

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ
ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΟΣ ΤΟΥ ΒΟΛΟΥ**

ΣΩΤΗΡΙΑΔΗΣ ΣΩΤΗΡΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΙΟΥΝΙΟΣ 2017

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλλαν άμεσα ή έμμεσα στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου και την αδερφή μου, για όλα όσα μου προσέφεραν όλα αυτά τα χρόνια και την υποστήριξη με κάθε τρόπο, σε κάθε έκφανση της ζωής μου.

Οι παρακάτω υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια διπλωματικής εργασίας η οποία εκπονήθηκε και πραγματοποιήθηκε υπό την επίβλεψη του καθηγητή κ. Ντακούλα Παναγιώτη. Στην παρούσα φάση θα πρέπει να εκφράσω τις ιδιαίτερες ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή κ. Ντακούλα διότι χωρίς τη πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση του, δεν θα ήταν δυνατή η έκβαση της παρούσας διπλωματικής.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κεντρικού προβλήτα του λιμένα του Βόλου. Η διερεύνηση γίνεται με μια σειρά αριθμητικών αναλύσεων με χρήση του προγράμματος FLAC. Ο κρηπιδότοιχος αποτελείται από κιβώτιο-κατασκευές συνολικού ύψους 14,3m που εδράζονται σε επίστρωση λιθορριπής και αμμοχαλίκων στον πυθμένα του λιμένα. Οι ιδιότητες των υλικών προέρχονται από εργαστηριακές δοκιμές οι οποίες βασίζονται σε γεωτρήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί στην τοποθεσία του προβλήτα. Για τα μη συνεκτικά εδάφη χρησιμοποιείται το προσομοίωμα του Finn (Itasca 2011) για την μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση, ενώ για τα συνεκτικά εδάφη γίνεται χρήση του ελαστο-πλαστικού μοντέλου Mohr-Coulomb συνδυασμένου με υστερητική απόσβεση. Η εργασία μελετά την σεισμική συμπεριφορά του κρηπιδότοιχου για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις. Η πρώτη από αυτές αφορά την σεισμική διέγερση και χρησιμοποιούνται 5 διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις τροποποιημένες ώστε να ταιριάζουν με το φάσμα σχεδίασης του Ευρωκώδικα για βράχους. Στην δεύτερη περίπτωση μελετάται η απόκριση για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση με μεταβολή κάθε φορά της σχετικής πυκνότητας των εδαφών θεμελίωσης και επίχωσης, με επιλεγμένες τιμές σχετικής πυκνότητας μεταξύ 40% και 70%. Στην τρίτη περίπτωση η μελέτη γίνεται για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους με τις τιμές της να κυμαίνονται μεταξύ 0,1g και 0,4g. Τα εξαγόμενα αποτελέσματα δείχνουν ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στα υλικά επίχωσης και θεμελίωσης κατά τη διάρκεια του σεισμού με μέγιστες μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις αρκετά σημαντικές οι οποίες βρίσκονται εκτός των επιτρεπόμενων ορίων. Σε ότι αφορά τις καθιζήσεις και την στροφή του κρηπιδότοιχου τα αποτελέσματα είναι αρκετά καλύτερα και δεν παρατηρούνται σημαντικές μεταβολές.

Abstract

Aim of this diploma thesis is to study the seismic behaviour of the quay wall at the central port facilities of Volos, Greece. The study is conducted with the use of the program FLAC for numerical analysis. The wall consists of a stack of concrete blocks having a height of 14,3 m and is resting on a foundation layer of rockfill and sandy gravel. The material properties are obtained from laboratory tests based on two boreholes at the quay wall site. For non-cohesive soils, the constitutive model by Finn (Itasca 2011) for monotonic and cyclic loading is used, whereas for cohesive soils the Mohr-Coulomb elasto-plastic model combined with hysteretic damping is used. The study investigates the seismic behaviour of the wall on three different cases. In the first, the type of earthquake excitation is studied with the use of 5 different earthquake excitations adjusted to yield outcrop rock acceleration spectra that match the Eurocode design spectra for rock. The second case studies the seismic performance of the wall for different relative density each time ranging from 40% to 70%. In the third case the study is conducted for variation in the peak ground acceleration with values ranging from 0,1g to 0,4g. The presented results show development of excess pore water pressure in the zones of the backfill and foundation materials leading to significant maximum permanent horizontal displacements that are out of the allowed limits. The expected rotation and vertical displacement of the wall have relative small values.

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες	ii
Περίληψη.....	iii
Abstract	iv
Πίνακας Περιεχομένων	v
1 Εισαγωγή.....	1
1.1 Γενική Εισαγωγή	1
1.2 Ερευνητικά Ερωτήματα.....	5
1.3 Σκοπός της Εργασίας.....	5
1.4 Διάρθρωση της Εργασίας	5
2 Μεθοδολογία	6
2.1 Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών	6
2.2 Δυναμική Ανάλυση	8
2.2.1 Μοντέλο Finn-Byrne.....	9
2.3 Κριτήρια Εκτίμησης Βλαβών	11
2.3.1 Παράμετροι για τον καθαρισμό των κριτηρίων αστοχίας σε προβλήτα	11
2.3.2 Κριτήρια εκτίμησης βλαβών κατά PIANC	12
3 Αριθμητική Ανάλυση	13
3.1 Το Λιμάνι του Βόλου	13
3.1.1 Γενικά για το Λιμάνι	13
3.1.2 Κεντρικός Προβλήτας.....	14
3.2 Αριθμητικό Προσομοίωμα	15
3.3 Σεισμικές Διεγέρσεις	19
3.4 Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης	27
3.4.1 Περίπτωση Α (ανάλυση για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις).....	31
3.4.2 Περίπτωση Β (ανάλυση με μεταβολή της σχετικής πυκνότητας D_r).....	52
3.4.3 Περίπτωση Γ (ανάλυση για διαφορετικές επιταχύνσεις εδάφους).....	62
4 Συμπεράσματα.....	81
5 Προτάσεις.....	83
6 Βιβλιογραφία.....	84
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	86

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	92
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ	98

1 Εισαγωγή

1.1 Γενική Εισαγωγή

Η παρούσα διπλωματική εργασία διερευνά την σεισμική απόκριση του κεντρικού προβλήτα του λιμένα του Βόλου Μαγνησίας. Με ετήσια διακίνηση 663.490 τόνων εμπορευμάτων και εξυπηρέτηση 318.177 επιβατών για το έτος 2015, ο λιμένας του Βόλου αποτελεί το τρίτο μεγαλύτερο λιμάνι της Ελλάδας στη διακίνηση εμπορευμάτων μετά από αυτά του Πειραιά και της Θεσσαλονίκης.

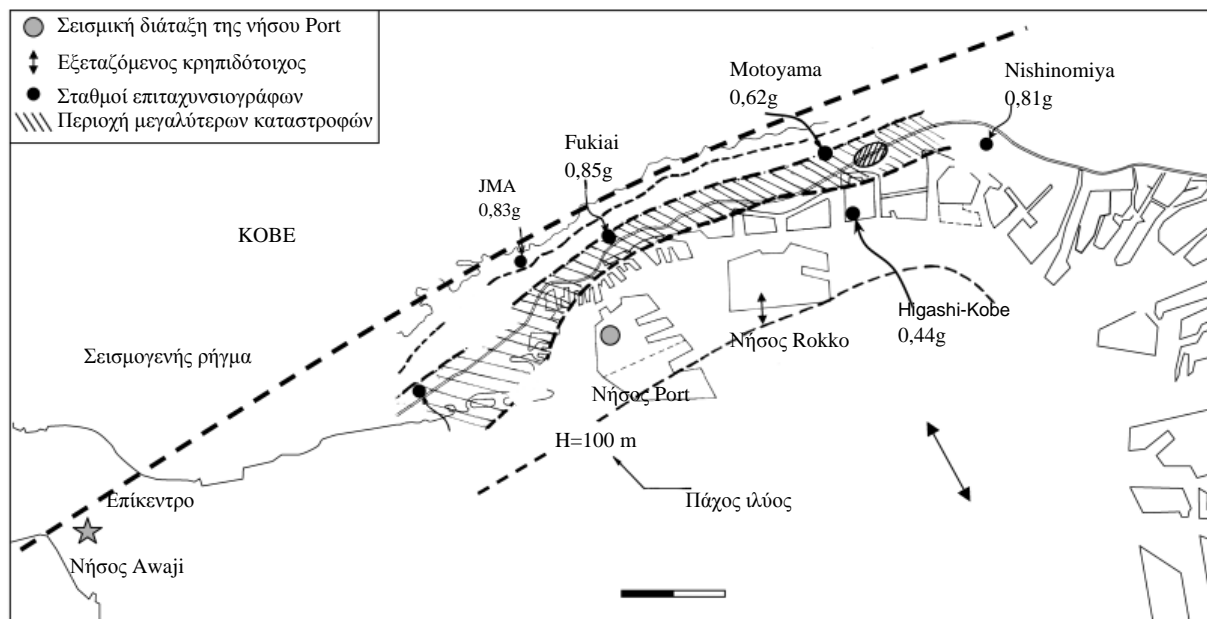


Σχήμα 1.1 Τοποθεσία του λιμένα του Βόλου στον χάρτη. (πηγή: google maps)

Πρόσφατοι σεισμοί σε πολλά μέρη του κόσμου έχουν δείξει ότι οι λιμενικές κατασκευές είναι αρκετά ευάλωτες στις σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Αν και στις περισσότερες περιπτώσεις οι ζημιές στις αποβάθρες περιορίζονται κυρίως σε μικρές παραμορφώσεις και δεν παρατηρούνται καταστροφικές αστοχίες και καταρρεύσεις των κατασκευών, οι οικονομικές επιπτώσεις αυτών των ζημιών συχνά κρίνονται ως μη αποδεκτές. Πιο συγκεκριμένα οι κρηπιδότοιχοι βαρύτητας όπως αυτός που ερευνάται στην παρούσα εργασία

έχουν ιδιαίτερη σημασία καθώς εκτός από τη χρήση τους για την πρόσδεση σκαφών για την φορτοεκφόρτωση εμπορευμάτων και αποβίβαση ή επιβίβαση επιβατών, είναι σημαντικοί για την σωστή λειτουργία ενός λιμένα καθώς διασυνδέονται με πολλά στοιχεία υποδομής, όπως αγωγούς και γερανογέφυρες εμπορευματοκιβωτίων. Οι οικονομικές επιπτώσεις από ζημιές που προκαλούνται σε κρηπιδότοιχους προκύπτουν από την διακοπή στην εμπορική δραστηριότητα κατά την διάρκεια των επιδιορθώσεων καθώς και από το κόστος αυτών.

Στο παρελθόν λιμενικοί κρηπιδότοιχοι βαρύτητας έχουν επανειλημμένως υποστεί σημαντικές μετατοπίσεις και στροφές ακόμη και όταν υπόκεινται σε μέτριας έντασης σεισμικές δράσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα λιμανιού που υπέστη σημαντικές καταστροφές σε σεισμό είναι αυτό του λιμανιού Kobe στην Ιαπωνία. Κατά τη διάρκεια του καταστροφικού σεισμού Great Hanshin το 1995 στην Ιαπωνία, 120 από τις 150 αποβάθρες του λιμανιού του Kobe υπέστησαν μεγάλες καταστροφές και το λιμάνι τέθηκε εκτός λειτουργίας. Οι οικονομικές επιπτώσεις που αυτή η καταστροφή προκάλεσε ανέρχονται σε δισεκατομμύρια καθώς το λιμάνι αυτό ήταν υπεύθυνο για το 12% των εξαγωγών της Ιαπωνίας. Ο σεισμός ήταν μεγέθους $M_w = 7.2$ στην κλίμακα Ρίχτερ με επίκεντρο σε βάθος 14 χιλιομέτρων από το βορειότερο άκρο του *Awaji Island*. Οι κύριες βλάβες που προκλήθηκαν από τον σεισμό στους κρηπιδότοιχους του λιμανιού αφορούσαν μετατοπίσεις οι οποίες έφτασαν μέχρι και τα 5 m με μια εξωτερική στροφή πάνω από 5° . Στο σχήμα 1.1 φαίνεται μια γενική εικόνα της πόλης του Kobe, όπου μπορεί κανείς να δει το ρήγμα καθώς και τους επιταχυνσιογράφους οι οποίοι κατέγραψαν την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA).



