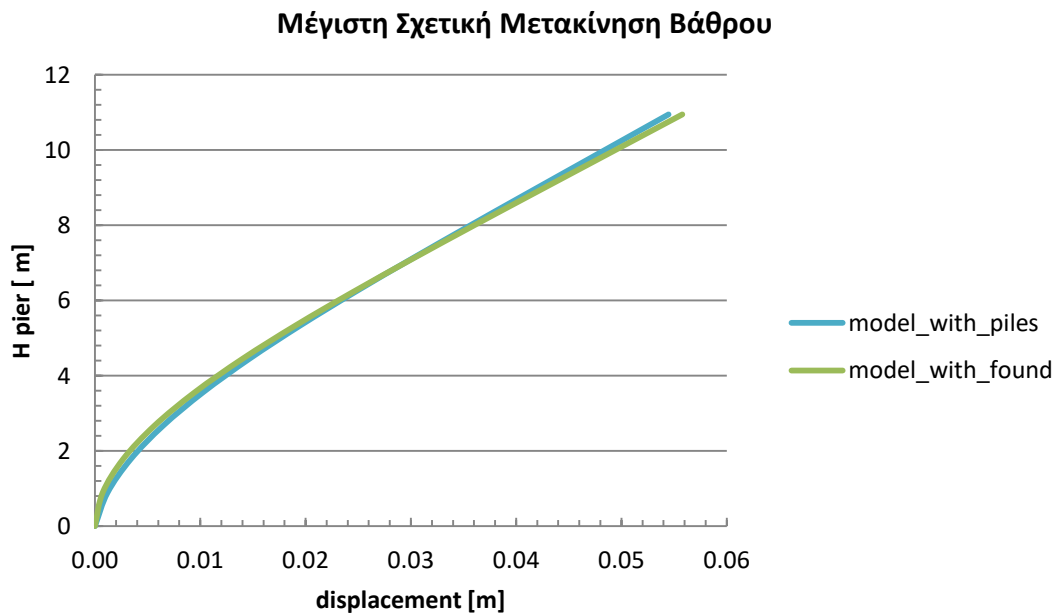
4. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση A₄ στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A₄ στη βάση των ακροβάθρων και A_{4liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 63: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A₄.

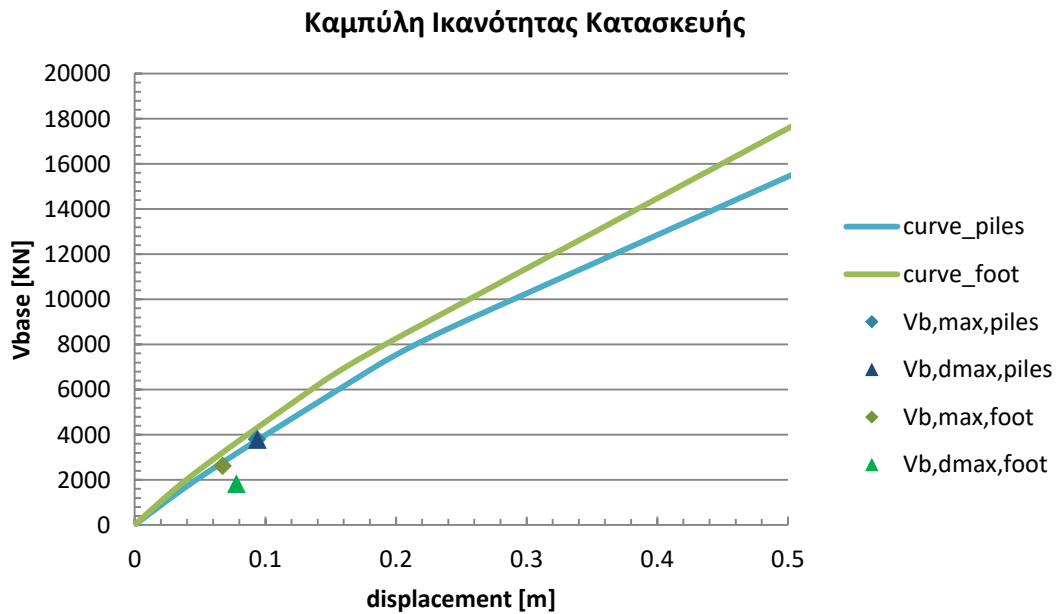


Σχήμα 64: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός Α₄.

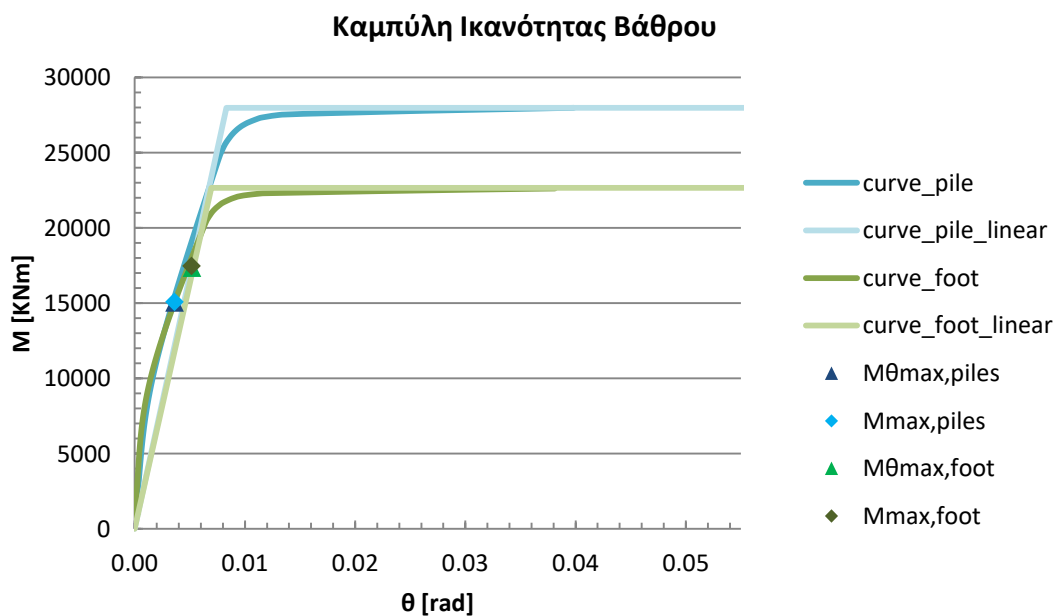


Σχήμα 65: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Α₄.

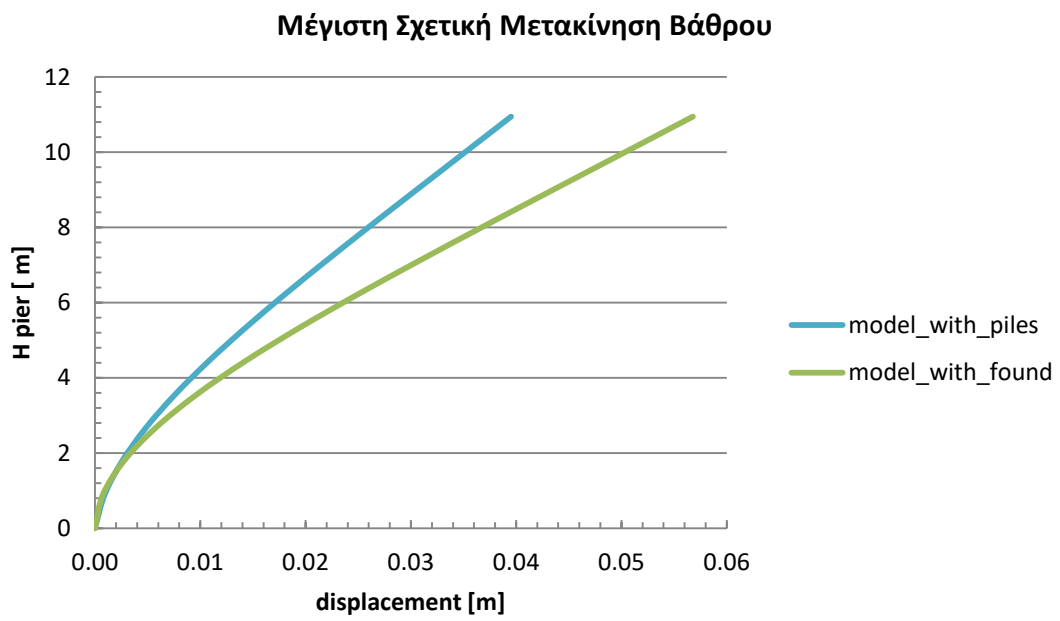
5. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση A_5 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A_5 στη βάση των ακροβάθρων και A_{5liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 66: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάση – μετακίνηση. Σεισμός A_5 .

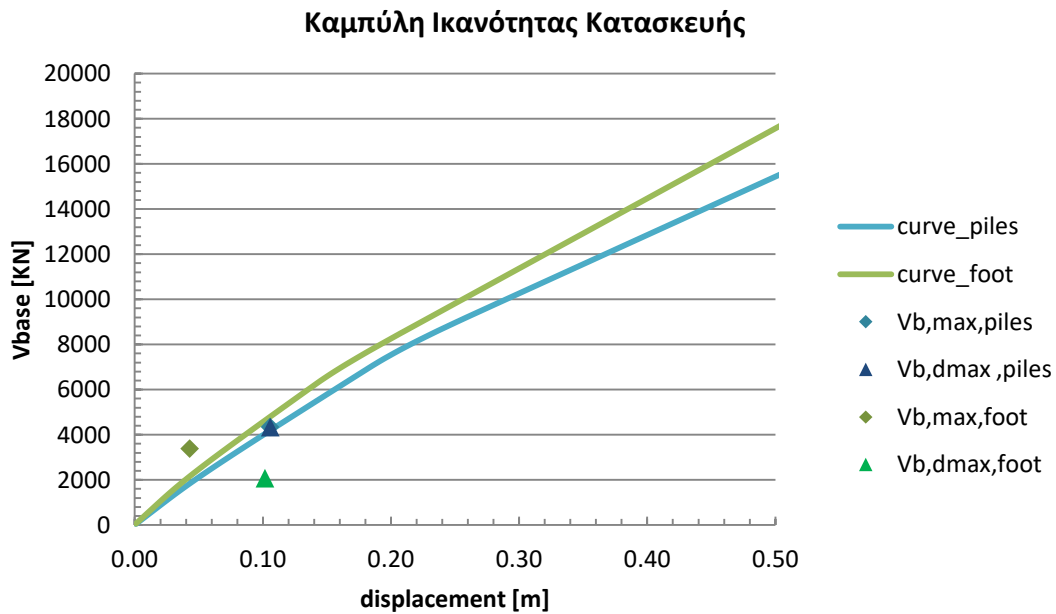


Σχήμα 67: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός A_5 .

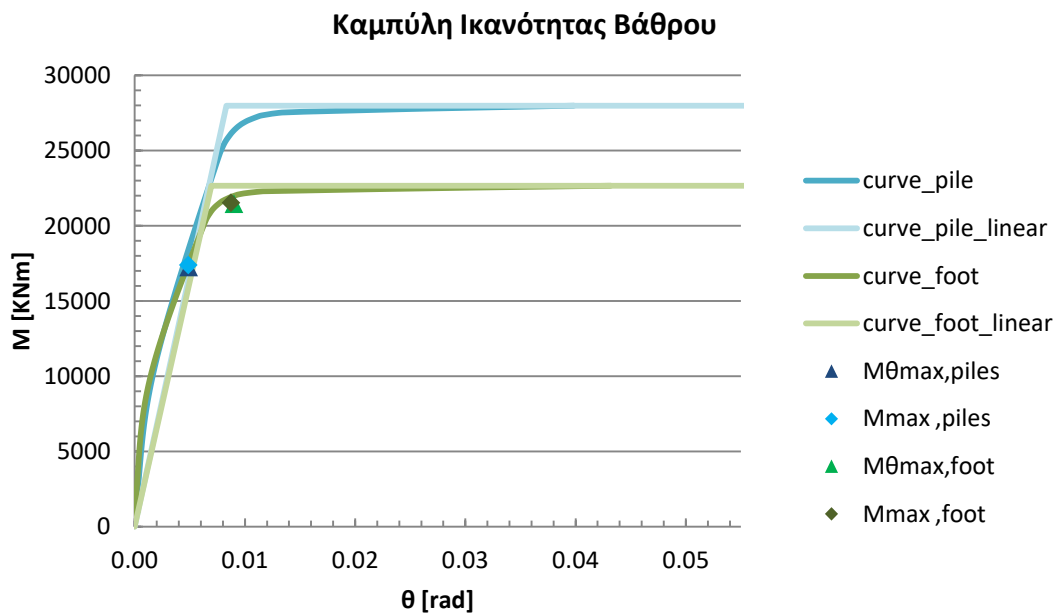


Σχήμα 68: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός A5.

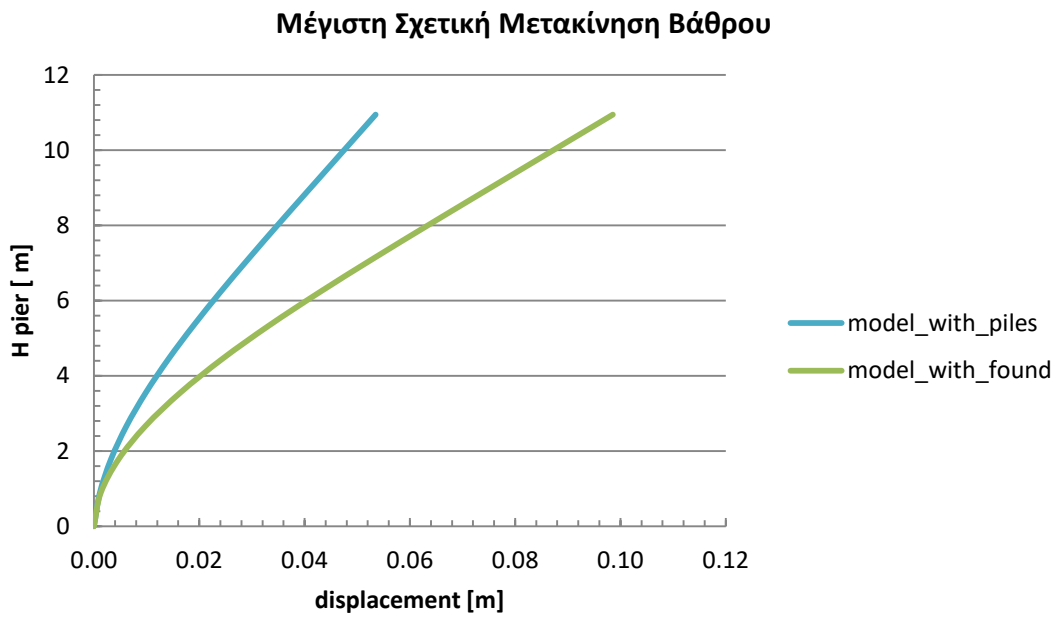
6. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση A_6 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A_6 στη βάση των ακροβάθρων και A_{6liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 69: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A_6 .

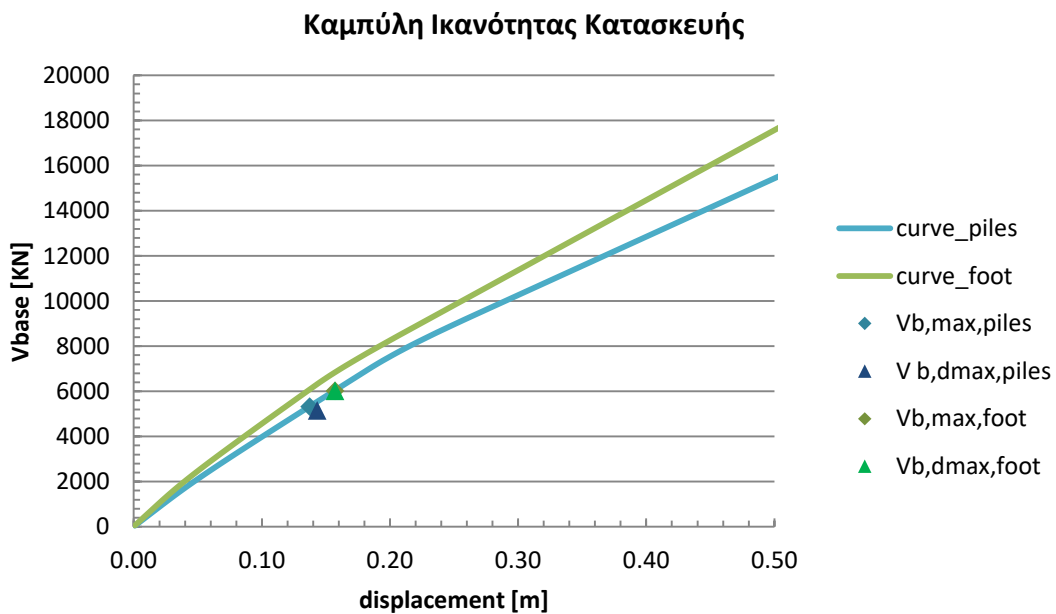


Σχήμα 70: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός A_6 .

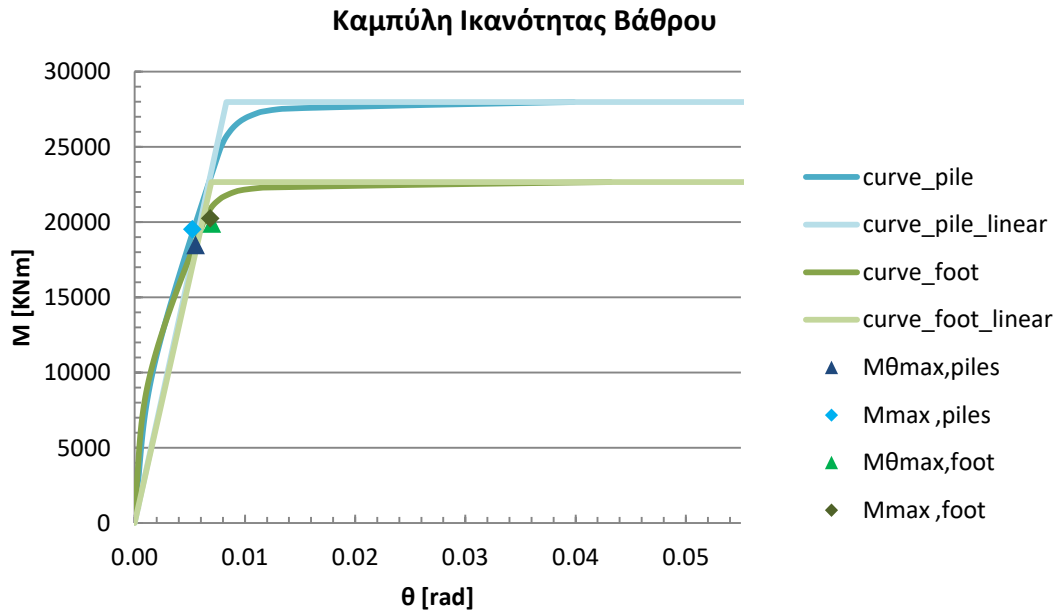


Σχήμα 71: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός A₆.