Σχήμα 1.2 Χάρτης του Kobe όπου φαίνεται το επίκεντρο του σεισμού, η περιοχή που υπέστη τις σημαντικότερες καταστροφές καθώς και οι σταθμοί επιταχυνσιογράφων όπου φαίνονται οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις (PGA). (Dakoulas & Gazetas, 2008)

Στην πλειοψηφία τους οι κρηπιδότοιχοι στο Kobe ήταν κιβωτοειδούς μορφής και τοποθετημένοι πάνω σε στρώμα από χαλίκια το οποίο αντικατέστησε πλήρως τα μαλακά

στρώματα αργίλου κάτω από τον κρηπιδότοιχο με σκοπό να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητα αυτού και να μειωθούν οι καθιζήσεις.

Οι σημαντικότερες βλάβες παρατηρήθηκαν στους κρηπιδότοιχους των τεχνητών νήσων *Port Island* και *Rokko Island*, καθώς βρίσκονταν παράλληλα στην ακτογραμμή και στο ρήγμα και υποβλήθηκαν στις πιο ισχυρές επιταχύνσεις. Παράλληλα οι κρηπιδότοιχοι σε αυτά τα δύο νησιά είχαν σχεδιαστεί για μικρό σεισμικό συντελεστή, έως και 0,15g. Αντίθετα ο κιβωτιοειδής κρηπιδότοιχος της κεντρικής προβλήτας στην *Maya Futo*, ο οποίος σχεδιάστηκε συντηρητικά και με σεισμικό συντελεστή 0,25g δεν υπέστη σοβαρές βλάβες. Επιπλέον αξίζει να σημειωθεί ότι παρά τις μεγάλες μετατοπίσεις που υπέστησαν οι κιβωτιοειδείς κρηπιδότοιχοι, κανείς δεν ανατράπηκε.

Για την κατανόηση των βλαβών που παρατηρήθηκαν στις δύο νήσους (*Port* και *Rokko*), χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί μια τυπική κιβωτιοειδής διατομή κρηπιδότοιχου στο *Rokko Island*, όπου έλαβε χώρα ρευστοποίηση τόσο στο έδαφος θεμελίωσης όσο και πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Η τοποθεσία του κρηπιδότοιχου φαίνεται στο σχήμα 1.2 (διπλό βέλος). Εξαιτίας του σεισμού η κορυφή του κρηπιδότοιχου μετατοπίστηκε περίπου 4m προς την πλευρά της θάλασσας ξεπερνώντας μάλιστα τα 5m σε ορισμένες περιπτώσεις. Η καθίζηση του κρηπιδότοιχου ήταν περίπου 1-2m ενώ παρατηρήθηκε και στροφή του περίπου 4° εξωτερικά. Αξίζει να σημειωθεί ότι παρά τις μεγάλες μετακινήσεις ο κρηπιδότοιχος δεν ανατράπηκε. Επίσης δεν παρατηρήθηκε ρευστοποίηση, ούτε στο έδαφος πίσω από τον τοίχο σε μια ζώνη 30 m περίπου, ούτε στην βάση του κρηπιδότοιχου. Ωστόσο υπάρχουν σημαντικές ενδείξεις ότι υπήρξε ρευστοποίηση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο.

Γενικά μετά από ενδελεχή έρευνα, η σεισμική συμπεριφορά κιβωτιοειδών κρηπιδότοιχων κρίνεται ως περίπλοκο φαινόμενο. Βασιζόμενοι σε προϋπάρχουσες μελέτες μπορούν να σημειωθούν τα εξής για το σεισμό του Kobe:

- Οι μετακινήσεις των κρηπιδότοιχων μπορούν να αποδοθούν στις σημαντικές πλευρικές πιέσεις της επίχωσης και την αδράνεια του τοίχου καθώς και στην ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους έδρασης επιτρέποντας έτσι στον κρηπιδότοιχο να μετακινείται και να στρέφεται.
- Ρευστοποίηση εμφανίστηκε μακριά από τον τοίχο. Επιπλέον στο έδαφος έδρασης αναπτύχθηκε σημαντική πίεση των πόρων διευκολύνοντας την πλευρική μεταφορά και στροφή του τοιχώματος.
- Τον μεγαλύτερο ρόλο από τις κύριες δυνάμεις έπαιξε η αδράνεια του τοιχώματος.
- Η μετακίνηση του τοιχώματος με φορά προς την θάλασσα, σταμάτησε στο τέλος της διέγερσης.

Στο Σχήμα 1.2 φαίνονται μέρη του λιμανιού του Kobe αμέσως μετά το σεισμό. Η παραπάνω ανάλυση της πλέον χαρακτηριστικής καταστροφής σε λιμάνι που μπορεί να προκαλέσει ένας

σεισμός φανερώνει τη σημασία των κρηπιδοτοίχων στην λειτουργία των λιμανιών και την ανάγκη για τον επαρκή σεισμικό σχεδιασμό τους.



Σχήμα 1.3 Μέρη του λιμανιού του Κοβε αμέσως μετά τον σεισμό του 1995

1.2 Ερευνητικά Ερωτήματα

Τα κύρια ερωτήματα που ερευνώνται στην παρούσα διπλωματική εργασία αφορούν όλα την κεντρική αποβάθρα του λιμανιού του βόλου και κατατάσσονται στις εξής τρεις κατηγορίες:

Πως συμπεριφέρεται η αποβάθρα σε διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις; Για την απάντηση στο ερώτημα αυτό χρησιμοποιούνται αριθμητικές προσομοιώσεις της σεισμικής συμπεριφοράς με ιστορικά δεδομένα από 5 σεισμούς.

Ποια είναι η επίδραση της σχετικής πυκνότητας του εδάφους στην απόκριση της αποβάθρας σε συγκεκριμένη σεισμική διέγερση;

Ποια είναι η επίδραση του μεγέθους της επιτάχυνσης του εδάφους στην σεισμική συμπεριφορά του κρηπιδοτοίχου;

1.3 Σκοπός της Εργασίας

Κύριος σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κεντρικής αποβάθρας του λιμανιού του Βόλου. Σε αυτήν συμπεριλαμβάνονται η εκτίμηση της αναμενόμενης μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης προς τη θάλασσα, η καθίζηση καθώς και η περιστροφή του τοίχου. Τέλος η παραπάνω εκτίμηση γίνεται λαμβάνοντας υπόψη την πιθανή ανάπτυξη υπερπίεσης του νερού των πόρων στα μη συνεκτικά υλικά θεμελίωσης και επιχωμάτωσης κατά την κυκλική φόρτιση.

1.4 Διάρθρωση της Εργασίας

Αρχικά παρουσιάζεται μια αναλυτική περιγραφή των μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν για την ικανοποίηση των αναγκών του προβλήματος. Στη συνέχεια στο κεφάλαιο 3 αφού γίνει μια σύντομη εισαγωγή στο λιμάνι του Βόλου και τον κεντρικό του προβλήτα, παρουσιάζεται η αναλυτική περιγραφή του προβλήματος και τα αποτελέσματα της ανάλυσης για κάθε μια από τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις που εξετάζονται. Ταυτόχρονα ελέγχεται όπου απαιτείται το μέγεθος της βλάβης που παρατηρείται στον προβλήτα. Τέλος και μετά την εξαγωγή όλων των αποτελεσμάτων, αυτά αναλύονται και παρουσιάζονται τα απαραίτητα συμπεράσματα τα οποία ακολουθούνται από προτάσεις για μελλοντικές έρευνες.

2 Μεθοδολογία

Για την μελέτη της σεισμικής απόκρισης του κρηπιδοτοίχου, πραγματοποιήθηκε μια σειρά αριθμητικών αναλύσεων με χρήση του προγράμματος FLAC (Itasca Inc, 1998). Το FLAC είναι ένα πρόγραμμα το οποίο εφαρμόζεται για την επίλυση δισδιάστατων προβλημάτων με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων διαφορών. Στο παρόν κεφάλαιο αναλύεται αρχικά η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών πάνω στην οποία βασίζεται η ανάλυση και στη συνέχεια το προσομοίωμα των Finn-Byrne στο οποίο βασίζεται το καταστατικό προσομοίωμα για την ανακυκλική συμπεριφορά κοκκωδών εδαφών όπως αυτό περιγράφεται στο εγχειρίδιο χρήσης του Flac.

2.1 Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών

Η μέθοδος πεπερασμένων διαφορών αποτελεί ίσως την πιο παλιά αριθμητική τεχνική για την επίλυση ομάδων διαφορικών εξισώσεων με δεδομένες αρχικές τιμές και συνοριακές συνθήκες. Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο, η διακριτοποίηση έγκειται στην αντικατάσταση των παραγώγων που διέπει ένα φυσικό πρόβλημα με τον μέσο ρυθμό μεταβολής της άγνωστης συνάρτησης σε ένα μικρό αλλά πεπερασμένου μεγέθους βήμα των μεταβλητών. Το υλικό προσομοιώνεται με ζώνες (ή στοιχεία) που μορφώνουν έναν κάνναβο, ο οποίος έχει καθοριστεί από τον χρήστη για να ταιριάζει με την γεωμετρία του προβλήματος. Πιο συγκεκριμένα, οι πρόσθετες μετατοπίσεις προστίθενται στις συντεταγμένες έτσι ώστε ο κάνναβος να μετακινείται και να παραμορφώνεται μαζί με το υλικό που αντιπροσωπεύει. Αυτή η μέθοδος ονομάζεται Langrange σε αντίθεση με την Eulerian στην οποία το εδαφικό υλικό κινείται και παραμορφώνεται σε έναν σταθερό κάνναβο.

Μέσω της εξίσωσης κίνησης υπολογίζονται σε κάθε βήμα αρχικά οι ταχύτητες των κόμβων του δικτύου από τις τάσεις και δυνάμεις του προηγούμενου βήματος. Από αυτές προκύπτουν οι ρυθμοί των παραμορφώσεων σε κάθε κόμβο και από αυτούς οι νέες τάσεις στις ζώνες του δικτύου βάσει της καταστατικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων που καθορίζονται από τον χρήστη. Από τις τάσεις στις ζώνες (στις οποίες περιλαμβάνονται και οι τάσεις του προηγούμενου βήματος) προκύπτουν οι ισοδύναμες δυνάμεις στους κόμβους του δικτύου, που οφείλονται στην εντατική κατάσταση του μέσου. Η επαλληλία αυτών με τη δύναμη λόγω αποσβέσεως αλλά και τις εξωτερικές δυνάμεις δίνει τη μη ισορροπημένη δύναμη ΣF σε κάθε κόμβο. Η δύναμη αυτή θα πρέπει σύμφωνα με την διαφορική εξίσωση κίνησης να είναι ίση με την αδρανειακή δύναμη. Έτσι διαιρώντας με την ισοδύναμη μάζα m κάθε κόμβου και πολλαπλασιάζοντας το πηλίκο επί κάποιο μικρό χρονικό βήμα Δt , προκύπτει η προσαύξηση της ταχύτητας κάθε κόμβου σύμφωνα με τη σχέση:

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \Sigma F_i^{(t)} * \frac{\Delta t}{m} \quad (2.1)$$

Για την αντιμετώπιση προβλημάτων που προκύπτουν στην χρήση απόσβεσης για δυναμικά προβλήματα, χρησιμοποιείται στο FLAC ένα είδος απόσβεσης (Local damping) στην οποία η

δύναμη απόσβεσης σε έναν κόμβο είναι ανάλογη προς το μέγεθος της δύναμης ισορροπίας. Με την χρήση της δύναμης απόσβεσης, η εξίσωση 2.1 παίρνει τη μορφή :

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - (F_d)_i \right\} * \frac{\Delta t}{m_n} \quad (2.2)$$

Όπου:

$$(F_d)_i = \alpha \left| \sum F_i^{(t)} \right| \operatorname{sgn} \left(\dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} \right) \quad (2.3)$$

F_d είναι η δύναμη απόσβεσης, α μια σταθερά η οποία παίρνει την τιμή 0,8 στο FLAC και m_n μια φανταστική κομβική μάζα.