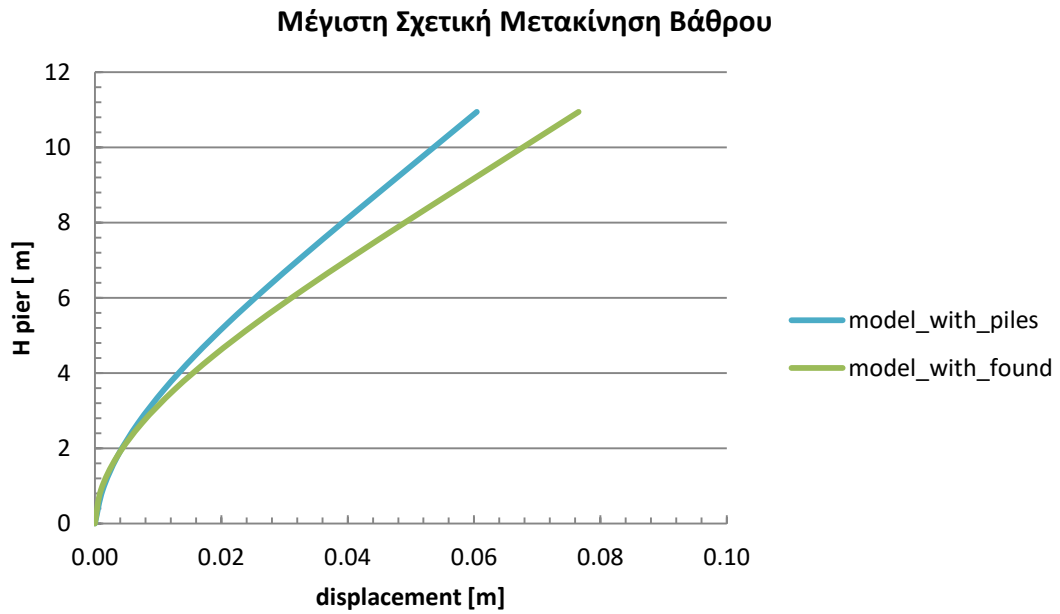
7. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση A₇ στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση A₇ στη βάση των ακροβάθρων και A_{7liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 72: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός A₇.

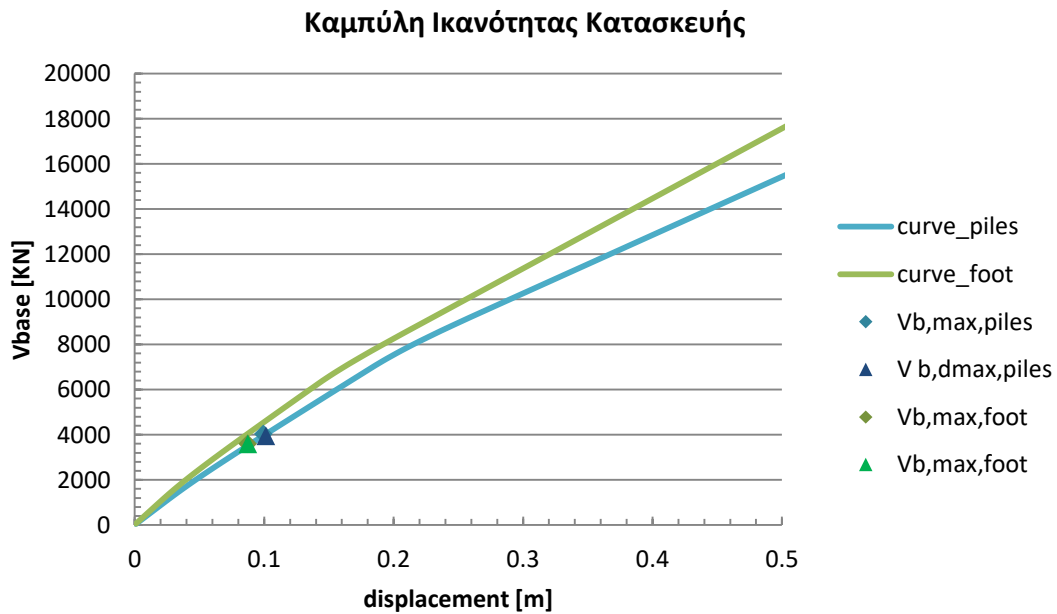


Σχήμα 73: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφιξη χορδής. Σεισμός Α7.

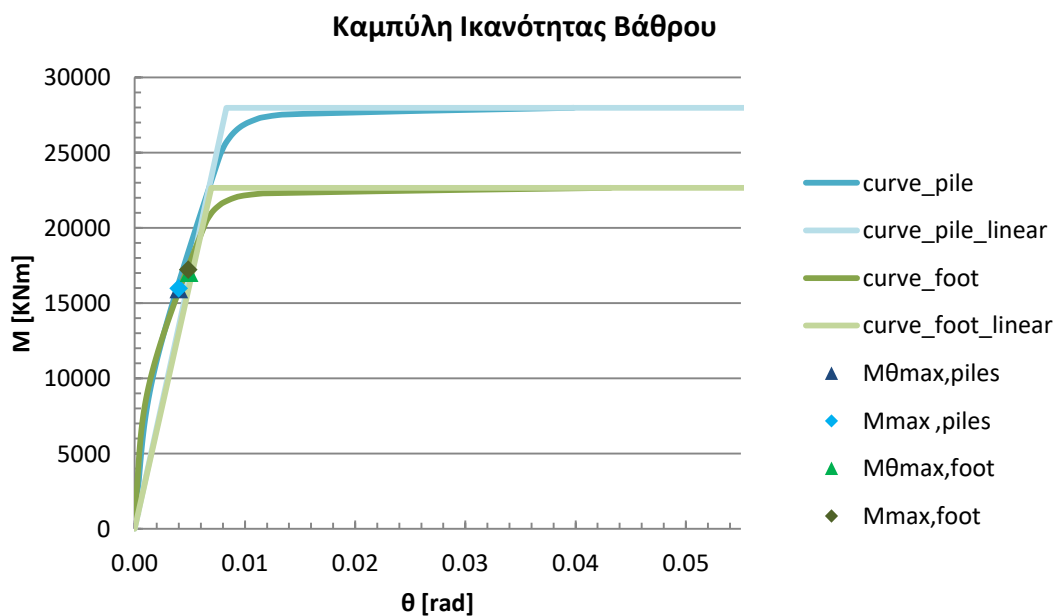


Σχήμα 74: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Α7.

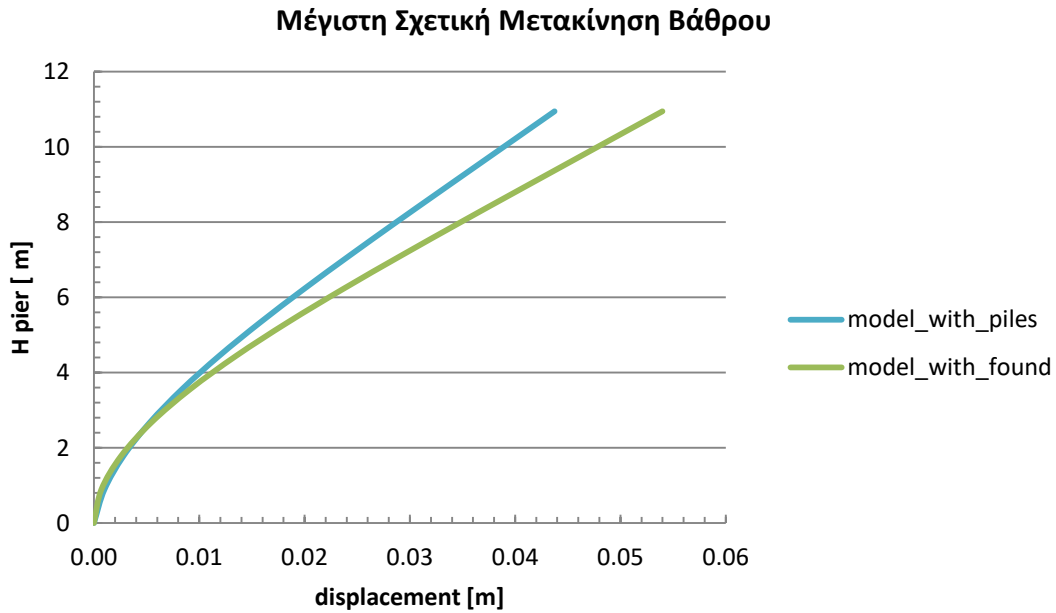
8. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση B_1 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση B_1 στη βάση των ακροβάθρων και B_{1liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 75: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός B_1 .

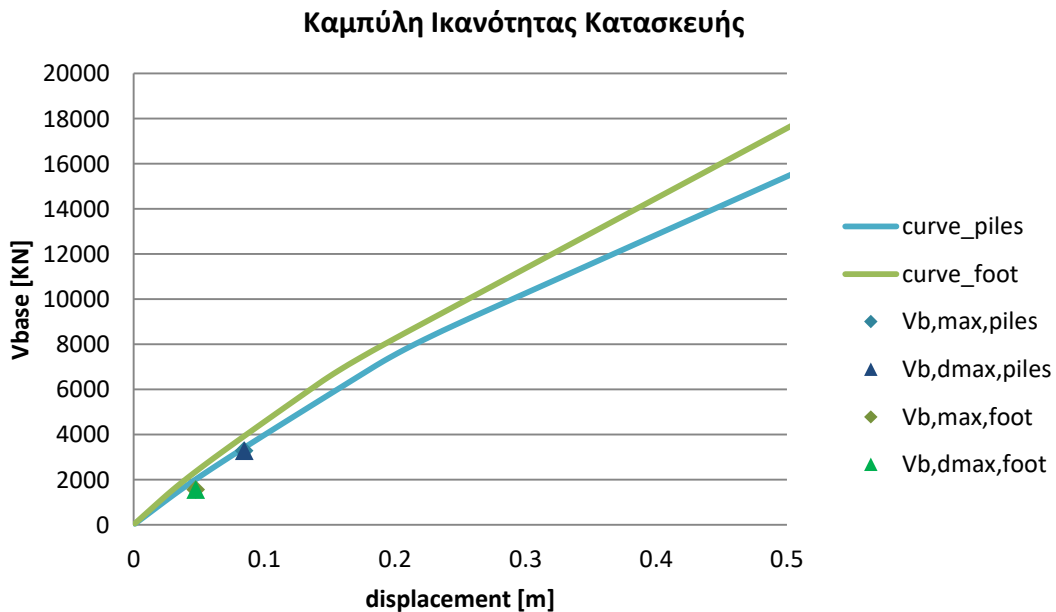


Σχήμα 76: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός B_1 .

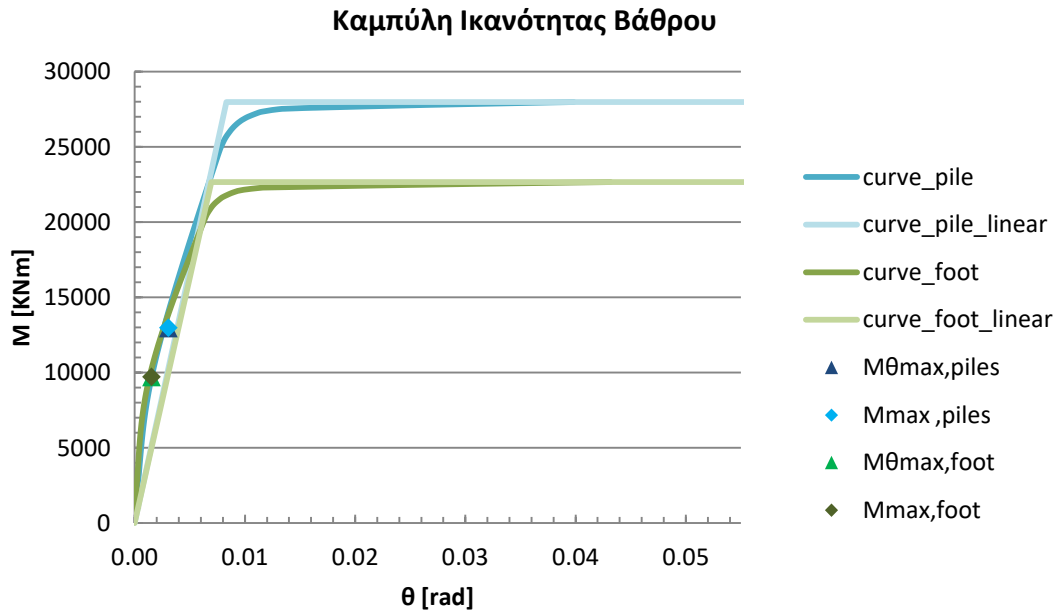


Σχήμα 77: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός B₁.

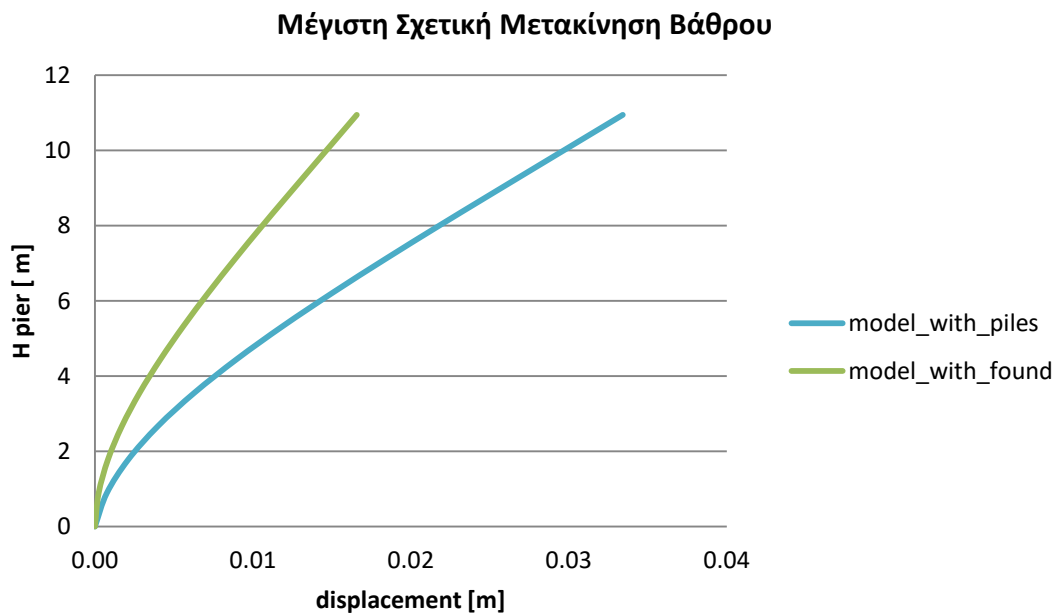
9. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση B₂ στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση B₂ στη βάση των ακροβάθρων και B_{2liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 78: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός B₂.



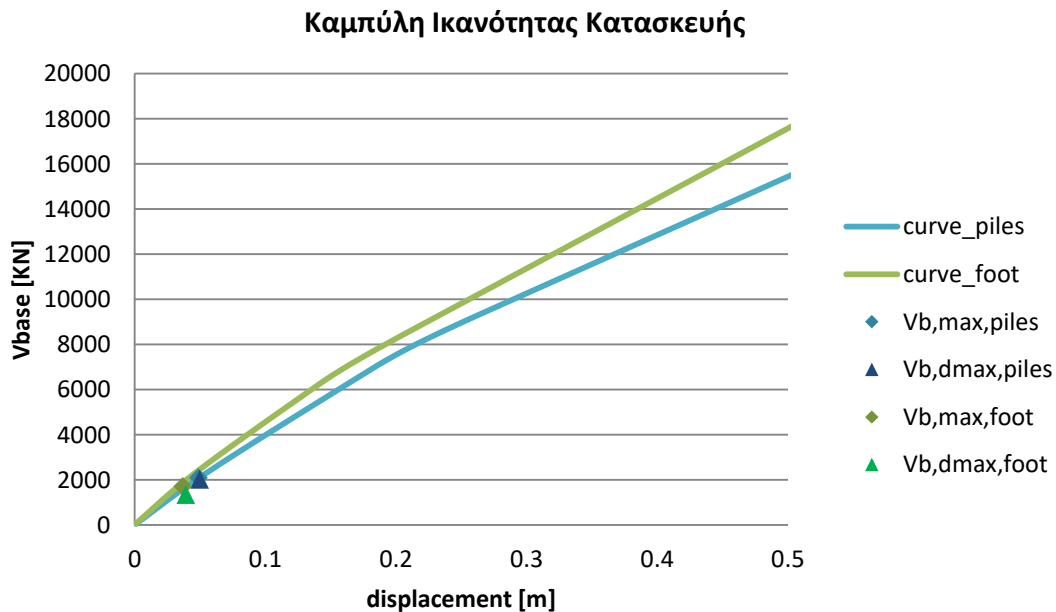
Σχήμα 79: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφιξη χορδής. Σεισμός Β₂.



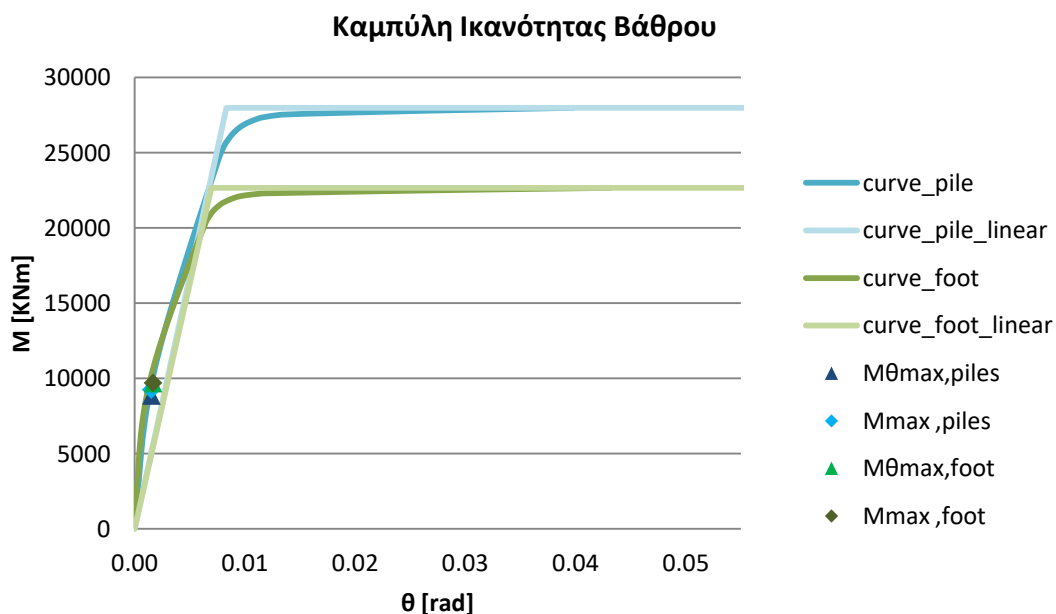
Σχήμα 80: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Β₂.

10. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:

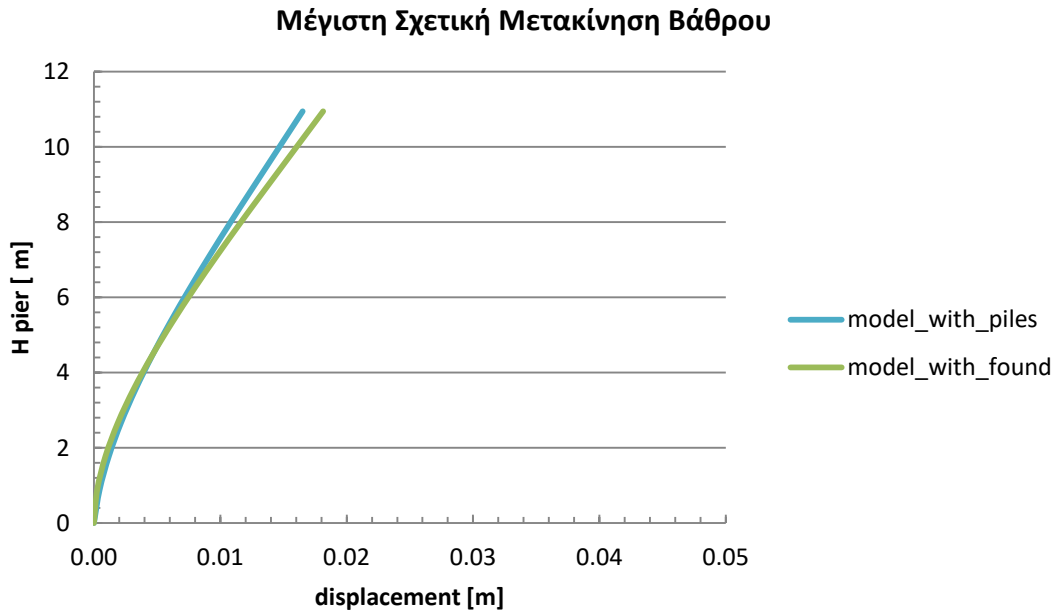
- Διέγερση B_3 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
- Διέγερση B_3 στη βάση των ακροβάθρων και B_{3liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 81: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός B_3 .

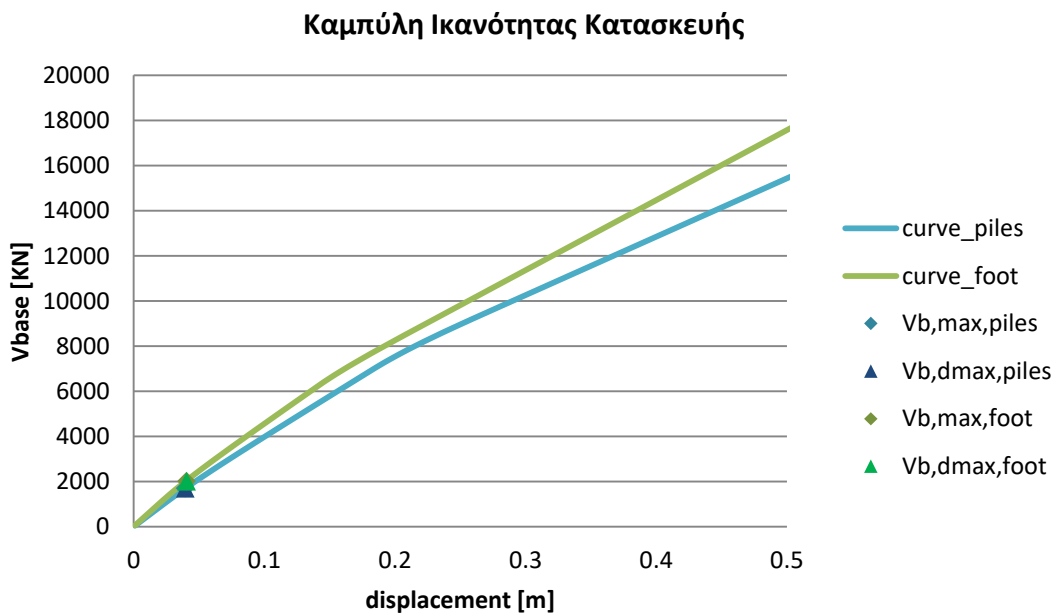


Σχήμα 82: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός B_3 .

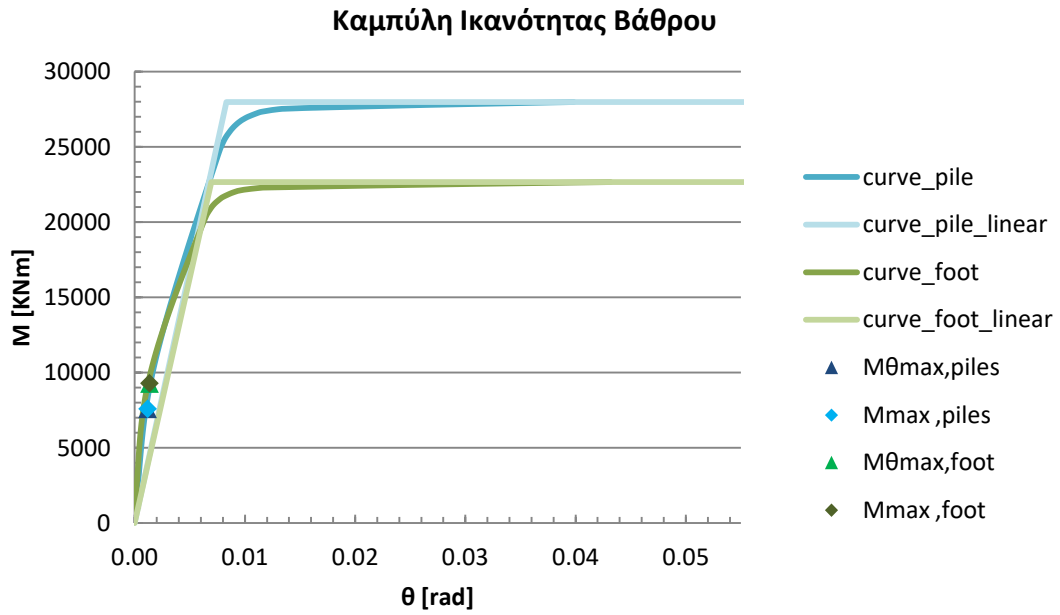


Σχήμα 83: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός B₃.

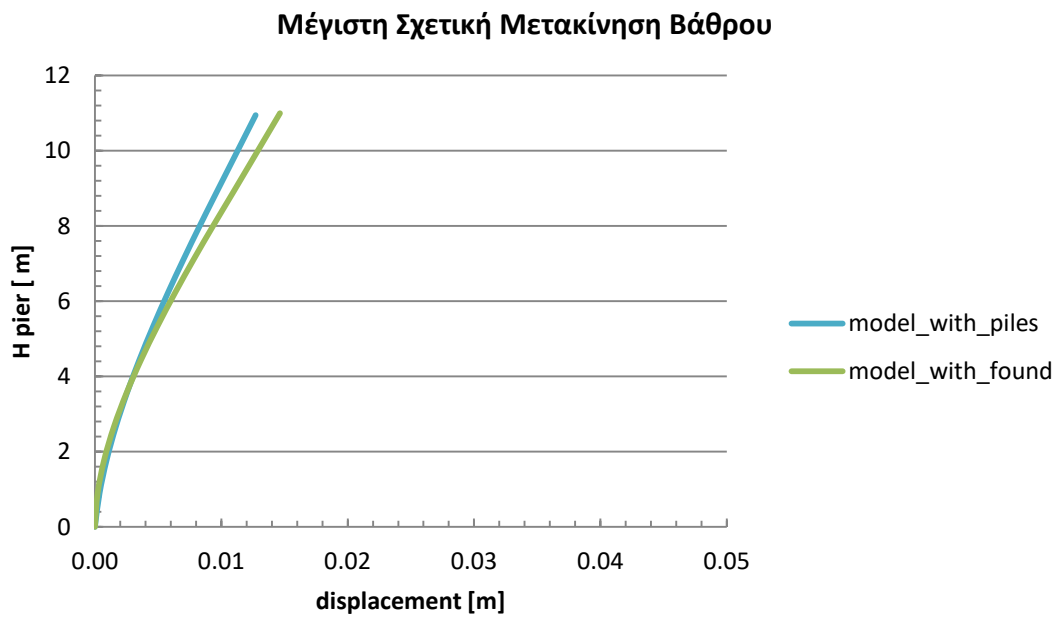
11. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:
- Διέγερση B₄ στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
 - Διέγερση B₄ στη βάση των ακροβάθρων και B_{4liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 84: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός B₄.



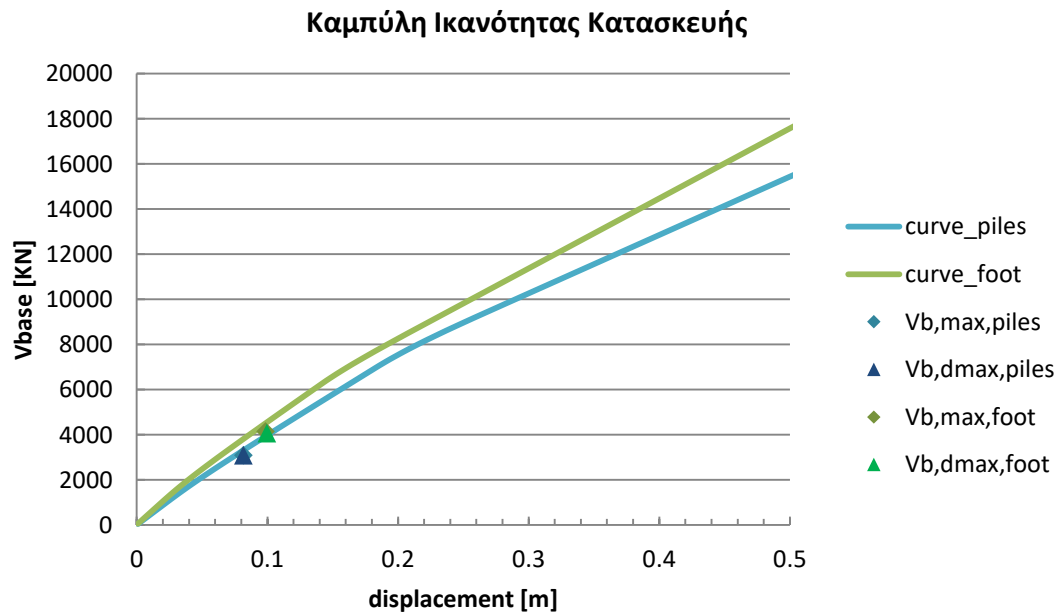
Σχήμα 85: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στροφή χορδής. Σεισμός Β₄.



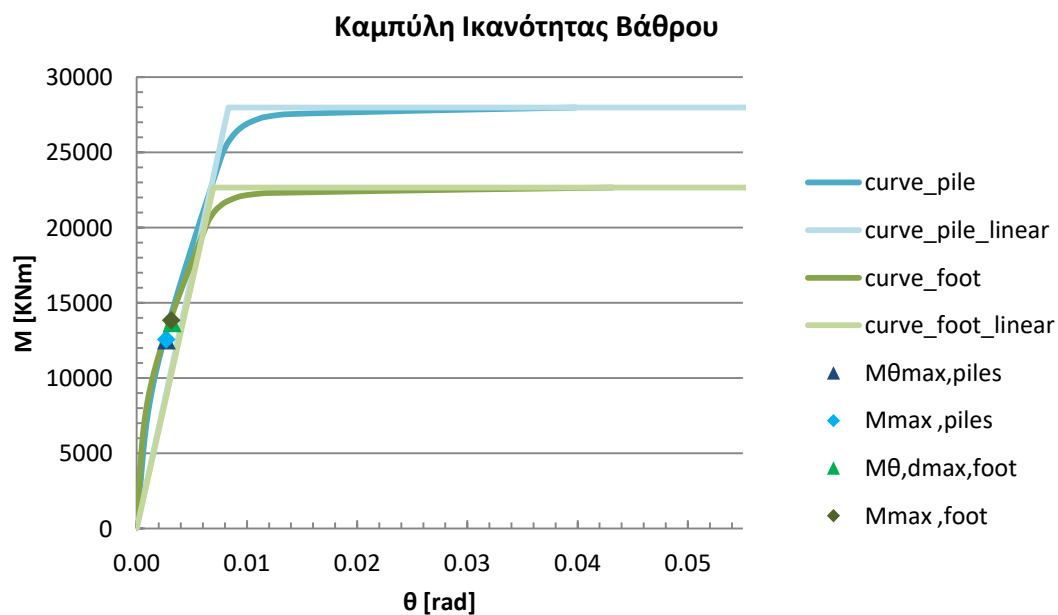
Σχήμα 86: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Β₄.

12. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:

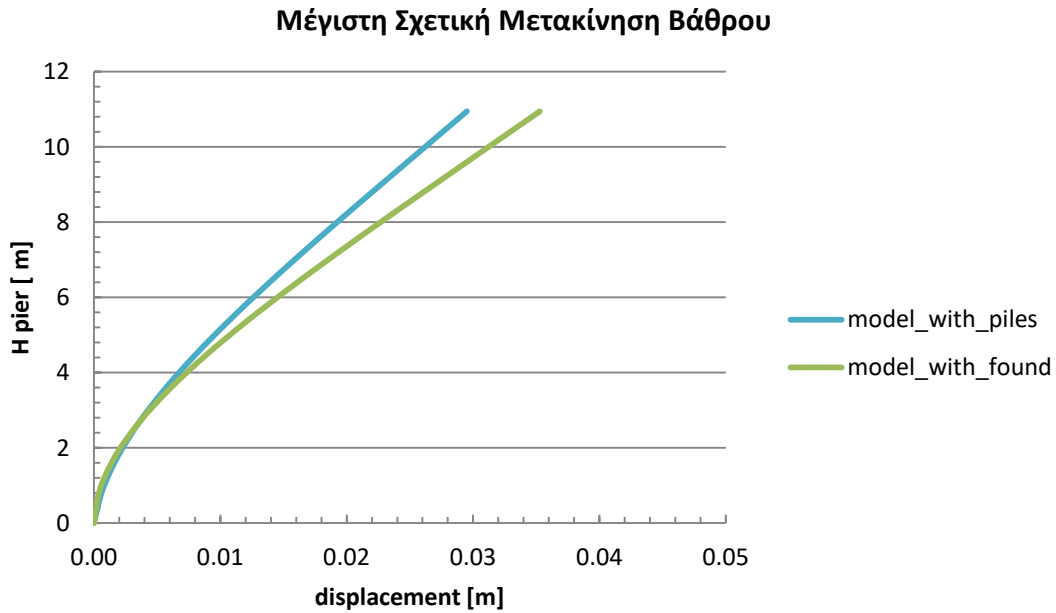
- Διέγερση B_5 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
- Διέγερση B_5 στη βάση των ακροβάθρων και B_{5liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 87: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνησης. Σεισμός B_5 .



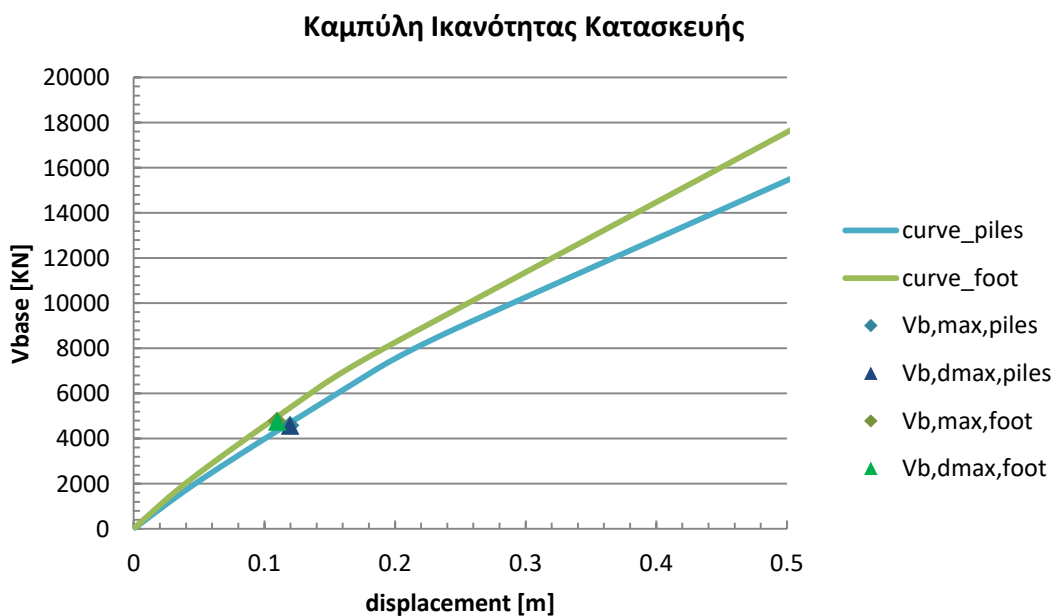
Σχήμα 88: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφι χορδής. Σεισμός B_5 .



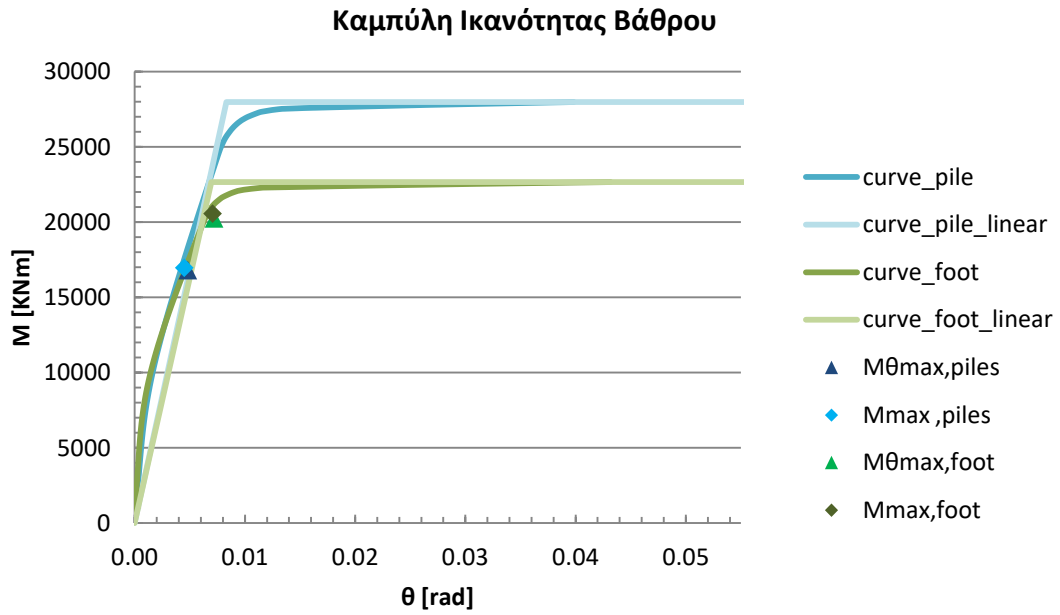
Σχήμα 89: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Β₅.

13. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:

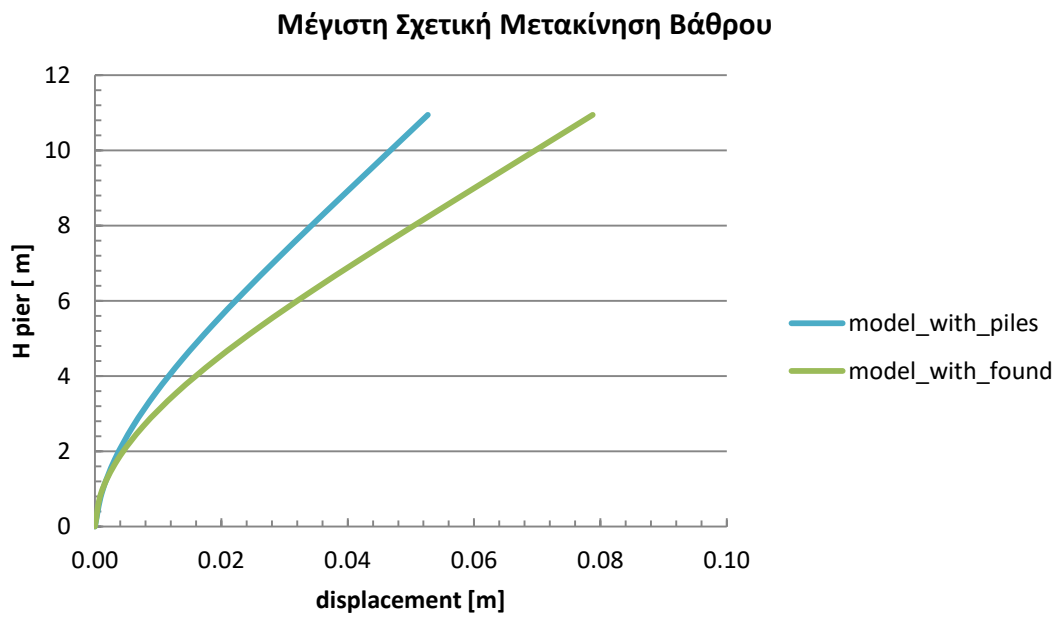
- Διέγερση B₆ στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
- Διέγερση B₆ στη βάση των ακροβάθρων και B_{6liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 90: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός Β₆.



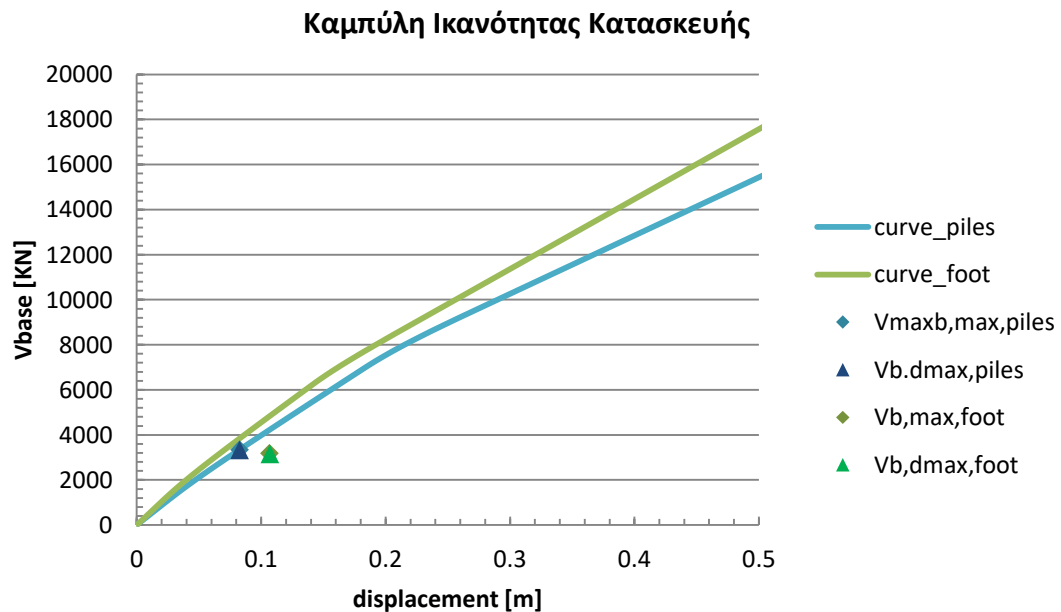
Σχήμα 91: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφιξη χορδής. Σεισμός Β₆.



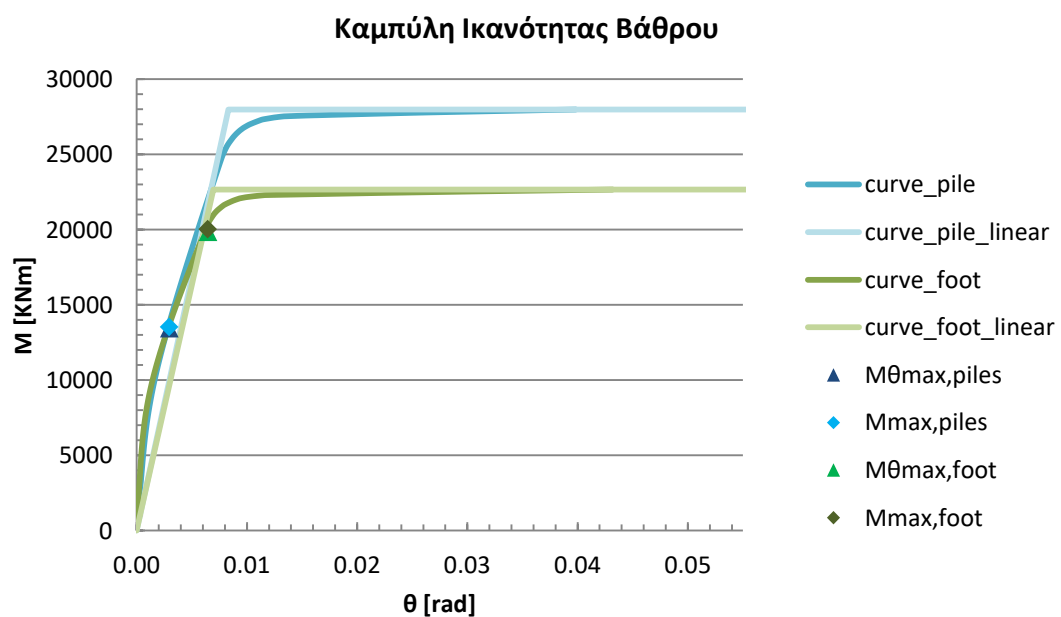
Σχήμα 92: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Β₆.

14. Σύγκριση απόκρισης κατασκευής με τη μέθοδο της θεμελίωσης με πασσάλους και με τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης:

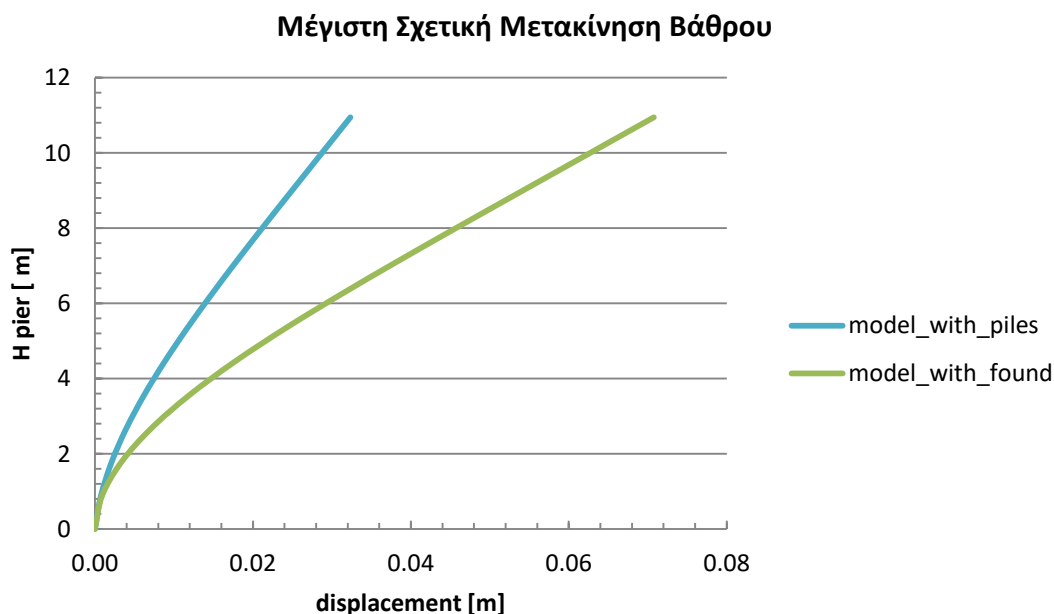
- Διέγερση B_7 στη βάση των ακροβάθρων και του μεσόβαθρου στο μοντέλο με τους πασσάλους .
- Διέγερση B_7 στη βάση των ακροβάθρων και B_{7liq} στη βάση του μεσόβαθρου στο μοντέλο με την επιφανειακή θεμελίωση.



Σχήμα 93: Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής. Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση. Σεισμός B_7 .



Σχήμα 94: Καμπύλη Ικανότητας Βάθρου. Ροπή – στρόφιή χορδής. Σεισμός B_7 .



Σχήμα 95: Μετακίνηση βάθρου ως προς τη βάση του. Σεισμός Β7.

4.2.4 Αποτελέσματα Αναλύσεων – Συγκεντρωτικοί Πίνακες

Στους Πίνακες 23 και 24 φαίνονται συγκεντρωτικά η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στην κατασκευή και η τέμνουσα τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης για τα δύο μοντέλα:

Πάσσαλοι					
Διέγερση		Συμπεριφορά καταστρώματος			
Βάση Ακροβάθρων	Βάση Μεσόβαθρου	$V_{b,max}$ (KN)	$d_{vb,max}$ (m)	$V_{b,dmax}$ (KN)	d_{max} (m)
A ₁	A ₁	5106.917	0.114	5094.970	0.132
A ₂	A ₂	1184.288	0.028	1144.731	0.045
A ₃	A ₃	8541.309	0.229	7879.499	0.277
A ₄	A ₄	4742.991	0.116	4451.111	0.117
A ₅	A ₅	3809.181	0.093	3795.987	0.094
A ₆	A ₆	4353.331	0.106	4344.946	0.106
A ₇	A ₇	5316.479	0.157	5148.523	0.163
B ₁	B ₁	4042.831	0.099	3959.048	0.101
B ₂	B ₂	3290.327	0.084	3288.219	0.085
B ₃	B ₃	2104.326	0.049	2029.912	0.050
B ₄	B ₄	1700.903	0.039	1697.198	0.039
B ₅	B ₅	3097.683	0.082	3097.683	0.082
B ₆	B ₆	4588.757	0.120	4583.881	0.120
B ₇	B ₇	3349.192	0.083	3339.266	0.083

Πίνακας 23: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τέμνουσας βάσης και μετακινήσεων για τον μοντέλο των πασσάλων

Επιφανειακή θεμελίωση					
Διέγερση		Συμπεριφορά καταστρώματος			
Βάση Ακρόβαθρων	Βάση Μεσόβαθρου	$V_{b,max}$ (KN)	$d_{vb,max}$ (m)	$V_{b,dmax}$ (KN)	d_{max} (m)
A ₁	A _{1liq}	5092.772	0.124	5092.772	0.124
A ₂	A _{2liq}	982.267	0.020	899.119	0.022
A ₃	A _{3liq}	9967.253	0.200	916.918	0.236
A ₄	A _{4liq}	4583.423	0.097	4439.876	0.101
A ₅	A _{5liq}	2630.485	0.067	1839.823	0.078
A ₆	A _{6liq}	3392.876	0.043	2081.756	0.102
A ₇	A _{7liq}	6016.130	0.157	6016.130	0.157
B ₁	B _{1liq}	3606.525	0.078	3601.568	0.078
B ₂	B _{2liq}	1566.487	0.047	1566.487	0.047
B ₃	B _{3liq}	1719.926	0.037	1353.935	0.039
B ₄	B _{4liq}	2012.936	0.040	2008.950	0.040
B ₅	B _{5liq}	4153.809	0.099	4078.000	0.100
B ₆	B _{6liq}	4784.043	0.110	4763.114	0.110
B ₇	B _{7liq}	3190.948	0.107	3162.116	0.107

Πίνακας 24: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τέμνουσας βάσης και μετακινήσεων για τον μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης

Στους Πίνακες 25 και 26 απεικονίζονται συγκεντρωτικά η ροπή που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση του βάθρου και η μέγιστη ροπή αναπτύσσεται στο βάθρο, για τα δύο μοντέλα:

Πάσσαλοι							
Διέγερση		Συμπεριφορά βάθρου					
Βάση Ακρόβαθρων	Βάση Μεσοβάθρου	M_{dmax} (KN)	d_y (m)	d_{max} (m)	θ_y (rad)	θ_{max} (rad)	μ
A ₁	A ₁	18453	0.091	0.0592	0.008	0.005	0.649
A ₂	A ₂	5365	0.091	0.0072	0.008	0.0007	0.079
A ₃	A ₃	30978	0.091	0.1498	0.008	0.014	1.643
A ₄	A ₄	18341	0.091	0.0545	0.008	0.005	0.598
A ₅	A ₅	17129	0.091	0.0395	0.008	0.004	0.433
A ₆	A ₆	17256	0.091	0.0535	0.008	0.005	0.587
A ₇	A ₇	18488	0.091	0.0604	0.008	0.006	0.663
B ₁	B ₁	15947	0.091	0.0437	0.008	0.004	0.480

B ₂	B ₂	12962	0.091	0.0334	0.008	0.003	0.367
B ₃	B ₃	8868	0.091	0.0165	0.008	0.002	0.181
B ₄	B ₄	7593	0.091	0.0127	0.008	0.001	0.139
B ₅	B ₅	12534	0.091	0.0295	0.008	0.003	0.324
B ₆	B ₆	16814	0.091	0.0527	0.008	0.0048	0.5776
B ₇	B ₇	13465	0.091	0.0323	0.008	0.003	0.355

Πίνακας 25: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μέγιστης μετακίνησης και αντίστοιχης ροπής στο βάθρο για το μοντέλο των πασσάλων.

Επιφανειακή θεμελίωση							
Διέγερση		Συμπεριφορά βάρου					
Βάση Ακρόβαθρων	Βάση Μεσοβάθρου	M _{dmax} (KN)	d _y (m)	d _{max} (m)	θ _y (rad)	θ _{max} (rad)	μ
A ₁	A _{1liq}	20673	0.076	0.0773	0.007	0.007	1.014
A ₂	A _{2liq}	4194	0.076	0.0041	0.007	0.0004	0.054
A ₃	A _{3liq}	27083	0.076	0.2795	0.007	0.026	3.668
A ₄	A _{4liq}	17547	0.076	0.0558	0.007	0.005	0.732
A ₅	A _{5liq}	17369	0.076	0.0568	0.007	0.005	0.745
A ₆	A _{6liq}	21462	0.076	0.0985	0.007	0.009	1.293
A ₇	A _{7liq}	19915	0.076	0.0766	0.007	0.007	1.005
B ₁	B _{1liq}	17034	0.076	0.0540	0.007	0.005	0.709
B ₂	B _{2liq}	9710	0.076	0.0166	0.007	0.005	0.217
B ₃	B _{3liq}	9695	0.076	0.0181	0.007	0.002	0.238
B ₄	B _{4liq}	9273	0.076	0.0146	0.007	0.001	0.192
B ₅	B _{5liq}	13682	0.076	0.0353	0.007	0.003	0.463
B ₆	B _{6liq}	20254	0.076	0.0788	0.007	0.007	1.034
B ₇	B _{7liq}	19873	0.076	0.0708	0.007	0.006	0.929

Πίνακας 26: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μέγιστης μετακίνησης και αντίστοιχης ροπής στο βάθρο για το μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης.

Πάσσαλοι				
Διέγερση		Συμπεριφορά βάρου		
Ακροβ.	Μεσοβ.	M _{rmax} (KNm)	d _{Mmax} (m)	θ _{Mmax} (rad)
A ₁	A ₁	18828	0.058	0.005
A ₂	A ₂	5365	0.007	0.001
A ₃	A ₃	32448	0.141	0.013
A ₄	A ₄	18528	0.054	0.005

A ₅	A ₅	15092	0.039	0.004
A ₆	A ₆	17388	0.053	0.005
A ₇	A ₇	19529	0.057	0.005
B ₁	B ₁	15990	0.044	0.004
B ₂	B ₂	12985	0.033	0.003
B ₃	B ₃	9253	0.016	0.001
B ₄	B ₄	7593	0.013	0.001
B ₅	B ₅	12580	0.029	0.003
B ₆	B ₆	16969	0.049	0.004
B ₇	B ₇	13547	0.032	0.003

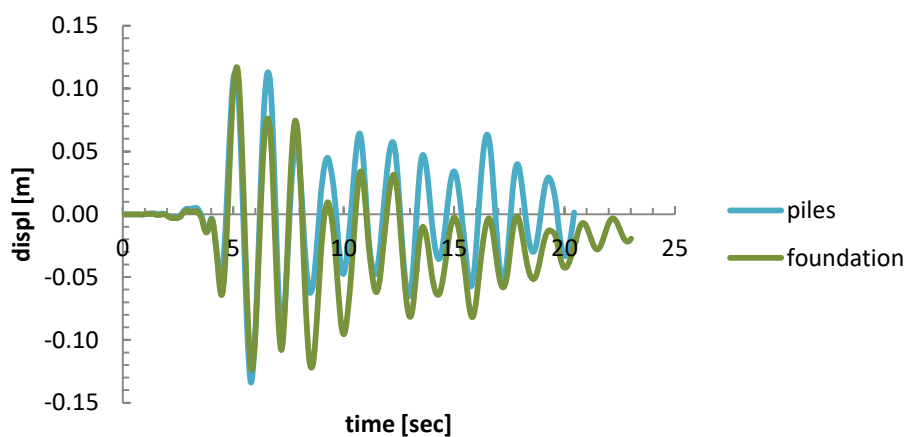
Πίνακας 27: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μέγιστης ροπής και αντίστοιχης μετακίνησης στο βάθρο για το μοντέλο των πασσάλων

Επιφανειακή θεμελίωση				
Διέγερση		Συμπεριφορά βάρου		
Ακρόβαθρο	Μεσοβάθρο	M _{max} (KNm)	d _{Mmax} (m)	θ _{Mmax} (rad)
A ₁	A _{1liq}	20839	0.077	0.007
A ₂	A _{2liq}	4206	0.004	0.0004
A ₃	A _{3liq}	32065	0.224	0.020
A ₄	A _{4liq}	17743	0.055	0.005
A ₅	A _{5liq}	17479	0.056	0.005
A ₆	A _{6liq}	21525	0.096	0.009
A ₇	A _{7liq}	20253	0.075	0.007
B ₁	B _{1liq}	17234	0.053	0.005
B ₂	B _{2liq}	9721	0.017	0.002
B ₃	B _{3liq}	9704	0.018	0.002
B ₄	B _{4liq}	9294	0.015	0.001
B ₅	B _{5liq}	13857	0.034	0.003
B ₆	B _{6liq}	20569	0.077	0.007
B ₇	B _{7liq}	20047	0.070	0.006