Έχοντας υπολογίσει την νέα ταχύτητα του κόμβου η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για το επόμενο υπολογιστικό βήμα. Στην περίπτωση που το πρόβλημα επιλύεται δυναμικά (όπως και στην παρούσα διπλωματική εργασία), η μάζα και η σταθερά αποσβέσεως είναι αυτές που αντιστοιχούν στις πραγματικές παραμέτρους, ενώ τα χρονικά βήματα υπολογισμού Δt αντιστοιχούν σε πραγματικά χρονικά διαστήματα. Ειδικότερα στο FLAC, για καλύτερα αποτελέσματα η επίλυση διαχωρίζει την κάθε τετραπλευρική ζώνη του καννάβου σε τέσσερις τριγωνικές υποζώνες. Έτσι, σε δυναμικά προβλήματα το χρονικό βήμα υπολογισμού υπολογίζεται από το πρόγραμμα έτσι ώστε να είναι μικρότερο από το κρίσιμο για το οποίο ισχύει:

$$\Delta t = \frac{A}{C_p \Delta x_{\max}} \quad (2.4)$$

Όπου: A = το εμβαδόν της τριγωνικής υποζώνης κάθε ζώνης δικτύου

Δx_{\max} = η μεγαλύτερη διαγώνιος της και

C_p = η ταχύτητα διάδοσης των διαμηκών κυμάτων όπως αυτή υπολογίζεται από τις ελαστικές σταθερές του προβλήματος:

$$C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} \quad (2.5)$$

Το FLAC ως πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών προτιμάται σε σχέση με αρκετά άλλα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων (FEM) κυρίως για τους εξής λόγους :

- Αντιμετωπίζει την ανελαστικότητα στη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων με διάφορα ελαστο-πλαστικά μοντέλα (π.χ Mohr-Coulomb, FINN) και μάλιστα σχεδόν με τις ίδιες απαιτήσεις σε υπολογιστική ισχύ που προβλέπεται για το απλό ελαστικό μοντέλο. Αντίθετα, προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων απαιτούν σημαντικά περισσότερο χρόνο.

- Διαθέτει μια ενσωματωμένη γλώσσα την *FISH* που μοιάζει με την *FORTRAN*, και είναι προσαρμοσμένη στις δυνατότητες και τις απαιτήσεις του *FLAC*. Η *FISH* δίνει την δυνατότητα στον χρήστη να προσθέτει στα αρχεία εισόδου του διάφορες υπορουτίνες και κώδικες που μπορούν να μετατρέπουν ή να συμπληρώνουν καταστατικά προσομοιώματα ή να εισάγουν στην υπολογιστική διαδικασία νέες μεταβλητές και παραμέτρους.
- Δεν γίνεται μόρφωση και αποθήκευση μητρώων ακαμψίας οπότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί μεγάλος αριθμός στοιχείων κατά την προσομοίωση με μέτριες απαιτήσεις σε μνήμη, ενώ προβλήματα με μεγάλες μετατοπίσεις και παραμορφώσεις αντιμετωπίζονται επίσης χωρίς πρόσθετη υπολογιστική προσπάθεια.

Παρά τα πλεονεκτήματα όμως που διαθέτει το *FLAC*, υπάρχουν κάποιες απαιτήσεις που μπορεί να αυξήσουν την υπολογιστική ισχύ. Για παράδειγμα σε μια δυναμική ανάλυση η χρήση του συντελεστή αποσβέσεως, κάποια πολύπλοκα ελαστοπλαστικά καταστατικά προσομοιώματα και άλλες υπορουτίνες μπορούν να αυξήσουν τον συνολικό χρόνο επίλυσης. Παράλληλα τα υπολογιστικά βήματα πρέπει να είναι μικρά και συνεπώς πολλά σε αριθμό.

2.2 Δυναμική Ανάλυση

Για την δυναμική ανάλυση λήφθηκαν υπόψη 3 παράγοντες κατά την προετοιμασία του μοντέλου. Αυτοί είναι η δυναμική φόρτιση, οι συνοριακές συνθήκες και η μηχανική απόσβεση. Όσον αφορά τη δυναμική φόρτιση, οι σεισμικές διεγέρσεις εφαρμόζονται ως χρονοϊστορίες ταχύτητας στη βάση του μοντέλου (σε βάθος -37,5 μ) και εφαρμόζονται για στις 2 διευθύνσεις (x,y). Όσον αφορά τις συνοριακές συνθήκες, στα αριστερά και δεξιά όρια επιβάλλονται συνθήκες “ελεύθερου πεδίου”. Αυτό συμβαίνει καθώς οι συνοριακές συνθήκες στα πλάγια του μοντέλου θα πρέπει να αντιπροσωπεύουν την κίνηση ελεύθερου πεδίου που θα υπήρχε αν απουσίαζε η κατασκευή (προβλήτας). Τέλος όσον αφορά την μηχανική απόσβεση παρόλο που η χρήση της *RAYLEIGH* χρησιμοποιείται συνηθέστερα και οδηγεί σε καλύτερα αποτελέσματα, στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκε απόσβεση *LOCAL* κυρίως για επίτευξη καλύτερης υπολογιστικής ταχύτητας. Η τοπική απόσβεση (*Local damping*) έχει σχεδιαστεί κυρίως για την εξισορρόπηση στατικών προσομοιώσεων. Έχει παρόλα αυτά μερικά χαρακτηριστικά που την καθιστούν ικανή και για δυναμικές αναλύσεις. Λειτουργεί προσθέτοντας ή αφαιρώντας μάζα από ένα σημείο πλέγματος ή δομικό κόμβο σε ορισμένους χρόνους κατά τη διάρκεια ενός κύκλου ταλάντωσης. Υπάρχει όμως συνολική διατήρηση της μάζας, επειδή η προστιθέμενη ποσότητα είναι ίση με την ποσότητα που αφαιρείται. Η χρήση της αντί για *Rayleigh* επιλέγεται καθώς είναι πιο απλή από την *Rayleigh* επειδή δεν χρειάζεται να καθοριστεί η συχνότητα.

2.2.1 Μοντέλο Finn-Byrne

Σε αυτήν την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο των Finn και Byrne για το FLAC 2D με στόχο την πραγματοποίηση συζευγμένων υπολογισμών δυναμικής απόκρισης, ανάπτυξης υπερπίεσης νερού πόρων και ροής. Αυτό επιτρέπει αναλύσεις που περιλαμβάνουν χρονικά εξαρτημένες αλλαγές στην πίεση των πόρων που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση.

Η ρευστοποίηση ορίζεται ως η απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους κάτω από μονοτονική ή κυκλική φόρτιση. Η ανάπτυξη πίεσης των πόρων οφείλεται στην συστολικότητα ή διασταλτικότητα του σκελετού του εδάφους κατά την ανακυκλική ή μονοτονική φόρτιση. Ο παραπάνω μηχανισμός έχει περιγραφεί από τον Martin (1975).

Ένας απλός τύπος έχει προταθεί από τον Byrne (1991) ο οποίος και χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική. Ο τύπος που προτείνεται είναι εμπειρικός και σχετίζει την αύξηση της μείωσης του όγκου $\Delta \varepsilon_{ud}$, με την κυκλική διατμητική τάση γ , όπου :

$$\frac{\Delta \varepsilon_{ud}}{\gamma} = C_1 * \exp\left(-C_2 * \left(\frac{\varepsilon_{ud}}{\gamma}\right)\right) \quad (2.6)$$

Όπου C_1 και C_2 σταθερές για τις οποίες λαμβάνεται ότι ισχύει

$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \quad (2.7)$$

Επιπλέον χρησιμοποιείται και μια τρίτη παράμετρος C_3 η οποία ρυθμίζει το όριο της διατμητικής τάσης (την οριακή κατάσταση κάτω από την οποία δεν υπάρχει ογκομετρική παραμόρφωση).

Προκύπτει από τα παραπάνω ότι για την εφαρμογή του μοντέλου στο πρόγραμμα FLAC, θα πρέπει πέρα από τις συνήθεις παραμέτρους (τριβή, μέτρο δυσκαμψίας κλπ), να ορισθούν και οι τρεις παράμετροι C_1 , C_2 και C_3 .

Για την παράμετρο C_1 , ο Byrne (1991) επισημαίνει ότι μπορεί να προκύψει με χρήση της σχετικής πυκνότητας D_r από τον τύπο:

$$C_1 = 7600 * (D_r)^{-2,5} \quad (2.8)$$

Με χρήση και της εμπειρικής σχέσης μεταξύ σχετικής πυκνότητας D_r και των κανονικοποιημένων τιμών της δοκιμής πρότυπης διείδυσης $(N1)_{60}$:

$$D_r = 15 * (N1)^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

Τότε:

$$C_1 = 8,7 * (N1)^{-1,25} \quad (2.10)$$

Για την παράμετρο C_2 χρησιμοποιείται η σχέση :

$$C_2 = \frac{0,4}{c_1} \quad (2.11)$$

ενώ η παράμετρος C_3 ορίστηκε ως $C_3=0,0001$.

Στο μοντέλο Finn υπάρχει η λογική να γίνεται ανίχνευση της αναστροφής της παραμόρφωσης στην γενική περίπτωση. Στο άρθρο του Martin και των συνεργατών του (1975), καθώς και στα περισσότερα άρθρα πάνω σε αυτό το θέμα, η έννοια της αναστροφής των παραμορφώσεων είναι ξεκάθαρη, επειδή λαμβάνουν υπόψιν μονοδιάστατες μετρήσεις της παραμόρφωσης. Σε μια δισδιάστατη ανάλυση ωστόσο, υπάρχουν τουλάχιστον τρεις συνιστώσες του τανυστή των παραμορφώσεων. Εξαλείφοντας την ογκομετρική παραμόρφωση, έχουμε έναν δισδιάστατο «χώρο παραμορφώσεων». Στην γενική περίπτωση του σεισμού, όπου υπάρχει εκτός από την οριζόντια και η κάθετη συνιστώσα της διέγερσης, η τροχειά κάθε στοιχείου στον χώρο των παραμορφώσεων είναι περίπλοκη.

2.3 Κριτήρια Εκτίμησης Βλαβών

Η ομάδα εργασίας 34 της Διεθνούς Ένωσης Ναυτιλίας (Working Group 34 of the International Navigation Association-PIANC), έχει προτείνει μια σειρά τύπων αστοχιών και αντίστοιχων βαθμών για τυπικές λιμενικές κατασκευές. Στον πίνακα 2.1 παρατίθεται το αποδεκτό επίπεδο δομικών και λειτουργικών αστοχιών. Η δομική αστοχία σε αυτόν τον πίνακα αναφέρεται στην απαιτούμενη εργασία για την αποκατάσταση της πλήρους λειτουργικής ικανότητας της κατασκευής και συχνά αναφέρεται ως άμεση απώλεια εξαιτίας της δράσης του σεισμού. Η λειτουργική αστοχία αναφέρεται στην ποσότητα του χρόνου και το κόστος που θα δαπανηθεί για την αποκατάσταση της πλήρους ή μερικής λειτουργικότητας. Οικονομικές απώλειες που σχετίζονται με την μείωση της λειτουργικότητας αναφέρονται ως έμμεσες απώλειες.

Πίνακας 2.1 Επιτρεπόμενα επίπεδα αστοχιών σε σχεδιασμό με βάση την απόδοση *

Επίπεδο καταστροφής	Δομική	Λειτουργική
Βαθμίδα I: λειτουργική	Ελάχιστη ή καθόλου καταστροφή	Μικρή ή καθόλου απώλεια της λειτουργικότητας
Βαθμίδα II: Διορθώσιμη	Ελεγχόμενη καταστροφή**	Βραχυπρόθεσμη απώλεια λειτουργικότητας ***
Βαθμίδα III: Κοντά στην κατάρρευση	Εκτεταμένες καταστροφές	Μακροπρόθεσμη ή απόλυτη απώλεια λειτουργικότητας
Βαθμίδα IV: Κατάρρευση****	Ολική αστοχία της κατασκευής	Απόλυτη απώλεια λειτουργικότητας

* Προστασία της ανθρώπινης ζωής και περιουσίας και λειτουργία ως βάσης άμεσης ανάγκης για μεταφορά και προστασία από τη διάχυση επικίνδυνων υλικών είναι παράγοντες που πρέπει να ληφθούν επίσης υπόψη.

** Με περιορισμένη ανελαστική απόκριση και/ή μόνιμη παραμόρφωση

*** Κατασκευή εκτός λειτουργίας για μικρό χρονικό διάστημα για επιδιορθώσεις

* **** Χωρίς σημαντικές επιπτώσεις στα περίγυρα.

2.3.1 Παράμετροι για τον καθαρισμό των κριτηρίων αστοχίας σε προβλήματα

Οι προδιαγραφές των τύπων καταστροφών που παρέχει η PIANC, καθορίστηκαν με βάση τους τρόπους εξυπηρέτησης και δομικής βλάβης ενός λιμένα, όπως η ασφαλής πρόσδεση, η ασφαλής λειτουργία των τροχοφόρων οχημάτων και ο χειρισμός του φορτίου, καθώς και το επίπεδο της δομικής βλάβης με τη μορφή μετατοπίσεων και κλίσεων.

2.3.2 Κριτήρια εκτίμησης βλαβών κατά PIANC

Με βάση τα παραπάνω τα κριτήρια αστοχίας για τον προβλήτα καθορίζονται στον πίνακα 2.2. Τα κριτήρια που παρουσιάζονται στον πίνακα 2.2 αποτελούν της ελάχιστες απαιτήσεις.

Επίπεδο καταστροφής		Βαθμίδα I	Βαθμίδα II	Βαθμίδα III	Βαθμίδα IV
Τοίχος βάρυτητας	Κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση	$\leq 1,5\%$	1,5-5%	5-10%	>10%
	Παραμένουσα κλίση	$\leq 3^\circ$	3-5°	5-8°	>8°
Επιφανειακό στρώμα (apron)	Διαφορική καθίζηση στην ποδιά	$\leq 0,1 \text{ m}$	-	-	-
	Διαφορική καθίζηση στην περιοχή μεταξύ ποδιάς και μη-ποδιάς	$\leq 0,7 \text{ m}$	-	-	-
	Παραμένουσα κλίση	$\leq 3^\circ$	-	-	-

Πίνακας 2.2 Κριτήρια καταστροφών για προβλήτα βάρυτητας

Παρατηρείται ότι στον πίνακα 2.2 ως καθοριστικοί παράγοντες για τον καθορισμό του βαθμού καταστροφής, χρησιμοποιούνται η κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση και η παραμένουσα κλίση. Η κανονικοποιημένη παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση υπολογίζεται ως :

$$NRHD = \frac{d}{H}$$

Όπου: d: η παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου

H: το ύψος του τοίχου.

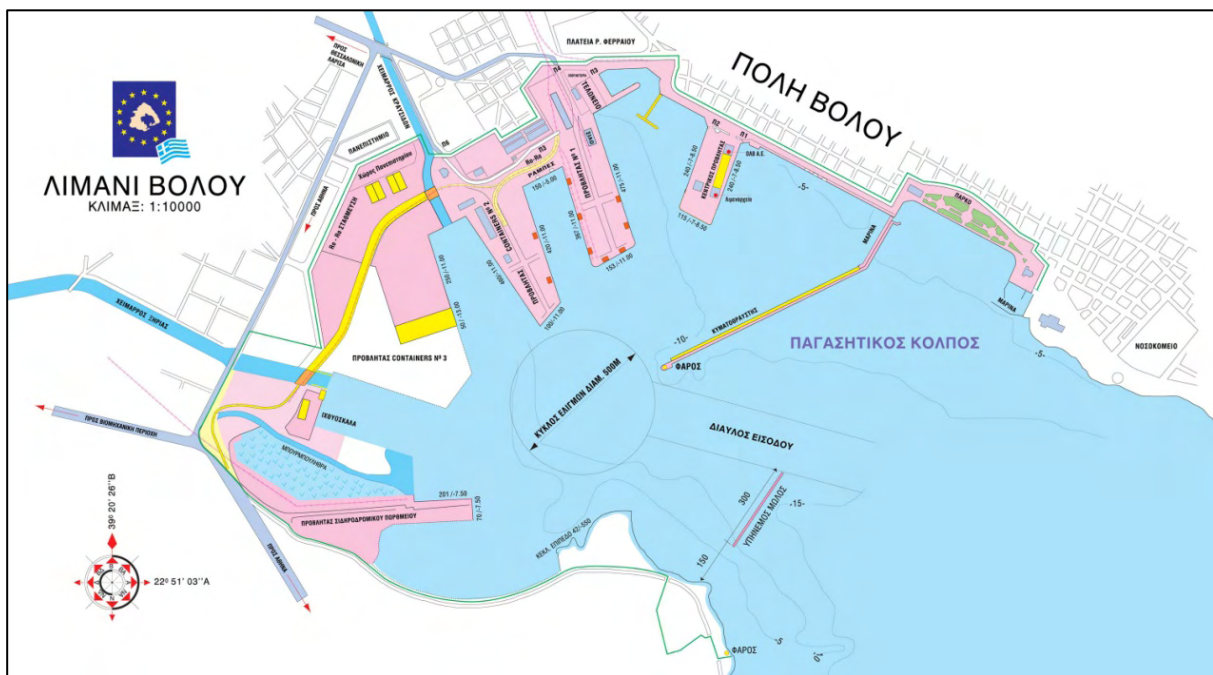
Για την παρούσα διπλωματική η μεταβλητή d είναι η οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α(σχήμα 3) ενώ για το ύψος H ισχύει H=14,3 m.

3 Αριθμητική Ανάλυση

3.1 Το Λιμάνι του Βόλου

3.1.1 Γενικά για το Λιμάνι

Από το 1988 μέχρι και σήμερα ο λιμένας Βόλου διατηρεί την τρίτη θέση μεταξύ των Ελληνικών λιμένων στη διακίνηση εμπορευμάτων. Το σχέδιο του λιμανιού όπως οριστικοποιήθηκε το 1983 και ισχύει μέχρι σήμερα περιλαμβάνει τον κεντρικό προβλήτα, τον προβλήτα II, μεγάλο τριγωνικό προβλήτα για εμπορευματοκιβώτια και γενικό εμπόριο, την μεταφορά της ιχθυόσκαλας μετά τον προβλήτα III, προβλήτα IV για σιδηρομεταλλεύματα και κατασκευή σιδηροδρομικού πορθμείου.



Σχήμα 3.1 Κάτοψη του λιμανιού του Βόλου



Σχήμα 3.2 Δορυφορική άποψη του λιμανιού του Βόλου

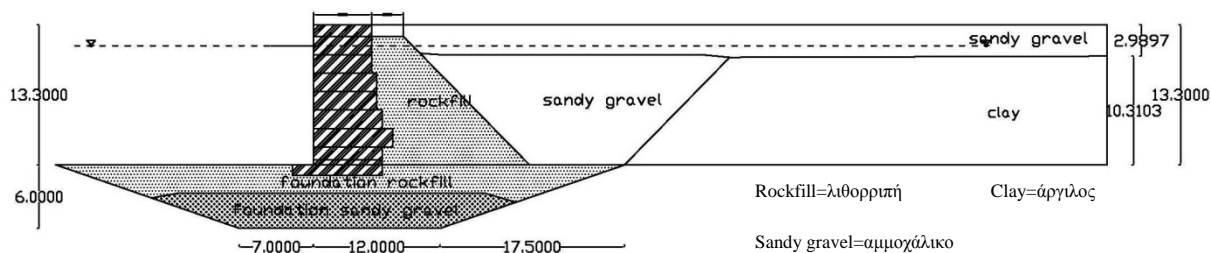
3.1.2 Κεντρικός Προβλήτας

Ο κεντρικός προβλήτας του λιμένα του Βόλου ο οποίος μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία έχει διαστάσεις 475 x 173m και χρησιμοποιείται αποκλειστικά για την προσάραξη επιβατηγών-οχηματαγωγών πλοίων και κρουαζιερόπλοιων. Σε αυτόν στεγάζεται επίσης το κτίριο των λιμενικών αρχών (Λιμεναρχείο) καθώς και χώρος αναμονής για τους επιβάτες και χώρος στάθμευσης των οχημάτων (Σχήμα 3.3). Στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζεται μια τυπική διατομή του προβλήτα, των υλικών θεμελίωσης και επιχωμάτωσης.



Σχήμα 3.3 Κεντρικός κρηπιδότοιχος στο λιμένα του Βόλου Μαγνησίας

Ο κρηπιδότοιχος βαρύτητας του κεντρικού προβλήτα αποτελείται από 9 κιβώτιο-κατασκευές (caissons) συνολικού ύψους 14,3 m που εδράζονται σε ένα στρώμα θεμελίωσης πάχους 6 m αποτελούμενο από λιθορριπή εξυγίανσης και αμμοχάλικου εξυγίανσης. Το στρώμα θεμελίωσης έχει τοποθετηθεί μετά την εκσκαφή του αρχικού στρώματος αργίλου. Πίσω από τον τοίχο έχει τοποθετηθεί λιθορριπή με κλίση 1:1. Η τεχνητή επίχωση κοντά στον κρηπιδότοιχο έχει πάχος 13,3 m και αποτελείται από αμμοχάλικο περιέχοντας σε σημεία και κροκάλες και στρώματα αργιλοϊλύος. Σε κάποια απόσταση από τον προβλήτα η επίχωση με αμμοχάλικο έχει πάχος μόνο 3 m και στηρίζεται από ένα στρώμα αργίλου πάχους 10,30 m (Σχήμα 3.4).



Σχήμα 3.4 Τυπική διατομή κιβώτιο-κατασκευής του κρηπιδότοιχου του κεντρικού προβλήτα του λιμένα Βόλου.

3.2 Αριθμητικό Προσομοίωμα

Η αριθμητική ανάλυση πραγματοποιείται με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών κάνοντας χρήση του προγράμματος FLAC. Η διακριτοποίηση της γεωμετρίας και οι ζώνες των υλικών δίδονται στο Σχήμα 3.5. Ο κάρναβος του προσομοιώματος έχει μήκος 170 m και ύψος 39.3 m.

Ο κρηπιδότοιχος αποτελείται από 9 κιβώτια σκυροδέματος τα οποία είναι σε επαφή μεταξύ τους και με το έδαφος έδρασης ή αντιστήριξης με κατάλληλες διεπιφάνειες οι οποίες προσομοιώνουν την τριβή και την δυνατότητα διάνοιξης κενού κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Τα κοκκώδη εδάφη θεμελίωσης και αντιστήριξης προσομοιώνονται με το τροποποιημένο ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα των Finn-Byrne, το οποίο περιγράφηκε παραπάνω. Οι ζώνες μη ρευστοποιήσιμων υλικών προσομοιώνονται προσεγγιστικά με το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση του πλάτους της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης στην απομείωση της μέτρου διάτμησης G και στην αύξηση του λόγου υστερητικής απόσβεσης ξ μέσω ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης, με χρήση κατάλληλου υστερητικού μοντέλου ανακυκλικής συμπεριφοράς ενσωματωμένου στον κώδικα FLAC. Στον πίνακα 3.1 παρατίθενται οι ιδιότητες των υλικών στις διάφορες ζώνες όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 3.5. Για τα αμμοχάλικα και τη λιθορριπή τα χαρακτηριστικά ακαμψίας και δύναμης εξαρτώνται από τη σχετική πυκνότητα η οποία εκτιμάται από τον διορθωμένο αριθμό N_{160} της πρότυπης διείδυσης και διάμετρο κόκκων. Στον Πίνακα 3.2 δίδονται οι ιδιότητες των διεπιφανειών μεταξύ σκυροδέματος και εδάφους ή σκυροδέματος και σκυροδέματος.

Πίνακας 3.1 Ιδιότητες υλικών.

Σημείωση: Ο αστερίσκος (*) υποδηλώνει ότι το μέτρο ελαστικότητας ή η γωνία διατμητικής αντοχής υπολογίζονται από το καταστατικό προσομοίωμα με βάση την σχετική πυκνότητα.