Πίνακας 28: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μέγιστης ροπής και αντίστοιχης μετακίνησης στο βάθρο για το μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης

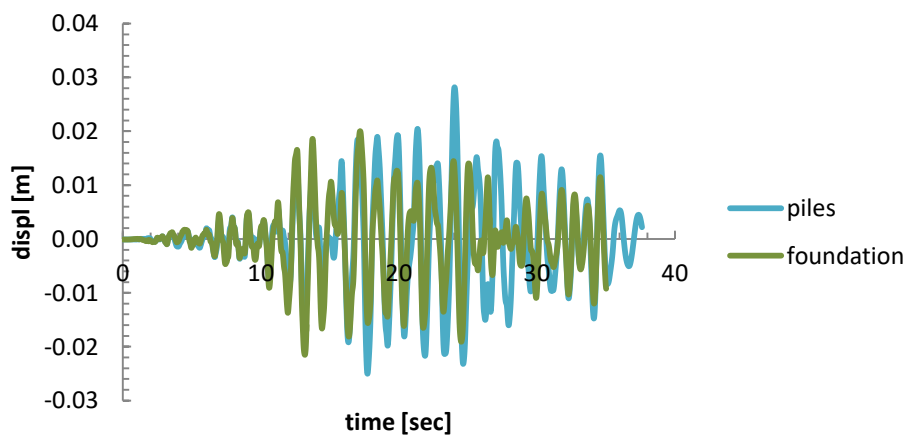
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων στο κατάστρωμα και στο βάθρο και για τη μέθοδο θεμελίωσης με τους πασσάλους και τη μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης. Με βάση τις χρονοϊστορίες αυτές έχουν υπολογισθεί οι μέγιστες μετακινήσεις που αναπτύσσονται σε κατάστρωμα και βάθρο καθώς και οι μετακινήσεις που αντιστοιχούν στις μέγιστες τιμές των $V_{b,max}$ και M_{max} . Αρχικά παρατίθενται οι χρονοϊστορίες του καταστρώματος:

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση A1



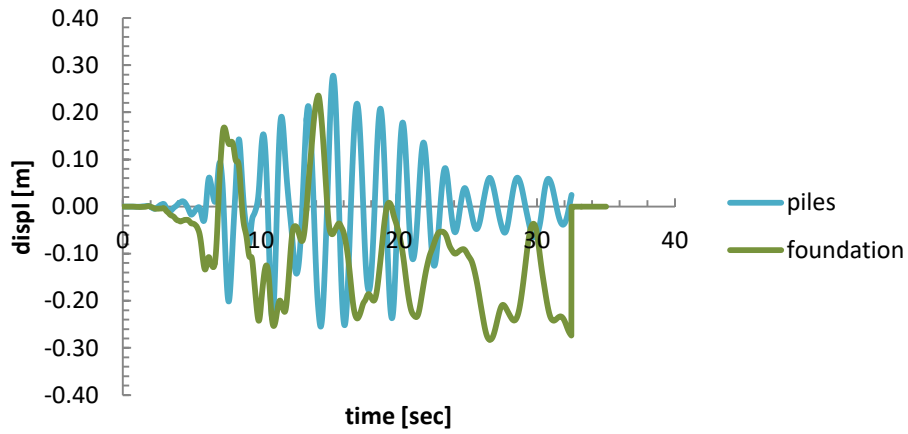
Σχήμα 96: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A_1

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση A2



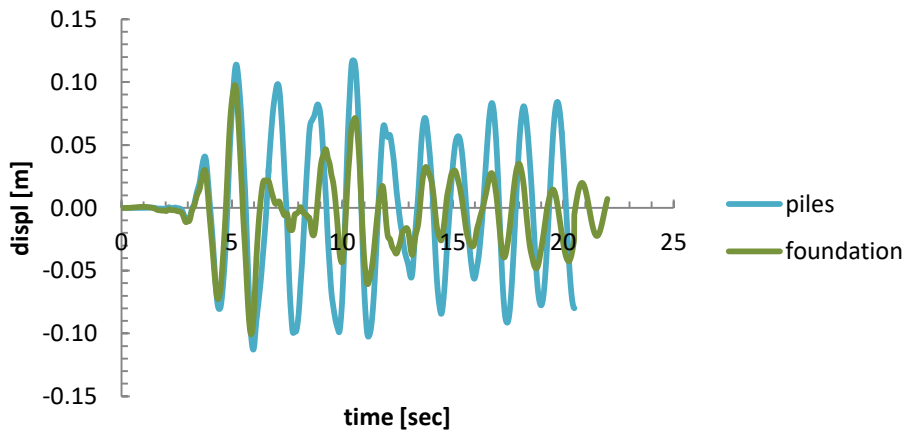
Σχήμα 97: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A_2

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση A3**



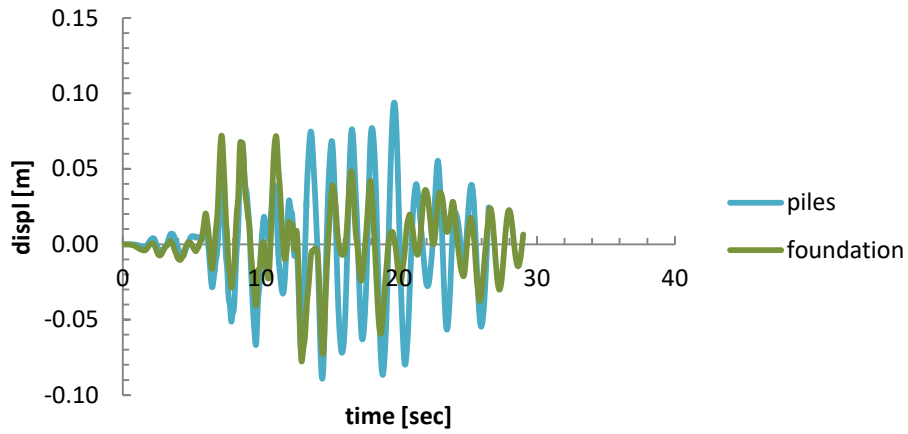
Σχήμα 98: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A₂

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση A4**



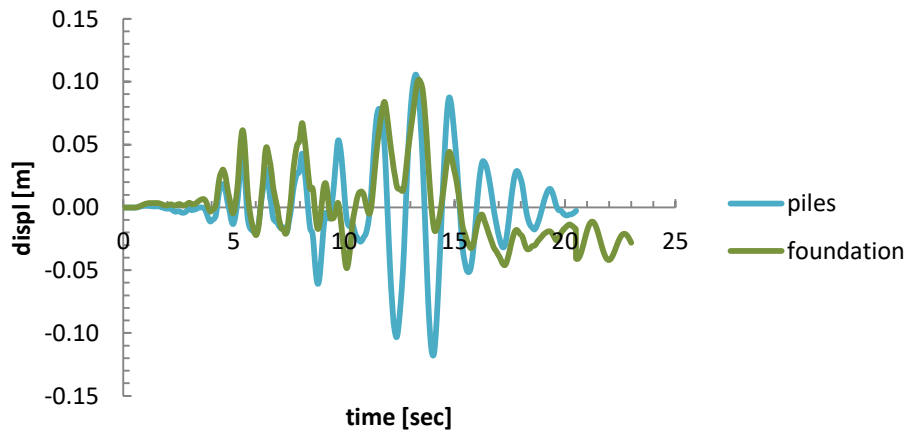
Σχήμα 99: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A₄

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση A5**



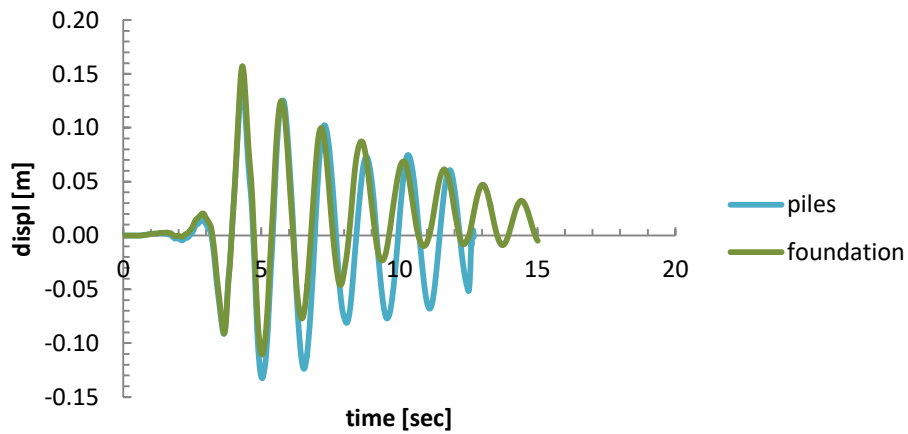
Σχήμα 100: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A₅

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση A6**



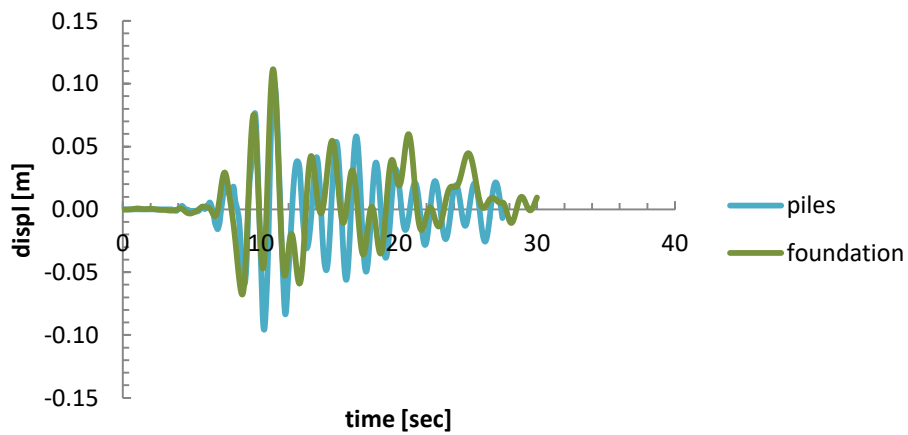
Σχήμα 101: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A₆

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση A7**



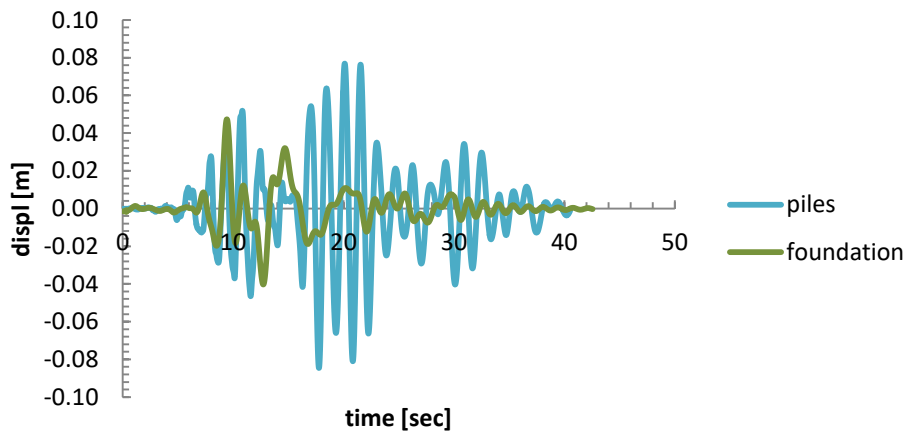
Σχήμα 102: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος A₇

**Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για
διέγερση B1**



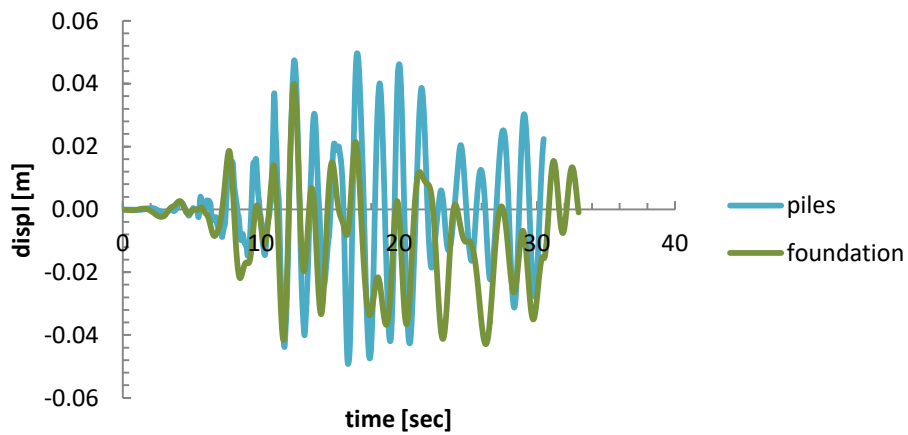
Σχήμα 103: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₁

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B2



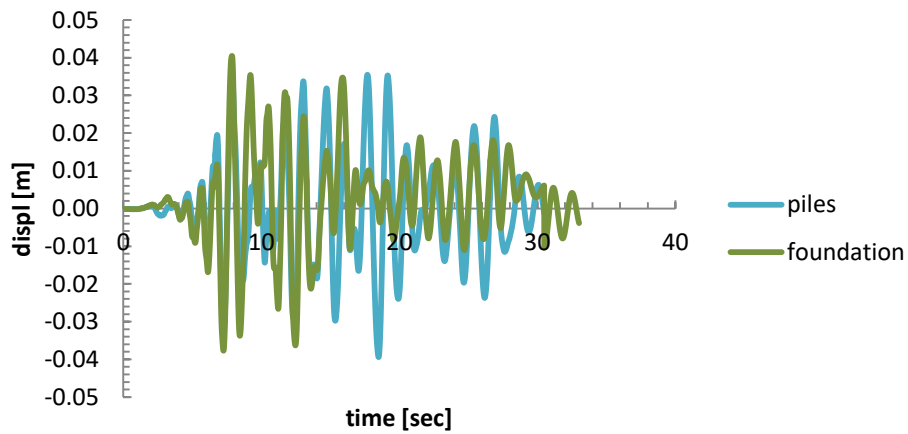
Σχήμα 104: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₂

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B3



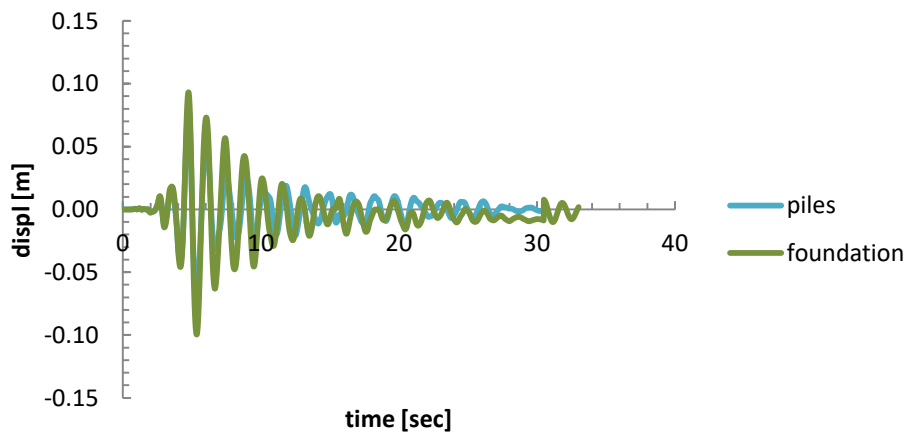
Σχήμα 105: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₃

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B4



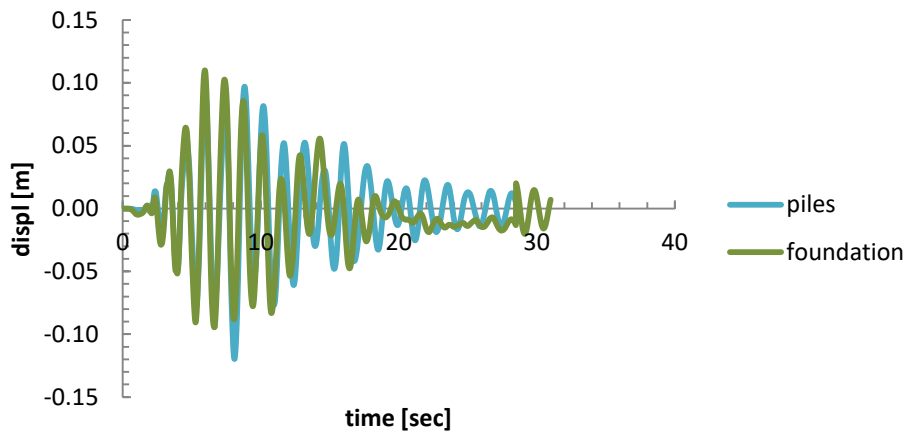
Σχήμα 106: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₄

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B5



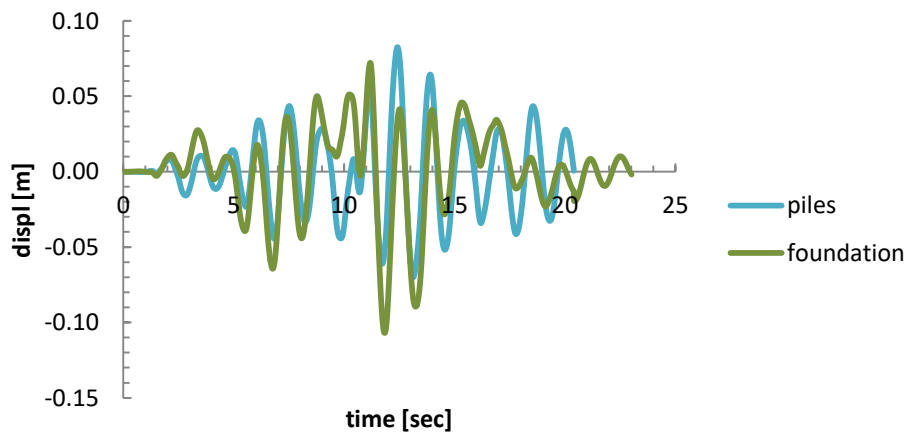
Σχήμα 107: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₅