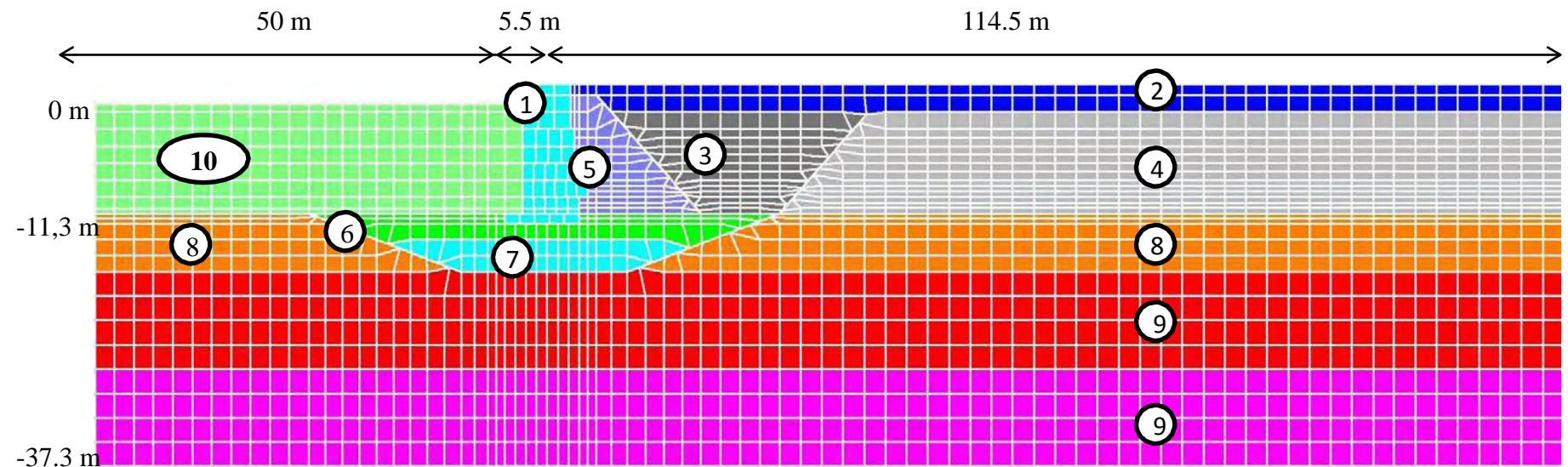
	Υλικό	Πυκνότητα ρ (kg/m ³)	Πορώδες n	Μέτρο Διόγκωσης B, (MPa)	Μέτρο Διάτμησης G, (MPa)	k (m/s)
1	Σκυρόδεμα	2400	0.01	20000	10000	10 ⁻⁸
2	Αμμοχάλικο	2100	0.375	*	*	4 10 ⁻⁶
3	Αμμοχάλικο	2100	0.375	*	*	4 10 ⁻⁶
4	Άργιλος	1850	0.375	990	30	10 ⁻⁸
5	Λιθορριπή	2100	0.375	*	*	4 10 ⁻⁵
6	Λιθορριπή	2100	0.375	*	*	4 10 ⁻⁵
7	Αμμοχάλικο	2100	0.375	*	*	1 10 ⁻⁵
8	Άργιλος	1850	0.375	990	30	10 ⁻⁸
9	Άργιλος	2100	0.375	4700	190	10 ⁻⁸
10	Νερό	1000	-	2000	0.020	-

	Υλικό	Dr (%)			Su (kPa)	Φ (μοίρες)
		A	B	Γ		
1	Σκυρόδεμα	-	-	-	-	
2	Αμμοχάλικο	47	40-70	47	-	*
3	Αμμοχάλικο	47	40-70	47	-	*
4	Άργιλος	-	-	-	20	0
5	Λιθορριπή	65	40-70	65	-	*
6	Λιθορριπή	65	40-70	65	-	*
7	Αμμοχάλικο	65	40-70	65	-	*
8	Άργιλος	-	-	-	20	0
9	Άργιλος	-	-	-	125	0
				-		

Πίνακας 3.2 Ιδιότητες διεπιφανειών

	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)	ϕ (μοίρες)
Κιβώτιο 1- Έδαφος	300	30	30
Κιβώτιο 2- Έδαφος	500	50	30
Κιβώτιο 3- Έδαφος	700	70	30
Κιβώτιο 4- Έδαφος	700	70	30
Κιβώτιο 5- Έδαφος	1000	100	30
Κιβώτιο 6- Έδαφος	1000	100	30
Κιβώτιο 7- Έδαφος	1200	120	30
Κιβώτιο 8- Έδαφος	1200	120	30
Κιβώτιο 9- Έδαφος	1200	120	30
Κρηπιδότοιχος-Έδαφος θεμελίωσης	1000	100	26
Διεπιφάνεια μεταξύ κιβωτίων	1000	100	26

1. Κρηπιδότοιχος
2. Αμμοχάλικο
3. Αμμοχάλικο
4. Άργιλος
5. Λιθορριπή αντιστήριξης
6. Λιθορριπή έδρασης
7. Αμμοχάλικο έδρασης
8. Άργιλος
9. Άργιλος
10. Νερό



Σχήμα 3.5 Διακριτοποίηση της γεωμετρίας και ζώνες διαφορετικών υλικών του λιμενικού κρηπιδοτοίχου στο Βόλο

3.3 Σεισμικές Διεγέρσεις

Η πόλη του Βόλου κατά τον προηγούμενο αιώνα υπέστη 12 ισχυρούς σεισμούς που κυμαίνονταν από 5,8 έως 7 στην κλίμακα Ρίχτερ. Ειδικότερα στο διάστημα 1955-1957 η πόλη δοκιμάστηκε από πολύ ισχυρούς και επάλληλους σεισμούς με επίκεντρα σε απόσταση από 11 έως 15 χιλιόμετρα (Λεχώνια, Βελεστίνο). Με βάση την μικροζωνική μελέτη του πολεοδομικού συγκροτήματος Βόλου-Ν. Ιωνίας (ΑΠΘ 2000), ο σεισμός σχεδιασμού, λόγω της υψηλής σεισμικότητας της περιοχής εκτιμήθηκε ότι έχει μέγεθος 6,5 και μέγιστη αναμενόμενη επιτάχυνση σε επιφανειακό βράχο 0,27g

Η εκτίμηση της επιτάχυνσης στη βάση του εδαφικού προφίλ σε κάθε θέση μελέτης γίνεται με τη τεχνική της αποσυνέλιξης της σεισμικής κίνησης σε συνθήκες βράχου. Με την αποσυνέλιξη αυτή η PGA στο βραχώδες υπόβαθρο που υπόκειται σε κάθε θέση μελέτης είναι της τάξης του 0.14g έως 0.17g, ανάλογα με το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμικού κραδασμού στην επιφάνεια.

Στην παρούσα μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδότοιχου του κεντρικού προβλήτα του λιμένος Βόλου χρησιμοποιούνται 3 σεισμικές διεγέρσεις:

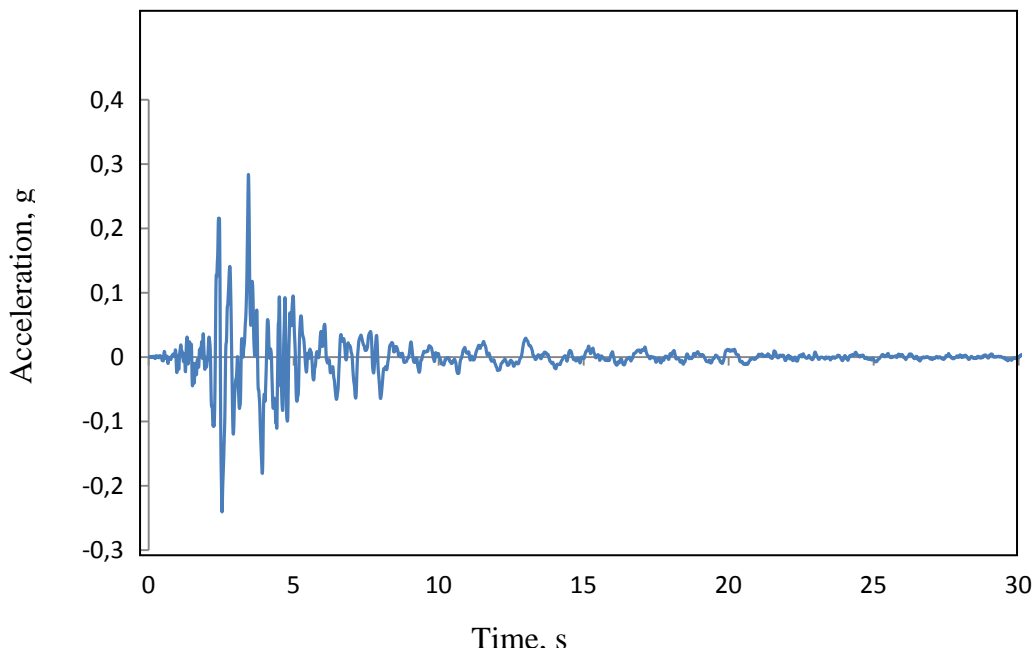
- **Καλαμάτα (1986):** Ο σεισμός αυτός πραγματοποιήθηκε στις 13 Σεπτεμβρίου 1986 στις 20:24 το απόγευμα. Ήταν ένας σεισμός μεγέθους 5,9 στην κλίμακα των Ρίχτερ με εστιακό βάθος 22 χιλιομέτρων που έπληξε την πόλη της Καλαμάτας στο νομό Μεσσηνίας της νότιας Πελοποννήσου στην Ελλάδα.
- **Kobe(1995):** Έλαβε χώρα στις 17 Ιανουαρίου 1995 στις 5:46 τοπική ώρα. 300.000 άνθρωποι έχασαν τα σπίτια τους. Ο σεισμός έγινε κατά μήκος της τομής του ρήγματος Nojima με το ρήγμα Suma, 16 χιλιόμετρα κάτω από το στενό Akashi, 20 χιλιόμετρα δυτικά της πόλης Κόμπε στην Ιαπωνία. Το κύριο κούνημα προηγήθηκε μια σειρά από προσεισμικές δονήσεις, που καταγράφηκαν μόνο από το σεισμόμετρο της Οσάκα, στη συνέχεια, για 14 με 20 δευτερόλεπτα η γη σείστηκε δίνοντας ένα σεισμό μεγέθους 7,2 Ρίχτερ. Πρόκειται για τον ισχυρότερο σεισμό στην Δυτική Ιαπωνία από το 1923.

- **Λευκάδα (2003):** Ο σεισμός συνέβη στις 14 Αυγούστου 2003 (8:15 τοπική ώρα) ανοιχτά της βορειοδυτικής ακτής της Λευκάδας στο Ιόνιο Πέλαγος της Δυτικής Ελλάδας. Είχε μέγεθος 6,3 και το επίκεντρο βρισκόταν σε βάθος 11 χιλιομέτρων. Ο σεισμός προκάλεσε σημαντικές ζημιές στη Λευκάδα και έγινε αισθητός και στα νησιά Κεφαλονιά, Ζάκυνθο, Ιθάκη και σε μεγάλη έκταση στην ηπειρωτική Ελλάδα.
- **Northridge (1994):** Ο σεισμός αυτός έπληξε την περιοχή της κοιλάδας του San Fernando της Νότιας Καλιφόρνιας στις 4:31 τοπική ώρα τη Δευτέρα 17 Ιανουαρίου 1994. Ήταν μεγέθους 6,7 και με εστιακό βάθος 19 χιλιομέτρων. Ο σεισμός ήταν 32 χιλιόμετρα δυτικά-βορειοδυτικά του Λος Άντζελες, κατά μήκος ενός ρήγματος που έπληξε το νότο. Ήταν αισθητός σε όλη τη Νότια Καλιφόρνια και μέχρι και μέρη στη Νεβάδα τη Γιούτα και το Μεξικό.
- **Friuli(1976):** Την Πέμπτη 6 Μαΐου 1976, στις 21:00 τοπική ώρα, σημειώθηκε σεισμός μεγέθους 6,5 και εστιακού βάθος 21 χιλιομέτρων στην περιοχή Friuli (βορειοανατολική Ιταλία). Το επίκεντρο του σεισμού ήταν 20 χιλιόμετρα βόρεια της πρωτεύουσας της Udine (πληθυσμός 100.000 κατοίκων), στην λοφώδη αγροτική περιοχή μεταξύ των μικρών πόλεων Buia, Gemona, κοντά στα σύνορα με την Αυστρία και τη Σλοβενία.

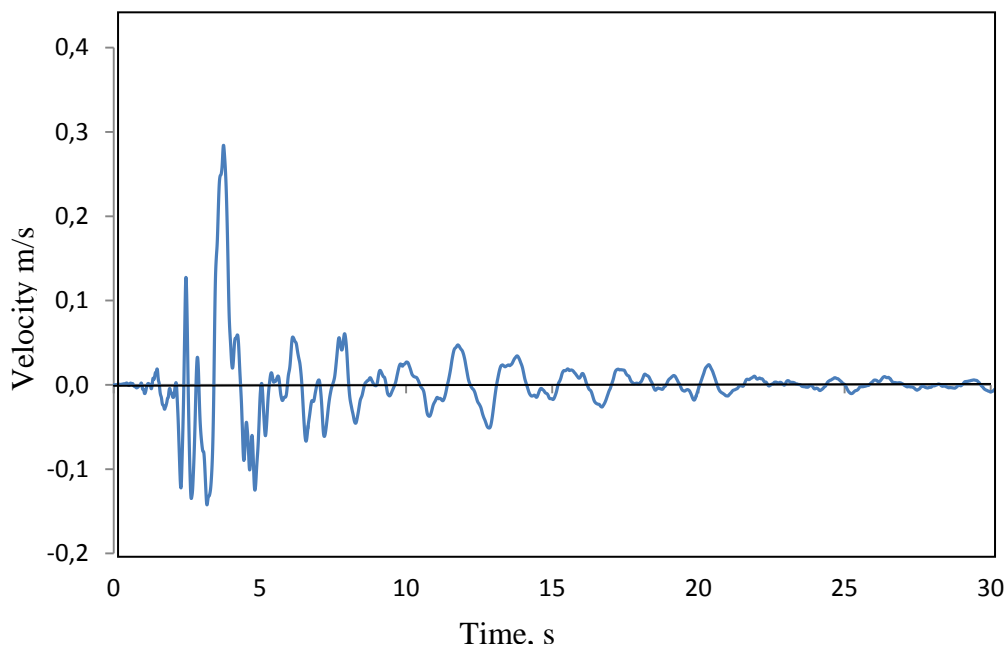
Οι πέντε διεγέρσεις επιβάλλονται υπό μορφή σεισμικής ταχύτητας σε βάθος -37.3 m. Οι διεγέρσεις βαθμονομήθηκαν έτσι ώστε η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης στο βάθος αυτό να είναι περίπου ίση προς 0.17g και το φάσμα τους να προσεγγίζει το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για βραχώδες έδαφος (κατηγορία Α). Η τιμή αυτή αντιστοιχεί με την μέγιστη επιτάχυνση που προκύπτει από την αποσυνέλιξη στο βραχώδες υπόβαθρο, όταν σε επιφανειακή εμφάνιση του βράχου η μέγιστη επιτάχυνση είναι $PGA = 0.27g$.

Στα σχήματα 3.6,3.7,3.8,3.9 και 3.10 δίδονται οι βαθμονομημένες σεισμικές καταγραφές των σεισμών Καλαμάτας (1986), Κόμπε (1995), Λευκάδας (2003), Ρινάλντι (1994) και Φριούλι (1976) για $PGA=0,17g$.

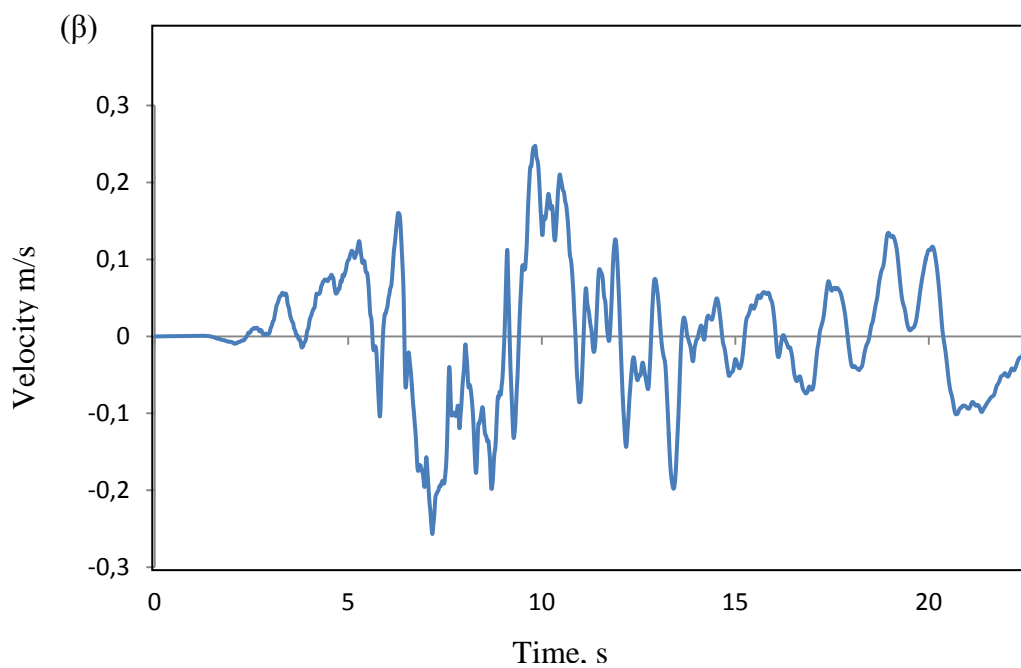
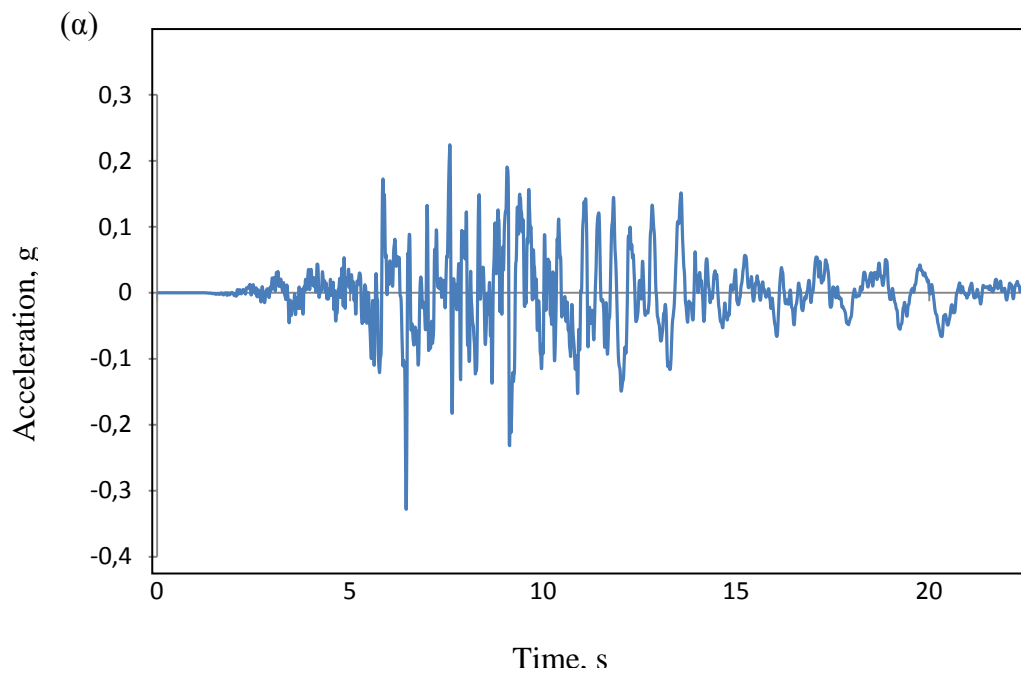
(α)



(β)

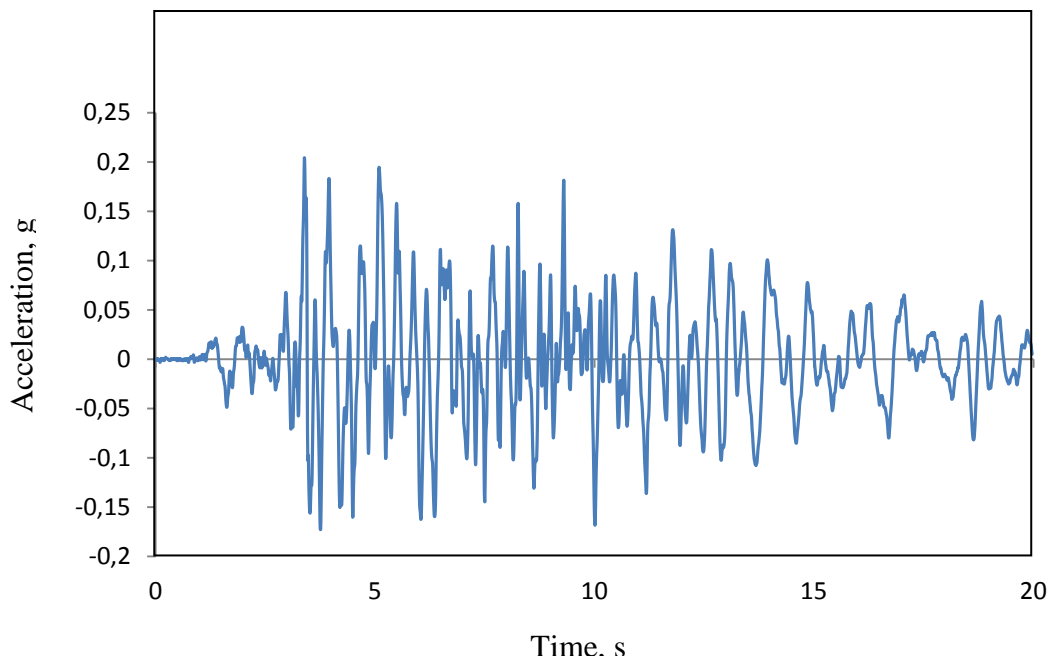


Σχήμα 3.6 Βαθμονομημένη σεισμική καταγραφή του σεισμού Καλαμάτας (1986), (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) χρονοϊστορία ταχύτητας.

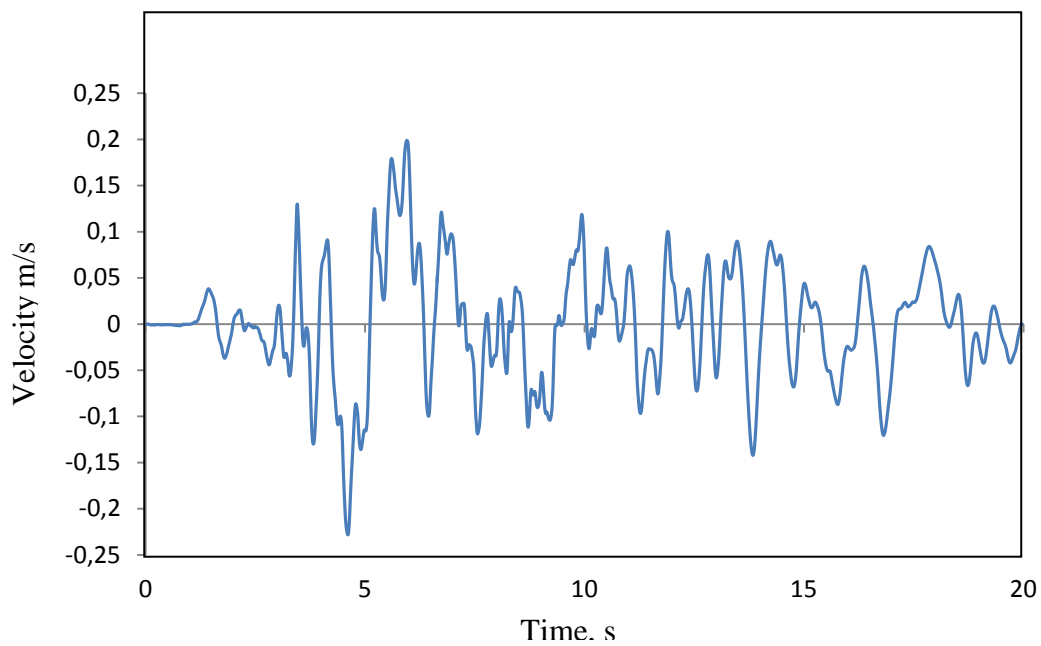


Σχήμα 3.7 Βαθμονομημένη σεισμική καταγραφή του σεισμού Kobe(1995), (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) χρονοϊστορία ταχύτητας.