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B6



Σχήμα 108: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₆

Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος για διέγερση B7

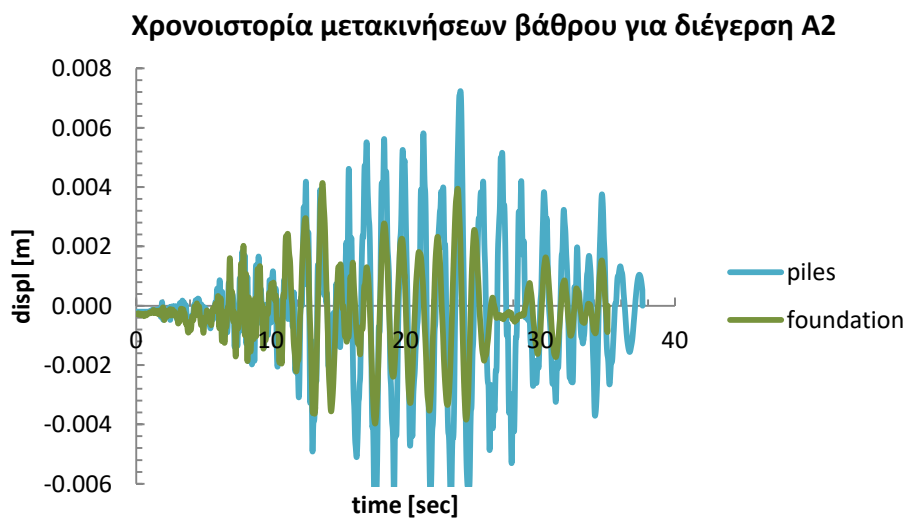


Σχήμα 109: Χρονοϊστορία μετακινήσεων καταστρώματος B₇

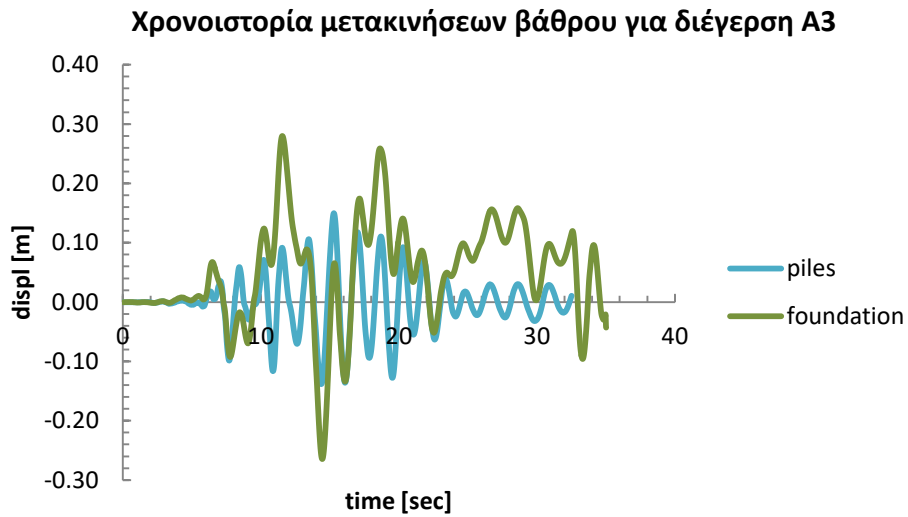
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων του βάρου:



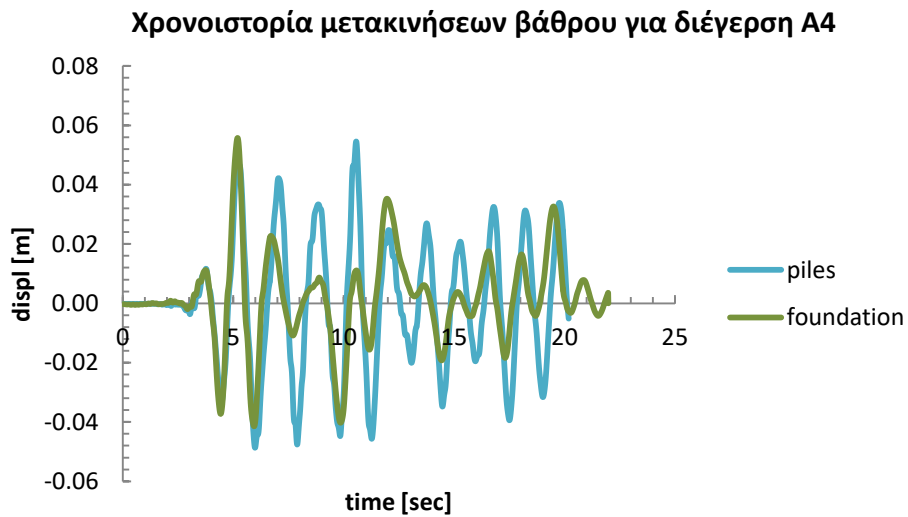
Σχήμα 110: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάρου για σεισμό A₁



Σχήμα 111: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάρου για σεισμό A₂

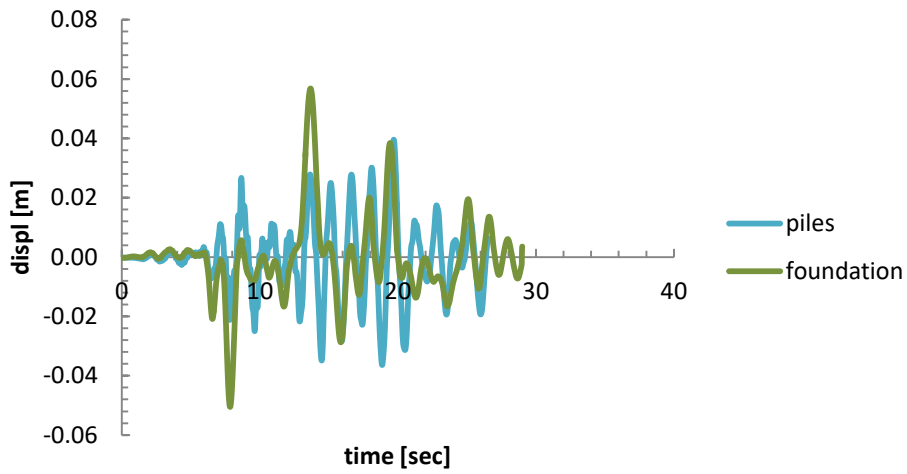


Σχήμα 112: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό A₃



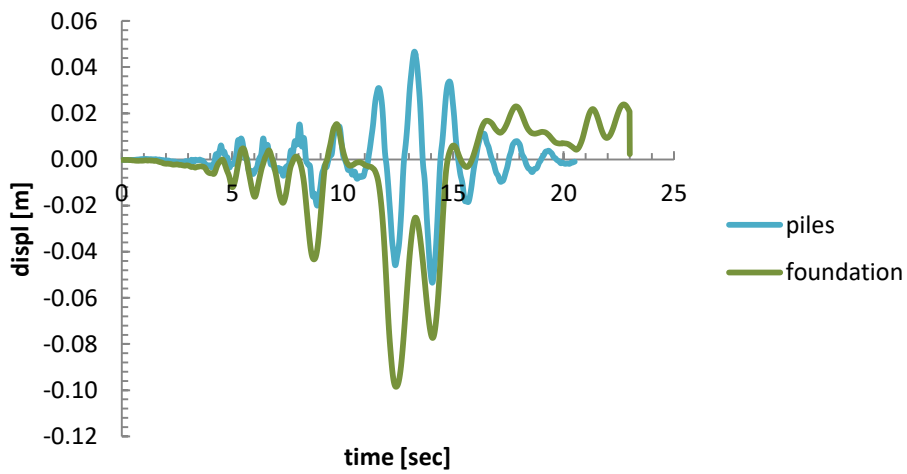
Σχήμα 113: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό A₃

Χρονοϊστορία μετακινήσεων βάθρου για διέγερση A5

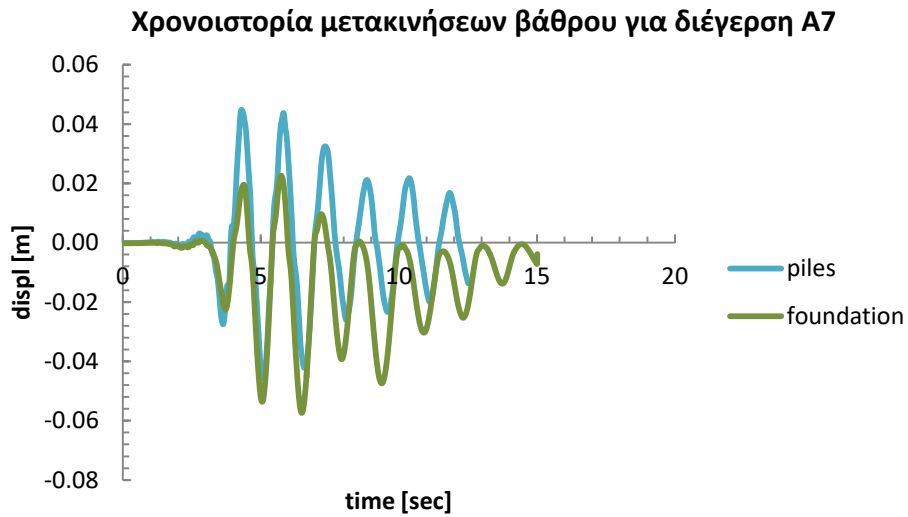


Σχήμα 114: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό A₅

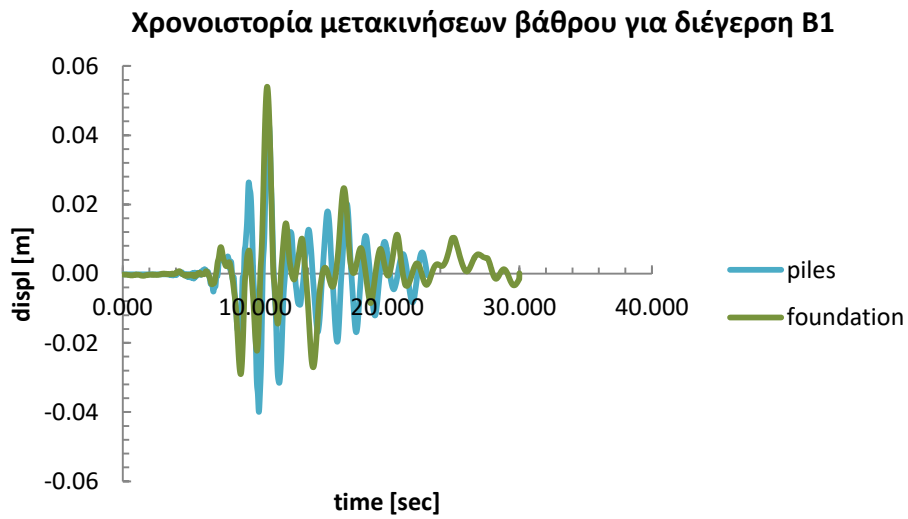
Χρονοϊστορία μετακινήσεων βάθρου για διέγερση A6



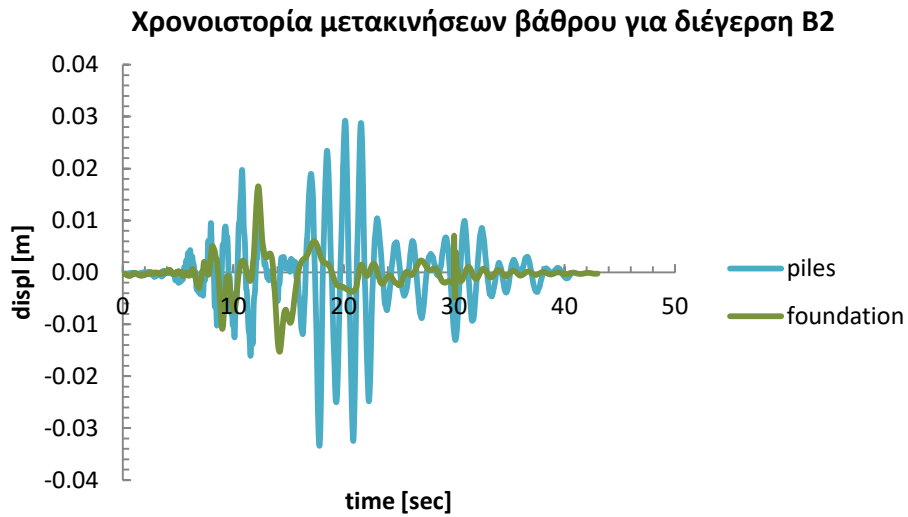
Σχήμα 115 : Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό A₆



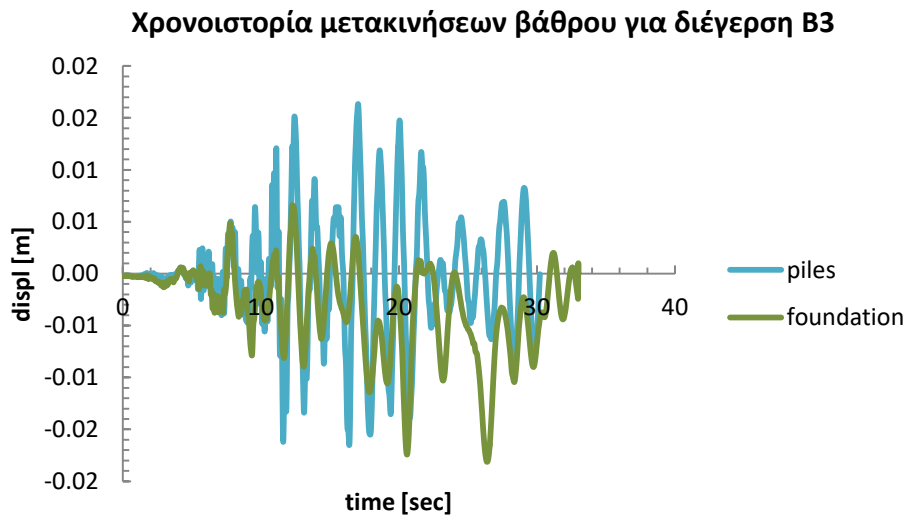
Σχήμα 116: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό A₇



Σχήμα 117: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₁

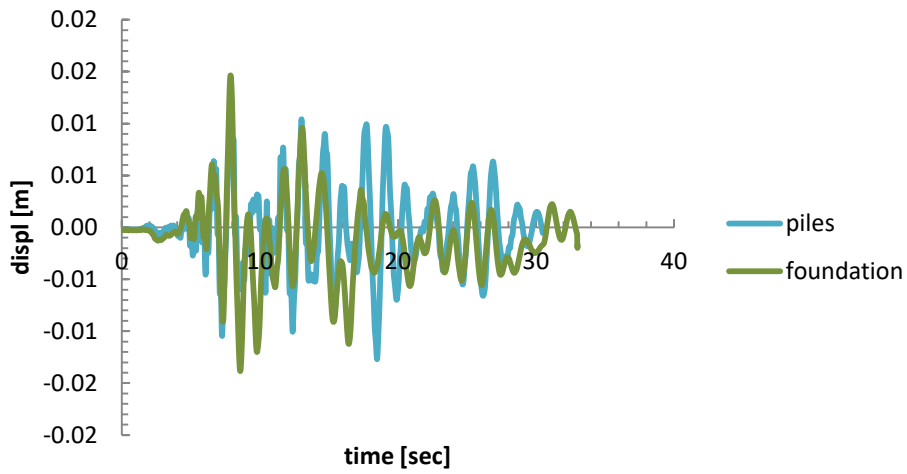


Σχήμα 118: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₂



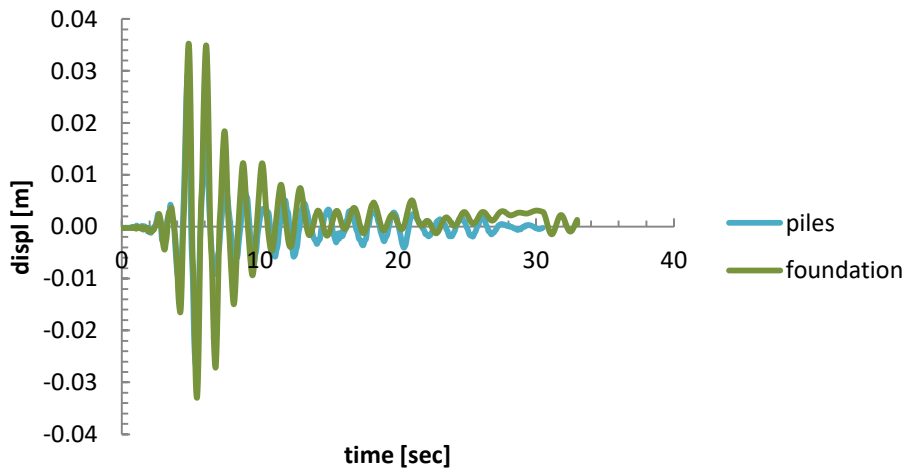
Σχήμα 119: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₃

Χρονοϊστορία μετακινήσεων βάθρου για διέγερση B4

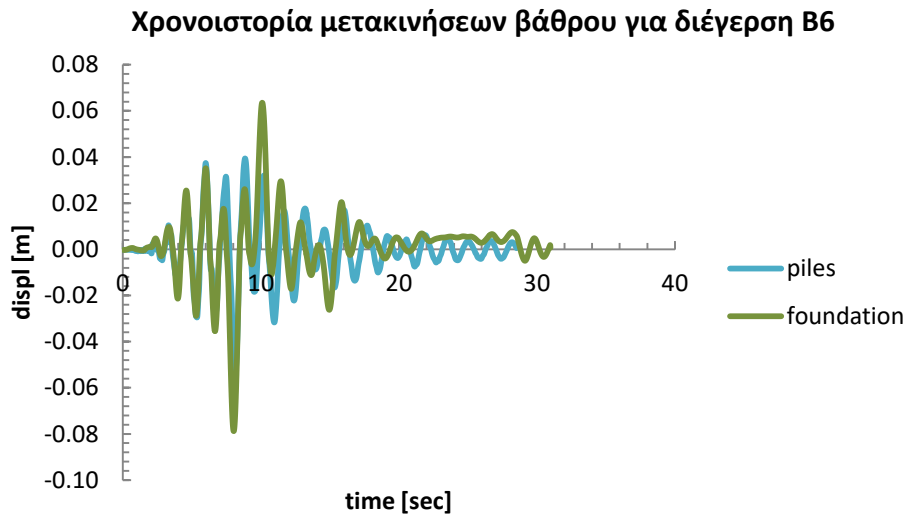


Σχήμα 120 : Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₄

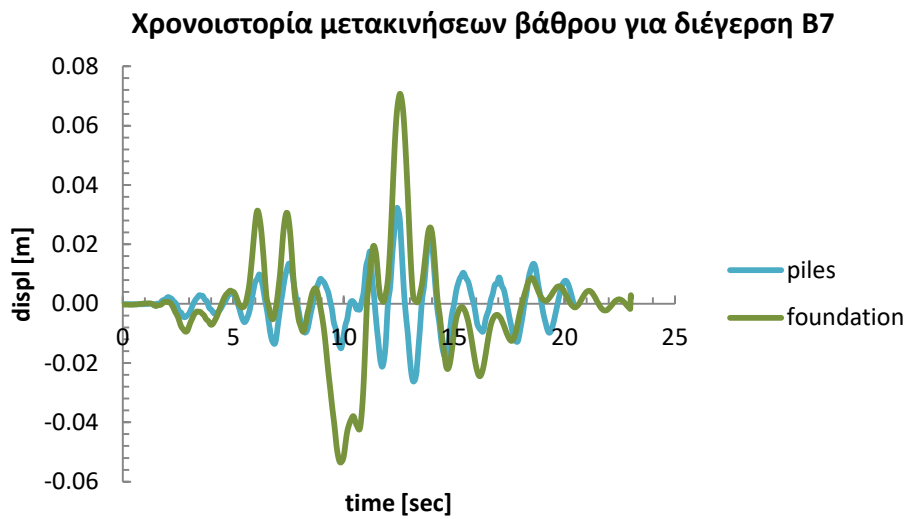
Χρονοϊστορία μετακινήσεων βάθρου για διέγερση B5