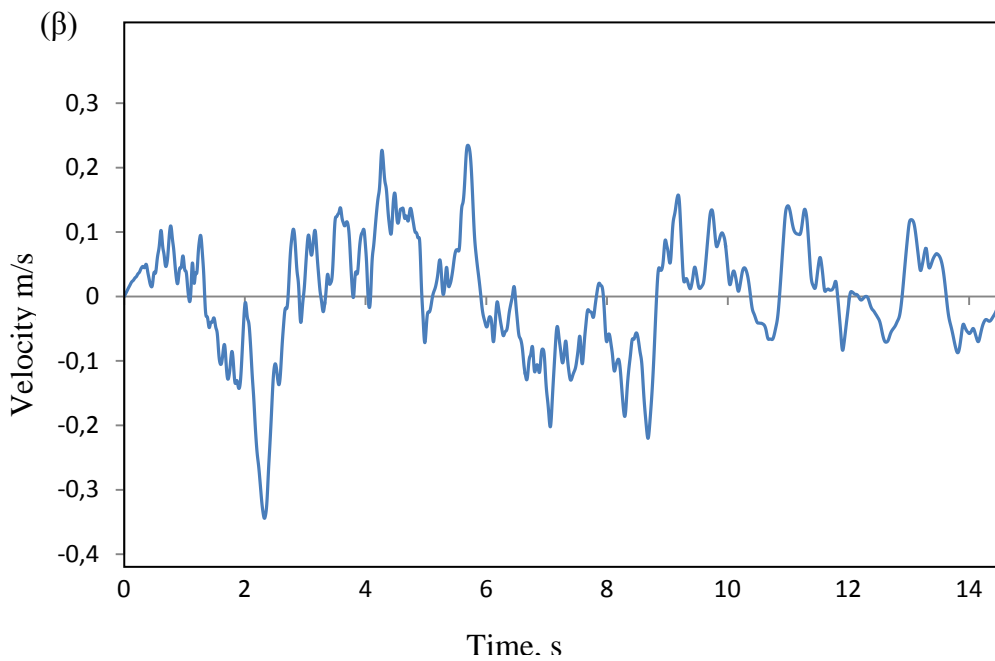
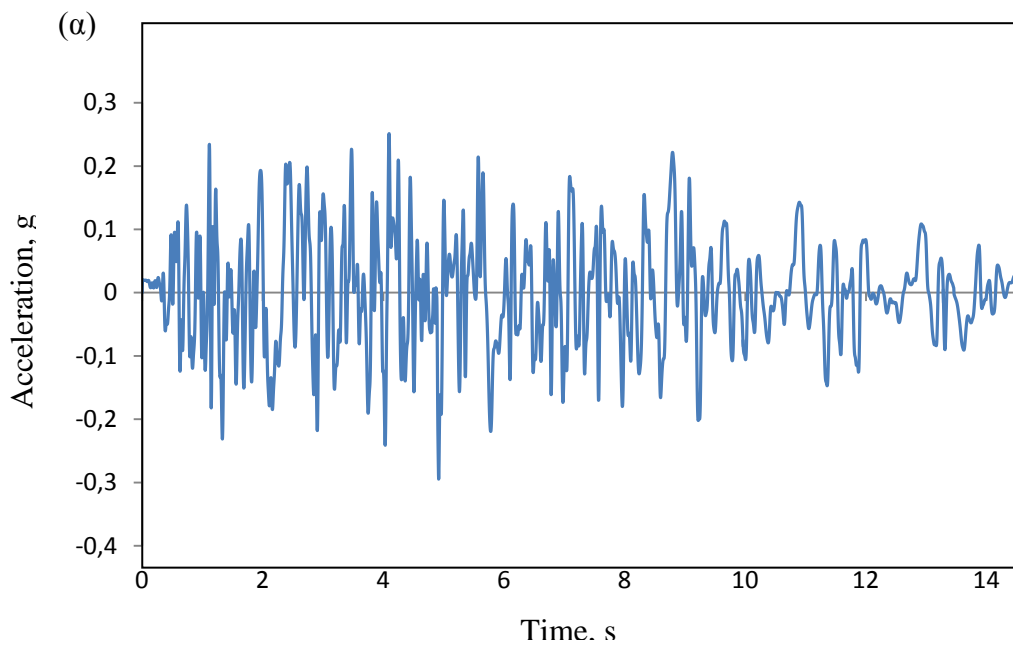
(α)



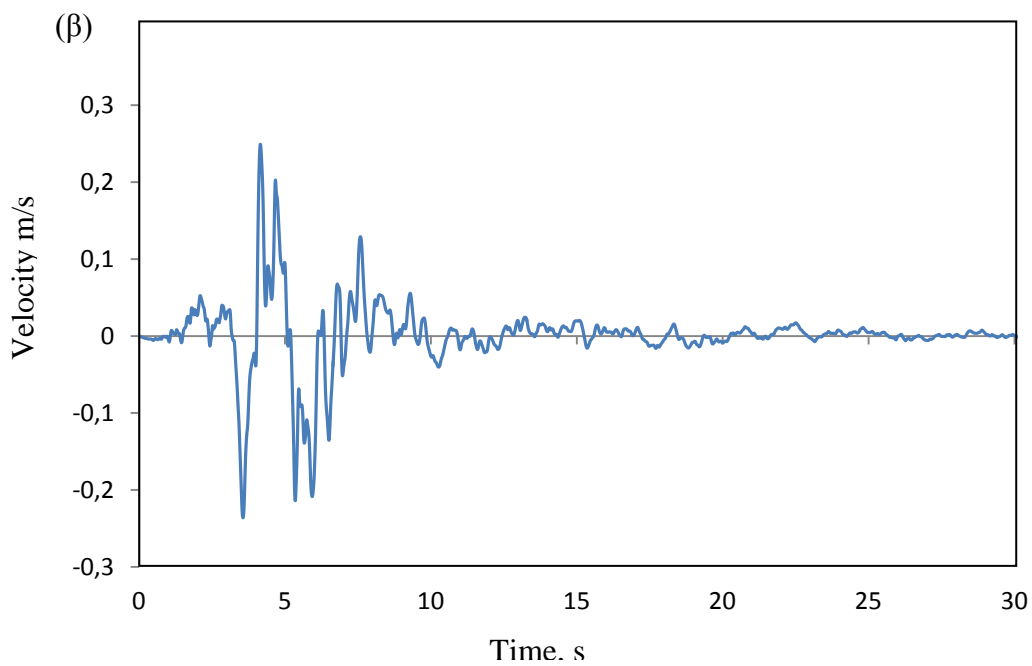
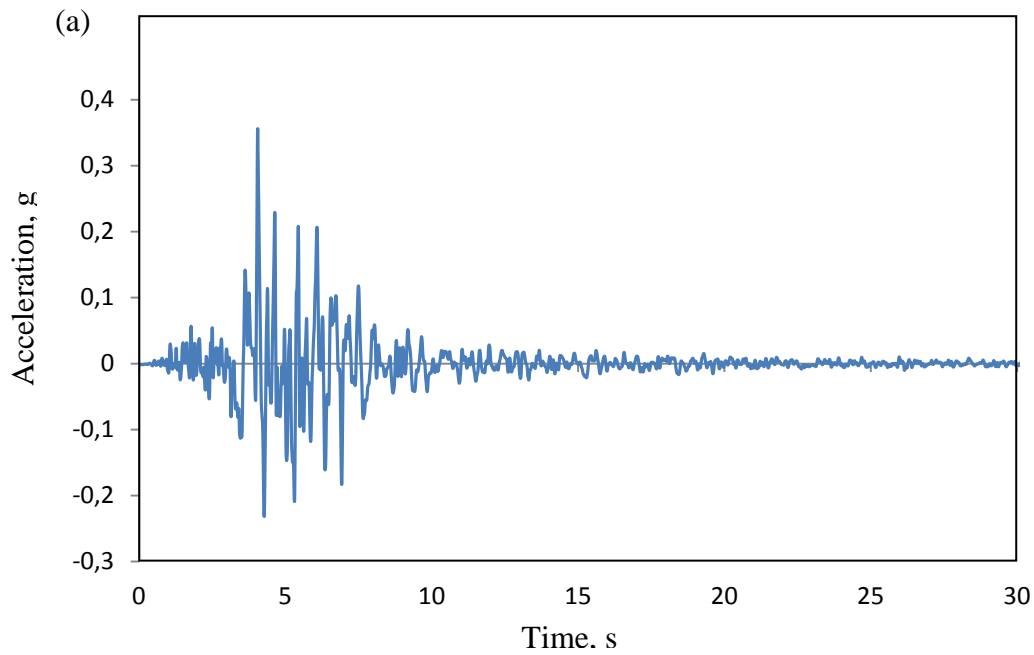
(β)



Σχήμα 3.8 Βαθμονομημένη σεισμική καταγραφή του σεισμού Λευκάδας (2003), (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) χρονοϊστορία ταχύτητας.

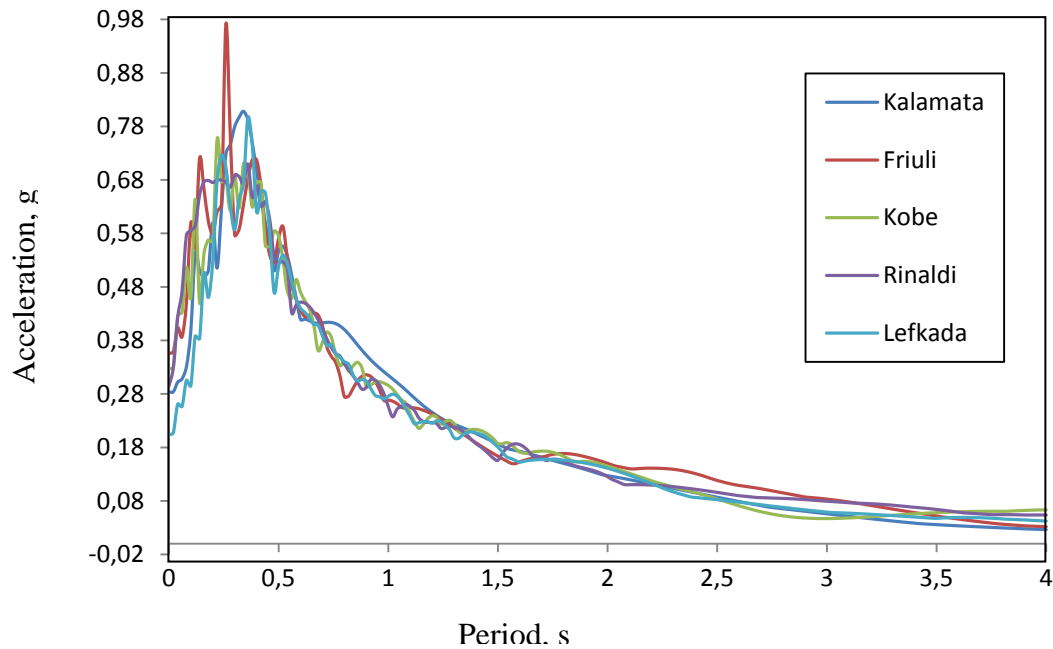


Σχήμα 3.9 Βαθμονομημένη σεισμική καταγραφή του σεισμού **Rinaldi (1994)**, (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) χρονοϊστορία ταχύτητας.



Σχήμα 3.10 Βαθμονομημένη σεισμική καταγραφή του σεισμού Friuli (1976), (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) χρονοϊστορία ταχύτητας.

Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται τα φάσματα επιτάχυνσης των παραπάνω 5 σεισμών τροποποιημένα ώστε να ταιριάζουν με το φάσμα σχεδίασης του Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 3.11 Φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης των πέντε βαθμονομημένων σεισμικών διεγέρσεων

3.4 Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης

Η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδότοιχου του κεντρικού προβλήτα πραγματοποιήθηκε για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις που αφορούν (α) την χρησιμοποιηθείσα σεισμική διέγερση, (β) την σχετική πυκνότητα στα εδάφη θεμελίωσης, επίχωσης και τη λιθορριπή και (γ) την ένταση της σεισμικής διέγερσης.

Στην πρώτη περίπτωση (ανάλυση για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις), χρησιμοποιήθηκαν 5 ιστορικά αρχεία επιτάχυνσης, όλα διορθωμένα και τροποποιημένα ώστε να ταιριάζουν με το φάσμα επιτάχυνσης του Ευρωκώδικα 8 για βράχο. Τα χρησιμοποιούμενα αρχεία είναι από τους σεισμούς της Καλαμάτας (1986), του Kobe (1995), της Λευκάδας (2003), του Northridge (Rinaldi 1994) και του Friuli (1976) που αναφέρθηκαν παραπάνω. Σε αυτούς η σχετική πυκνότητα στα υλικά θεμελίωσης και τη λιθορριπή (ζώνες 5,6,7 του σχήματος 3.5) λήφθηκε ίση με 65% , στα υλικά επίχωσης (ζώνες 2,3 σχήματος 3.5) ίση με 47% ενώ η επιτάχυνση του εδάφους ίση με 0,17g.

Στη δεύτερη περίπτωση (ανάλυση με μεταβολή της σχετικής πυκνότητας D_r), η σχετική πυκνότητα εδαφών θεμελίωσης και επίχωσης είναι η ίδια κάθε φορά ($D_{r1}=D_{r2}$) και η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για διάφορες τιμές της που κυμαίνονται μεταξύ 40%-70%. Η σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκε είναι αυτή της Λευκάδας (2003) με επιτάχυνση εδάφους 0,17 g.