Σχήμα 121: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₅

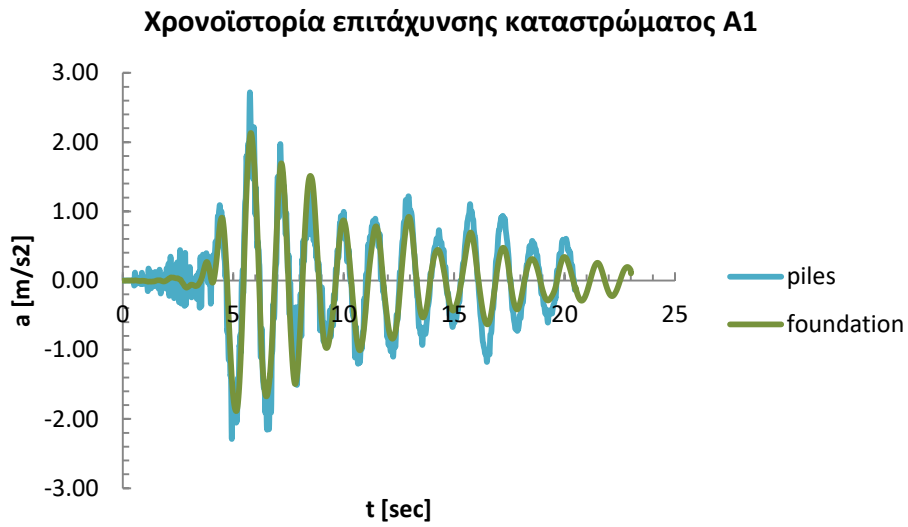


Σχήμα 122: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₆

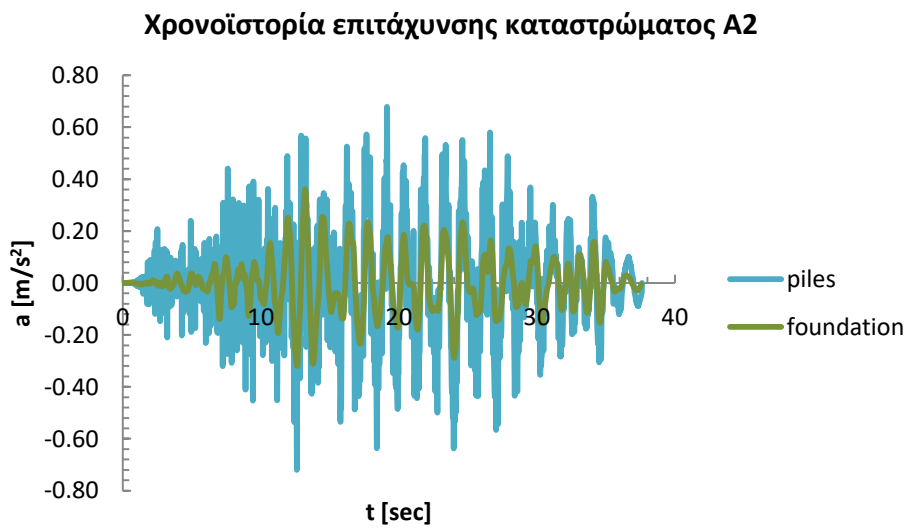


Σχήμα 123: Χρονοϊστορία μετακινήσεων κορυφής βάθρου για σεισμό B₇

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι χρονοϊστορίες των απόλυτων επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στο κατάστρωμα συγκριτικά και για τις δύο μεθόδους:

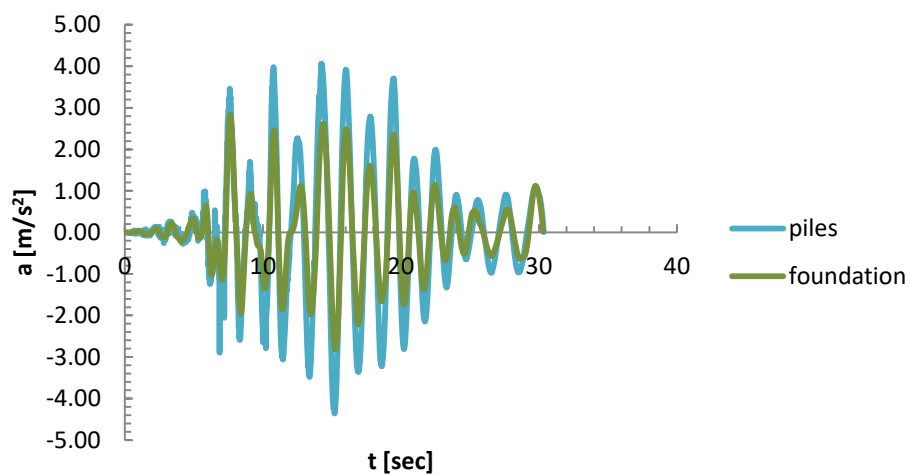


Σχήμα 124: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A_1



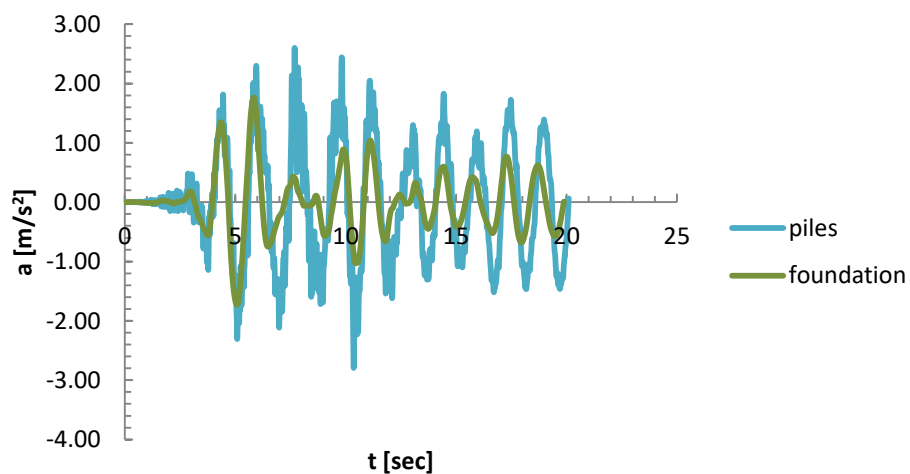
Σχήμα 125: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A_2

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος A3



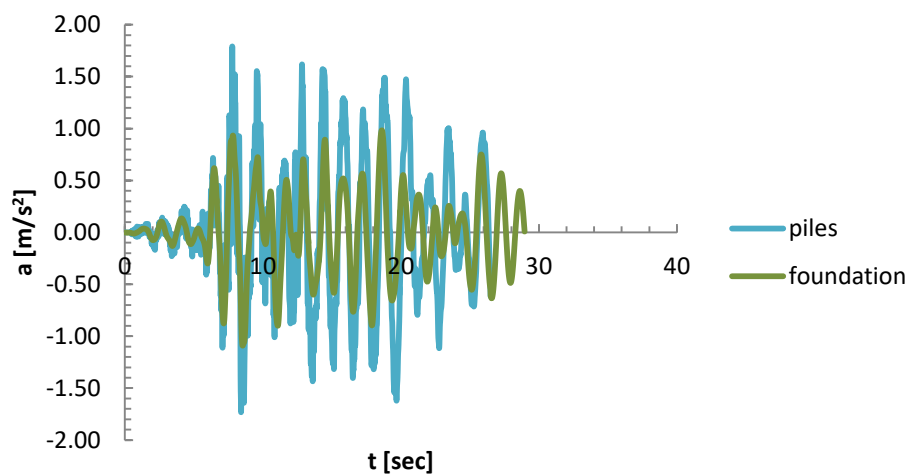
Σχήμα 126: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A₃

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος A4



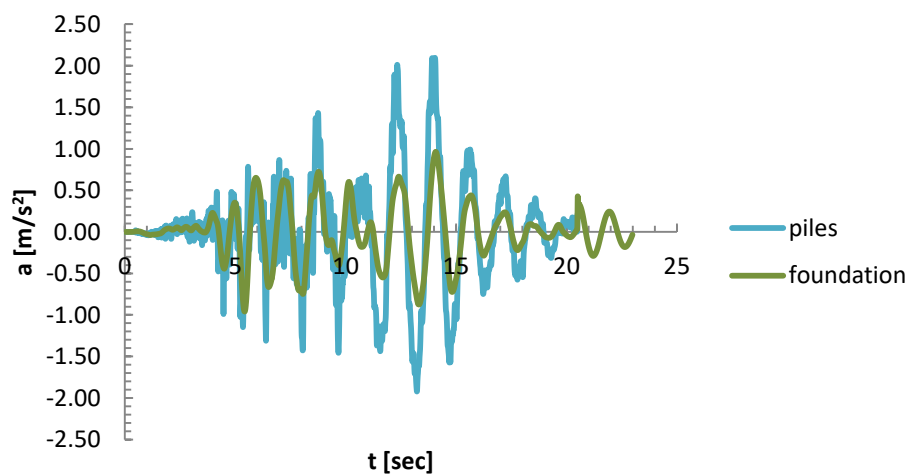
Σχήμα 127: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A₄

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος A5

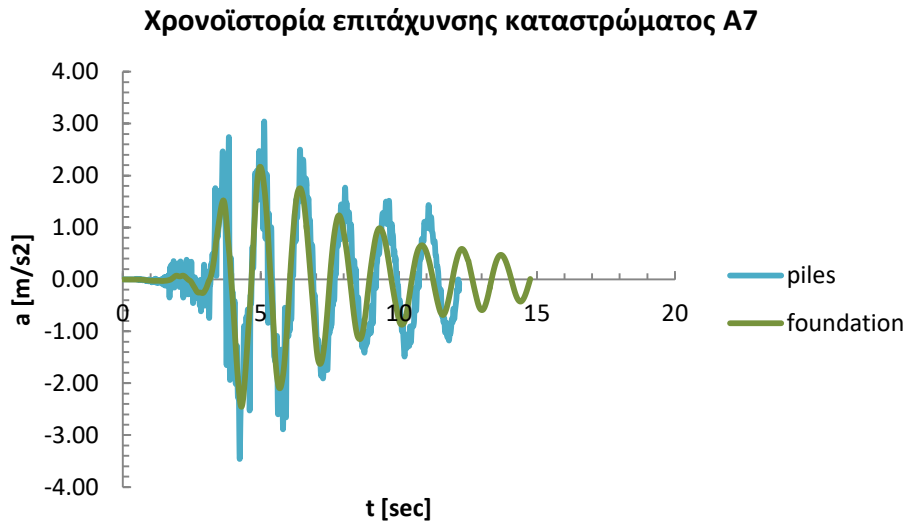


Σχήμα 128: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A₅

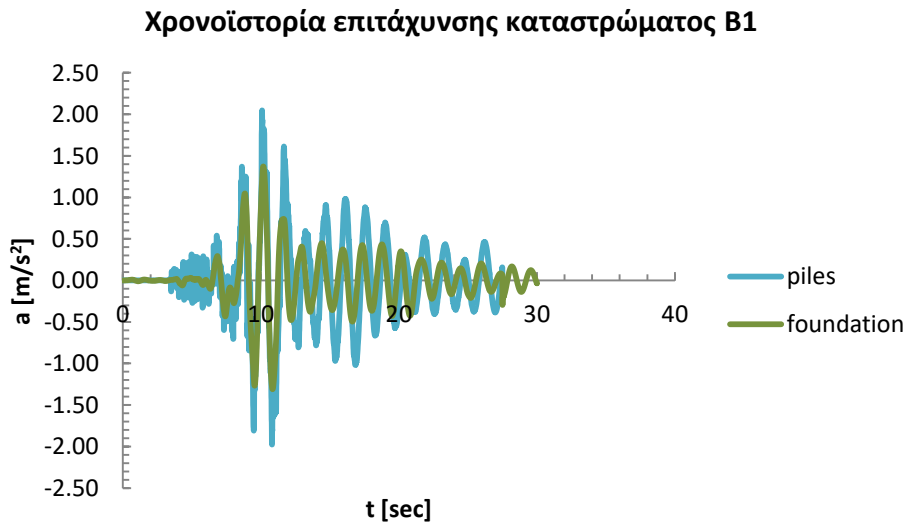
Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος A6



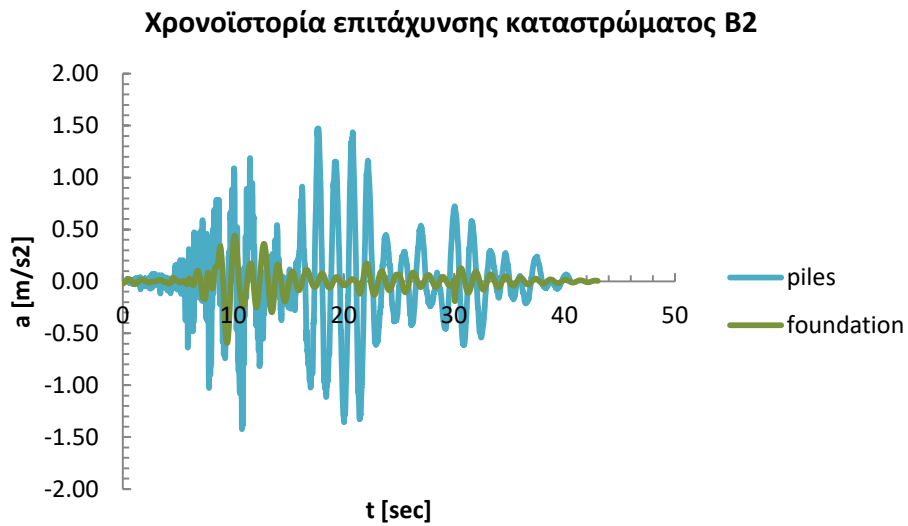
Σχήμα 129: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A₆



Σχήμα 130: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό A₇



Σχήμα 131: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό B₁

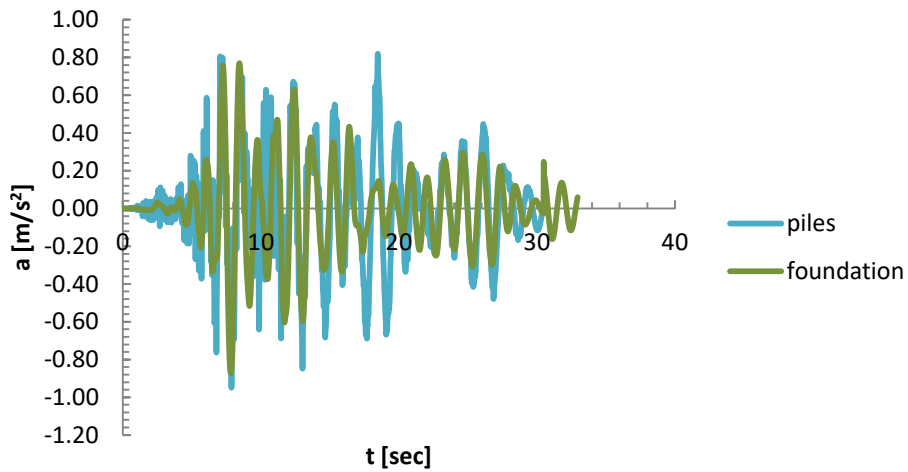


Σχήμα 132: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό Β₂



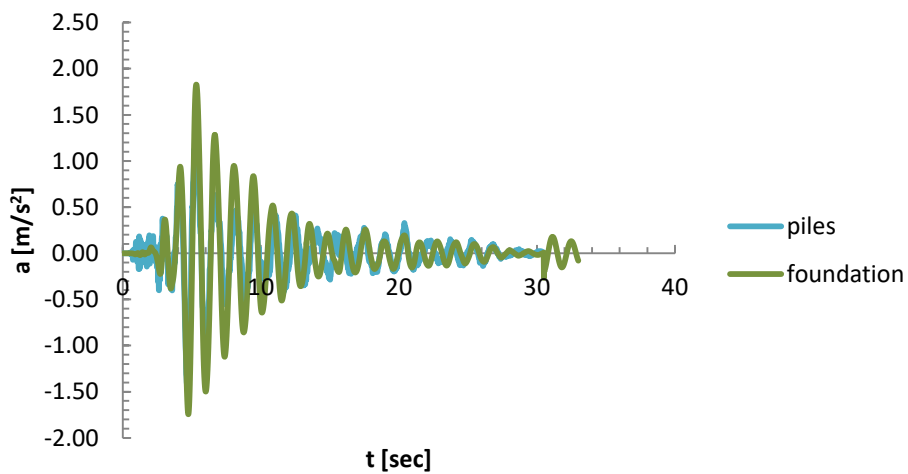
Σχήμα 133: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό Β₃

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος B4



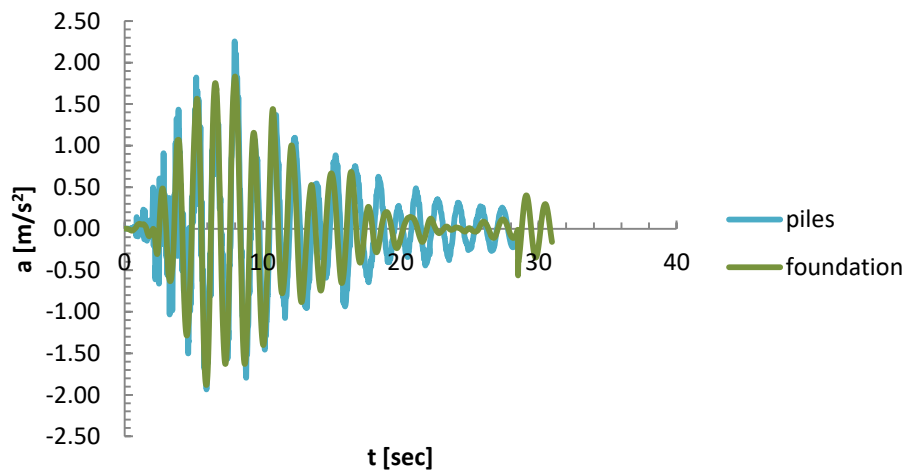
Σχήμα 134: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό B₄

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος B5



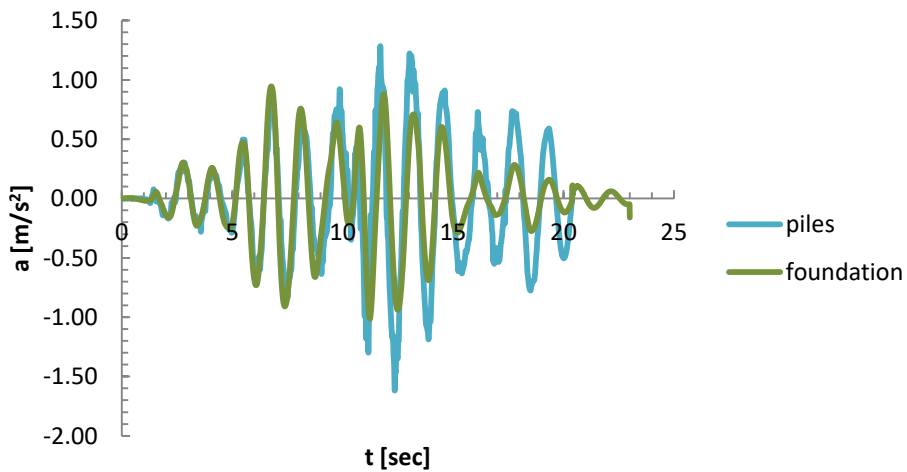
Σχήμα 135: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό B₅

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος B6



Σχήμα 136: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό B₆

Χρονοϊστορία επιτάχυνσης καταστρώματος B7



Σχήμα 137: Χρονοϊστορία απόλυτων επιταχύνσεων καταστρώματος για σεισμό B₇

Κεφάλαιο 5^ο

Συμπεράσματα

- i. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται στην κατασκευή στο μοντέλο της επιφανειακή θεμελίωσης είναι - για τις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις - μικρότερη από ότι στο μοντέλο των πασσάλων. Η διαφορά αυτή είναι σημαντική στην περίπτωση της διέγερσης A_5 και B_2 . Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο κατάστρωμα είναι και αυτές μικρότερες. Η διαφορά αυτή πιθανότατα οφείλεται στη διαφορά στην καμπύλη ικανότητας του καταστρώματος των δύο μοντέλων και στο συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμών.
- ii. Οι μέγιστες μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο κατάστρωμα είναι αρκετά μικρότερες στο μοντέλο της επιφανειακής θεμελίωσης στις περισσότερες περιπτώσεις που εξετάζονται.
- iii. Οι μετακινήσεις στο βάθρο είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης, γεγονός που οφείλεται στην διαφορετική κίνηση της θεμελίωσης του μεσοβάθρου από αυτή των ακροβάθρων, η οποία οδηγεί σε «επιβαλλόμενη» οριζόντια διαφορική μετακίνηση στη θέση του βάρου. Βεβαίως, σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις στην επιφανειακή θεμελίωση το βάθρο συνεχίζει να συμπεριφέρεται πρακτικά ελαστικά και η μέγιστη πλαστιμότητα που αναπτύσσει είναι $\mu = 1.4 < 1.5$ όπως άλλωστε επιδιώκεται και στο σχεδιασμό των βάρων.
- iv. Εξαίρεση αποτελεί ο σεισμός A_3 όπου και στα δύο μοντέλα το βάθρο πλαστικοποιείται. Στην περίπτωση μάλιστα της επιφανειακής θεμελίωσης η μέγιστη μετακίνηση του βάρου είναι τέσσερις φορές μεγαλύτερη από τη μετακίνηση διαρροής. Ωστόσο, η συγκεκριμένη διέγερση παρά τις διορθώσεις, εμπεριέχει αρκετό θόρυβο οπότε είναι πιθανό να μη δίνει καθαρά αποτελέσματα.
- v. Στην περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στο βάθρο είναι στις πιο πολλές περιπτώσεις μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στο μοντέλο με τους πασσάλους. Αυτό συμβαδίζει με την μεγαλύτερη παραμόρφωση του μεσοβάθρου που αναφέρθηκε παραπάνω. Ωστόσο, σε καμία περίπτωση αυτή δεν υπερβαίνει τη ροπή διαρροής M_y .
- vi. Από τις ιστορίες των επιταχύνσεων στο κατάστρωμα είναι εμφανές ότι αναπτύσσονται μικρότερες επιταχύνσεις στο κατάστρωμα με την μέθοδο της επιφανειακής θεμελίωσης. Αυτό είναι εν μέρει αναμενόμενο λόγω της «φυσικής» μόνωσης που προσφέρει το ρευστοποιημένο έδαφος.

Συμπερασματικά, οι αναλύσεις έδειξαν ότι η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης, σε όλους τους σεισμούς που εξετάστηκαν (εκτός ίσως του A3) οδηγεί σε αποδεκτά αποτελέσματα και, στις περισσότερες περιπτώσεις, σε μικρότερες μετακινήσεις, παρότι το μεσόβαθρο έχει οπλιστεί με αρκετά μικρότερο οπλισμό. Αποδεικνύεται, επομένως, ότι η καινοτόμος λύση της επιφανειακής θεμελίωσης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος με δημιουργία σκληρής επιφανειακής κρούστας, θα μπορούσε να εφαρμοστεί, τουλάχιστον στη συγκεκριμένη γέφυρα, οδηγώντας σε σημαντικά οικονομικότερη κατασκευή και εξίσου ασφαλή με τη λύση των πασσάλων, ακόμη και για τις πολύ ισχυρές διεγέρσεις που εξετάστηκαν.

Παράρτημα

1. Φορτία κατασκευής

g	10	m/s ²
---	----	------------------

ΜΟΝΙΜΑ		
ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ		
1. ΒΑΘΡΟ ΚΟΡΜΟΣ		
A _{sect}	12.04	m ²
h	8.00	m
γ	25.00	KN/m ³
G	2408.43	KN
g	301.05	KN/m
m	30.11	tn/m

επικόμβια φορτία κορμού βάρου	
b _o	0.89 m
m ₁ (nodes 139-148)	26.79377456 tn
m ₂ (node 148)	13.39688728 tn
m ₂ (node 148 + kefalodesmos)	51.36563728 tn
m ₂ (node 148 + foundation)	47.14688728

2. ΒΑΘΡΟ ΚΕΦΑΛΗ		
A _{tot}	8.30	m ²
A _{1 trig}	0.72	m ²
A _{2 orth}	2.30	m ²
A _{3 orth}	5.28	m ²
h	2.05	
L ₁	13.45	m
L ₂	8.55	m
h	2.05	
γ	25.00	KN/m ³
G	2790.03	KN
g	207.44	KN/m
m	20.74	tn/m

επικόμβια φορτία κεφαλής βάρου	
node 134	node 134 (KN)
21.26234375	212.6234375
node 138 (tn)	node 138 (KN)
34.65923103	346.5923103

3. ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ		
α. πλάκα		
h	0.25	m
L ₁	13.75	m
L ₂	40.50	m
γ	25.00	KN/m ³
G	3480.47	KN
g	85.94	KN/m
β. δοκοί		
A	0.82	m ²
A _{7 BEAM}	5.76	m ²
γ	25.00	KN/m ³
L ₂	40.50	m
G	5833.01	KN
g	144.03	KN/m

ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ		
ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ		
ΠΕΖΟΔΡΟΜΙΑ & ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ		
g ₁	3.5	KN/m ²
ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑΤΑ		
g ₂	8.5	KN/m
g	25.75	KN/m

Q _{g'}	2163	KN
q _{g'}	25.75	KN/m
m _{g'}	2.575	tn/m

q _{pezod}	8.75	KN/m
q _{kiglid}	17.00	KN/m
q _{live}	67.98	KN/m
m _{pezod}	73.50	tn
m _{kiglid}	142.80	tn
m _{live}	571.05	tn
Mass _{total}	330.51	tn

q _{pezod}	735.00	KN
--------------------	--------	----

Q_{kiglid}	1428.00	KN
Q_{live}	5710.50	KN
Q_{total}	3305.10	KN
q_{total}	39.35	KN/m
$nodal_{mass}$	3.54	tn
$nodal_{mass}$	1.77	tn
$nodal_{mass}$	7.67	tn

ΚΙΝΗΤΑ				
Vertical	Συγκεντρωμένα φορτία [KN]	lane width [m]	Κατανεμημένα φορτία [KN/m]	κατανεμημένο συνολικό [KN]
Lane 1	540	3	9	2268
Lane 2	360	3	2.5	630
Lane 3	180	3	2.5	630
sidewalk	0	2.5	3	630
rest lane	0	2.25	2.5	472.5
b	13.75 [m]			
L	84 [m]			
Q_{tot}	5710.5 KN			
q_{tot}	67.98 KN/m			

ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ TOTAL		
G	9313.48	KN
g	229.96	KN/m
m	23.00	tn/m
q	67.98	KN/m
g'	25.75	KN/m
$g + g' + 0.2 \cdot q$	269.31	KN/m
$m_{g+g'+0.2q}$	26.93	tn/m

	node 3,2	node 1,4	node 5-92	
$nodal_q$	121.19	121.19	242.38	KN
$nodal_{mass}$	12.12	12.12	24.24	tn
+ φορτία διαδοκίδας/ $nodal_{mass}$	18.92	18.92	-	tn

+ φορτία διαδοκίδας nodal _q	189.15	189.15	-	KN
--	--------	--------	---	----

Section 6 διαδοκίδα	
A	1.38 m ²
γ	25.00 KN/m ³
g	34.50 KN/m
m	3.45 tn/m

node 93-116	6.80 tn
-------------	---------

node 93-116	67.97 kn
-------------	----------

Section 7 πλάκα συνέχειας	
A	0.49 m ²
γ	25.00 KN/m ³
g	6.25 KN/m ²
g	12.31 KN/m
G	18.47 kn
m	1.23 tn/m

	node 3093-3104	
nodal _{g+g'+0.2q}	9.23	kn
nodal _{mass}	0.92	tn

Επιφανειακή Θεμελίωση	
α. πέδιλο	
h	1.8 m
b	8 m
L	15 m
A _{section}	27 m ²
A	14.4 m ²
V	216 m ³
γ	25 KN/m ³
g _{area}	45 KN/m ²
G	5400 KN
g	675 KN/m
m	67.5 tn/m
I _y	7.29 m ⁴
I _z	506.25 m ⁴
I _p	513.54 m ⁴
v	0.2
E	30000000 kPa
G _{shear}	12500000 kPa

	node 150/151/152/169/ 170/171	node 155/156/157/160/161/ 164/165/166	node 154/159/163/1 58/162/167	node 149/153/168/172	node 148
$\text{nodal}_{g+g'+0.2q}$ [KN]	168.75	337.5	168.75	84.375	471.46
$\text{nodal}_{\text{mass}}$ [tn]	16.875	33.75	16.875	8.4375	47.15

4. ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ		
α. κεφαλόδεσμος		
h	1.8	m
b	11.3	m
L	13.55	m
A_1	20.34	m^2
A_2	24.39	m^2
E	30000000	Kpa
I_z	373.17	m^4
I_y	216.43	m^4
I_p	589.61	m^4
v	0.20	
G_{shear}	12500000	Kpa
V	275.61	m^3
γ	25	KN/m^3
g_a	45	KN/m^2
G	6890.18	KN
g	609.75	KN/m
m	60.98	tn/m
β. πάσσαλοι		
n	12	
D	1	m
A	0.79	m^2
L	25	m
γ	25	KN/m^3
G_{PILE}	490.87	KN
$G_{\text{PILE TOTAL 12}}$	5890.49	KN
g	19.63	KN/m
m	1.96	tn/m

nodes pilecup	nodes cup	nodes cup	nodes cup	nodes cup	nodes cup
	160/161	148	149/153/168/172	154/163/158/167	162/159
Φορτία στους κόμβους από κεφαλόδεσμο [KN]	238.36	513.66	48.52	72.77	48.52
Μάζα στους κόμβους από κεφαλόδεσμο [tn]	23.84	51.37	4.85	7.28	4.85

nodes pilecup	nodes piles & cup	nodes piles & cup	nodes piles & cup	nodes piles & cup
	157/166/155/164	156/165	150/152/169/171	151/170
Φορτία στους κόμβους από κεφαλόδεσμο [KN]	357.54	569.53	238.36	379.69
Μάζα στους κόμβους από κεφαλόδεσμο [tn]	35.75	56.95	23.84	37.97

ι.β πασσάλου [KN]	19.63	19.63	19.63	19.63
πάνω ακραίος [KN]	367.36	579.35	248.18	389.50
κάτω ακραίος [KN]	9.82	9.82	9.82	9.82
ενδιάμεσοι [KN]	19.63	19.63	19.63	19.63

ι.β πασσάλου [tn]	1.96	1.96	1.96	1.96
πάνω ακραίος [tn]	36.83	57.93	24.82	38.95
κάτω ακραίος [tn]	0.98	0.98	0.98	0.98
Ενδιάμεσοι [tn]	1.96	1.96	1.96	1.96

Πίνακας 29: Επικόμβια φορτία σε όλα τα μέλη της κατασκευής για το συνδυασμό g + 0.2q

2. Υπολογισμοί για την push – over ανάλυση

Innovative method - foundation					
node	m_i	ϕ_i	ϕ_{i_normal}	$m_i*\phi_i$	F_i
1	293.065	0.0205	1.000	293.065	0.1272
22	545.351	0.0205	1.001	545.625	0.2369
2	279.139	0.0205	1.000	279.234	0.1212
3	279.139	0.0205	1.000	279.234	0.1212
72	545.351	0.0205	1.001	545.644	0.2369
4	293.065	0.0205	1.000	293.065	0.1272
105	10.195	0.0202	0.984	10.035	0.0044
110	10.195	0.0202	0.984	10.035	0.0044
111	10.195	0.0202	0.984	10.035	0.0044
116	10.195	0.0202	0.984	10.035	0.0044
134	21.262	0.0051	0.249	5.303	0.0023
138	34.659	0.0037	0.183	6.333	0.0027
139	26.794	0.0032	0.154	4.134	0.0018
140	26.794	0.0026	0.127	3.404	0.0015
141	26.794	0.0021	0.101	2.719	0.0012
142	26.794	0.0016	0.078	2.088	0.0009
143	26.794	0.0012	0.057	1.521	0.0007
144	26.794	0.0008	0.038	1.030	0.0004
145	26.794	0.0005	0.023	0.624	0.0003
146	26.794	0.0002	0.012	0.315	0.0001
147	26.794	0.0001	0.004	0.112	0.0000
148	47.147	0.0000	0.001	0.048	0.0000
SUM	2620.101			2303.63790	

Πίνακας 30: Κατανομή δύναμης για push – over για επιφανειακή θεμελίωση

piles					
node	m_i	ϕ_i	ϕ_{i_normal}	$m_i*\phi_i$	F_i
1	293.065	-0.0205	1.000	293.065	0.1268
22	545.351	-0.0205	1.000	545.573	0.2361
2	279.139	-0.0205	1.000	279.211	0.1208
3	279.139	-0.0205	1.000	279.211	0.1208
72	545.351	-0.0205	1.000	545.589	0.2361
4	293.065	-0.0205	1.000	293.065	0.1268
105	10.195	-0.0202	0.987	10.064	0.0044
110	10.195	-0.0202	0.987	10.063	0.0044
111	10.195	-0.0202	0.987	10.064	0.0044
116	10.195	-0.0202	0.987	10.063	0.0044
134	21.262	-0.0057	0.280	5.944	0.0026
138	34.659	-0.0043	0.212	7.350	0.0032
139	26.794	-0.0037	0.183	4.907	0.0021

140	26.794	-0.0032	0.155	4.159	0.0018
141	26.794	-0.0026	0.129	3.446	0.0015
142	26.794	-0.0021	0.104	2.777	0.0012
143	26.794	-0.0017	0.081	2.161	0.0009
144	26.794	-0.0012	0.060	1.606	0.0007
145	26.794	-0.0009	0.042	1.121	0.0005
146	26.794	-0.0005	0.027	0.716	0.0003
147	26.794	-0.0003	0.015	0.397	0.0002
148	51.366	-0.0001	0.007	0.337	0.0001
SUM	2624.320			2310.88982	

Πίνακας 31: Κατανομή δύναμης για push – over για πασσάλους

Βιβλιογραφία:

- (1) ΠΡΑΞΗ: «ΘΑΛΗΣ- ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» MIS 380043
Επιστημονικός Υπεύθυνος: Καθ. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ - ΔΡΑΣΗ 4 Ελαστικά φάματα σχεδιασμού για ρευστοποιήσιμα εδάφη. ΠΑΡΑΔΟΤΕΑ: Τεχνική Έκθεση Πεπραγμένων (Π4), Ιανουάριος 2014.
- (2) ΠΡΑΞΗ: «ΘΑΛΗΣ- ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» MIS 380043
Επιστημονικός Υπεύθυνος: Καθ. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ - ΔΡΑΣΗ 5 Ελατήρια και αποσβεστήρες Winkler για θεμέλια σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. ΠΑΡΑΔΟΤΕΑ: Τεχνική Έκθεση Πεπραγμένων (Π5), Ιανουάριος 2014.
- (3) ΠΡΑΞΗ: «ΘΑΛΗΣ- ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» MIS 380043
Επιστημονικός Υπεύθυνος: Καθ. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ ΔΡΑΣΗ 6 Εφαρμογή σε Στατικώς Ορισμένη Γέφυρα Ο.Σ. ΠΑΡΑΔΟΤΕΑ: Κριτήρια Επιτελεστικότητας για Στατικώς Ορισμένη Γέφυρα Ο.Σ. (Π6α), Ιανουάριος 2015.
- (4) ΠΡΑΞΗ: «ΘΑΛΗΣ- ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» MIS 380043
Επιστημονικός Υπεύθυνος: Καθ. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ ΔΡΑΣΗ 6 Εφαρμογή σε Στατικώς Ορισμένη Γέφυρα Ο.Σ. ΠΑΡΑΔΟΤΕΑ: Συγκριτική μελέτη Συμβατικού και Πρωτότυπου Σχεδιασμού για Στατικώς Ορισμένη Γέφυρα Ο.Σ. (Π6β), Ιούλιος 2015.
- (5) ΠΡΑΞΗ: «ΘΑΛΗΣ- ΕΜΠ: ΠΡΩΤΟΤΥΠΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΑΘΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΦΥΣΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ» MIS 380043
Επιστημονικός Υπεύθυνος: Καθ. Γ. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ - ΔΡΑΣΗ 7 Εφαρμογή σε Στατικώς Αόριστη Γέφυρα Ο.Σ. ΠΑΡΑΔΟΤΕΑ: Πιλοτικός σχεδιασμός με χρήση «φυσικής» σεισμικής μόνωσης (Π7β), Ιούλιος 2015.
- (6) Γιάννης Ν. Ψυχάρης «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1», Αθήνα 2016
- (7) Γιάννης Ν. Ψυχάρης «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2», Αθήνα 2016
- (8) Γιάννης Ν. Ψυχάρης «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών, Σημειώσεις για το μάθημα: “ Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας”», Αθήνα 2017
- (9) Xenia Karatzia, George Mylonakis, George Bouckovalas: «Seismic isolation of surface foundations exploiting the properties of natural liquefiable soil», Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 121 (2019) 233–251.
- (10) Steven L. Kramer: «Geotechnical Earthquake Engineering», 1996.
- (11) Ιωάννης Τσιάπας: «Ανάλυση της σεισμικής απόκρισης ρευστοποιήσιμων εδαφών με υπολογιστικές μεθόδους», Διδακτορική Διατριβή, Αθήνα, Μάιος 2017.
- (12) Παπαδάκη Ελίνα – Μαργαρίτα: «Αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης και διερεύνηση εναλλακτικού σχεδιασμού σιδηροδρομικής γέφυρας με χρήση του λογισμικού OpenSees», διπλωματική εργασία, Αθήνα, Μάιος 2017.

(13)ANIL K. CHOPRA: «ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΘΕΩΡΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ» ,ΤΡΙΤΗ ΕΚΔΟΣΗ, 2015.