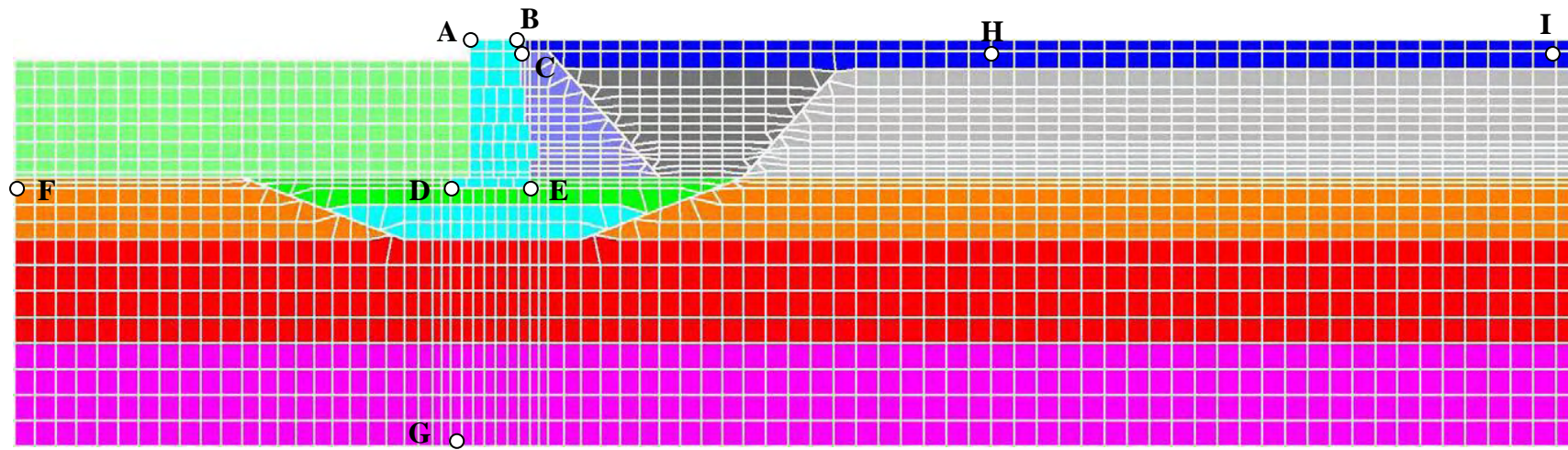
Τέλος, στην τρίτη περίπτωση (ανάλυση για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης), τα εδάφη έχουν σχετικές πυκνότητες ίδιες με αυτές τις πρώτης περίπτωσης ενώ πάλι ως σεισμική διέγερση χρησιμοποιείται της Λευκάδας (2003). Η ανάλυση σε αυτή την περίπτωση έγινε για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους η οποία πήρε διαδοχικά τις τιμές 0,1g , 0,2g , 0,3g και 0,4g.

Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 15 αναλύσεις οι οποίες παρουσιάζονται στον πίνακα 3.3 ταξινομημένες στις τρεις παραπάνω περιπτώσεις. Στα σχήματα 3.12 και 3.13 φαίνονται τα επιλεγμένα σημεία στα οποία έγιναν οι μετρήσεις μετατόπισεων και πίεσης του νερού των πόρων. Για λόγους καλύτερης παρουσίασης των αποτελεσμάτων, στην ανάλυση περιλήφθηκαν μόνο τα σημεία που θεωρήθηκαν ως τα πιο σημαντικά στην απόκριση του κρηπιδότοιχου. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης και καθίζησης των σημείων Α (άνω αριστερά σημεία του τοίχου στο οποίο ελέγχονται και τα κριτήρια εκτίμησης των βλαβών) και Η (τυχαίο σημείο του ελεύθερου πεδίου στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου). Παράλληλα παρουσιάζεται σε κάθε περίπτωση η κατανομή οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης καθώς και η στροφή του τοίχου και ο συντελεστής υπερπίεσης πόρων ru που αναλύεται παρακάτω. Οι μετατοπίσεις των υπόλοιπων σημείων παρατίθενται στο παράρτημα.

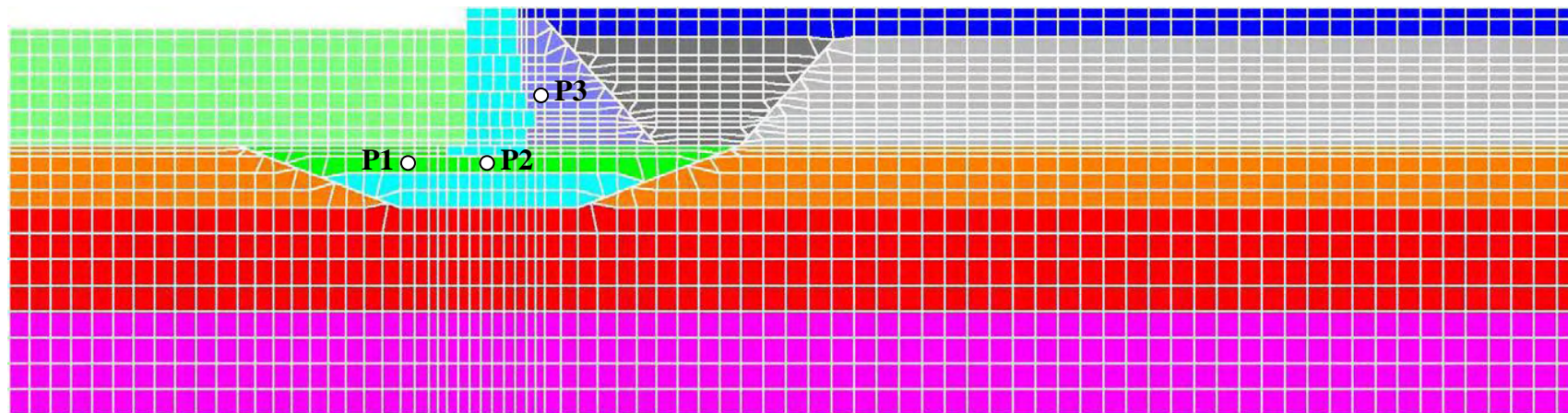
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα κυριότερα αποτελέσματα των σεισμικών αναλύσεων για τις ανωτέρω περιπτώσεις.

Πίνακας 3.3 Παραμετρική διερεύνηση του κρηπιδότοιχου

Παραδοχές Ανάλυσης		Σεισμική Διέγερση	Σχετική πυκνότητα λιθορριπής και θεμελίωσης	Σχετική πυκνότητα αμμοχάλικου επίχωσης	PGA (g) βραχώδες υπόβαθρο
Α	A1	Καλαμάτα	65%	47%	0,17 g
	A2	Kobe	65%	47%	0,17 g
	A3	Λευκάδα	65%	47%	0,17 g
	A4	Rinaldi	65%	47%	0,17 g
	A5	Friuli	65%	47%	0,17 g
Β	B1	Λευκάδα	40%	40%	0,17 g
	B2	Λευκάδα	45%	45%	0,17 g
	B3	Λευκάδα	50%	50%	0,17 g
	B4	Λευκάδα	55%	55%	0,17 g
	B5	Λευκάδα	60%	60%	0,17 g
	B6	Λευκάδα	70%	70%	0,17 g
Γ	Γ1	Λευκάδα	65%	47%	0,10 g
	Γ2	Λευκάδα	65%	47%	0,2 g
	Γ3	Λευκάδα	65%	47%	0,3 g
	Γ4	Λευκάδα	65%	47%	0,4 g



Σχήμα 3.12 Θέση των σημείων υπολογισμού χρονοϊστοριών επιτάχυνσης και μετατόπισης



Σχήμα 3.13 Θέση των σημείων υπολογισμού χρονοϊστοριών λόγω πίεσης πόρων

3.4.1 Περίπτωση Α (ανάλυση για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις)

3.4.1.1 Σεισμός Καλαμάτας

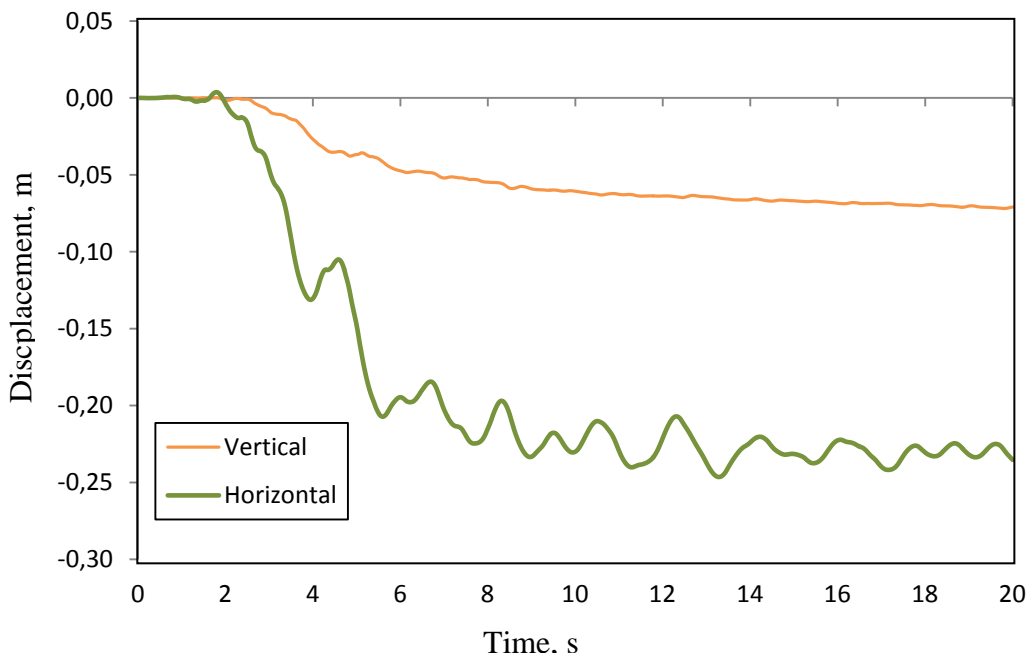
Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.14. Από το σχήμα φαίνεται ότι η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση είναι 0,25 m ενώ η κατακόρυφη μετατόπιση είναι 0,07 m.

Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.15. Για λόγους ευκρίνειας του σχήματος, η μάζα του νερού έχει αφαιρεθεί από το σχήμα (και όλα τα αντίστοιχα σχήματα κατωτέρω). Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 0,48 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,06 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.16.

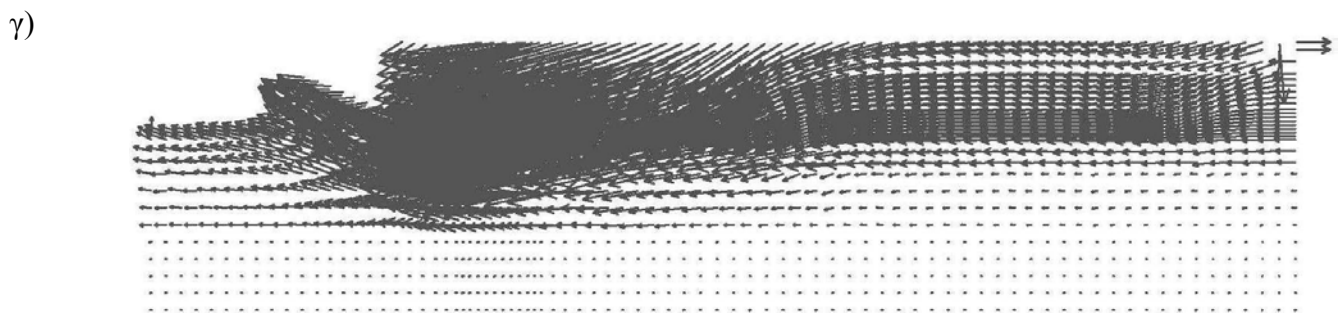
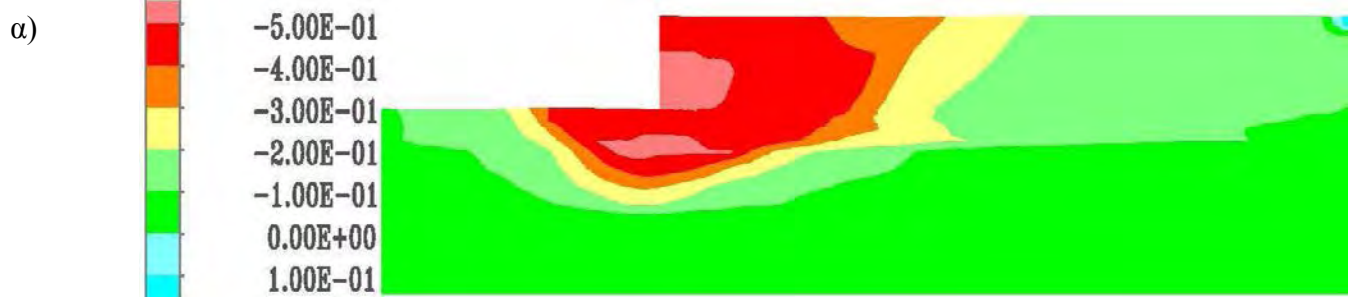
Η περιστροφή του τοίχου αποτελεί μετά την οριζόντια μετατόπιση στο ψηλότερο σημείο του τοίχου, τον δεύτερο πιο σημαντικό παράγοντα που μπορεί να προκαλέσει αστοχίες. Υπολογίζεται από τις καθιζήσεις των σημείων D και E που αποτελούν το κάτω αριστερό και το κάτω δεξιό σημείο του τοίχου αντίστοιχα. Υπολογίζεται ως εξής:

$$\varphi = \frac{|Y_E - Y_D|}{L_{ED}}$$

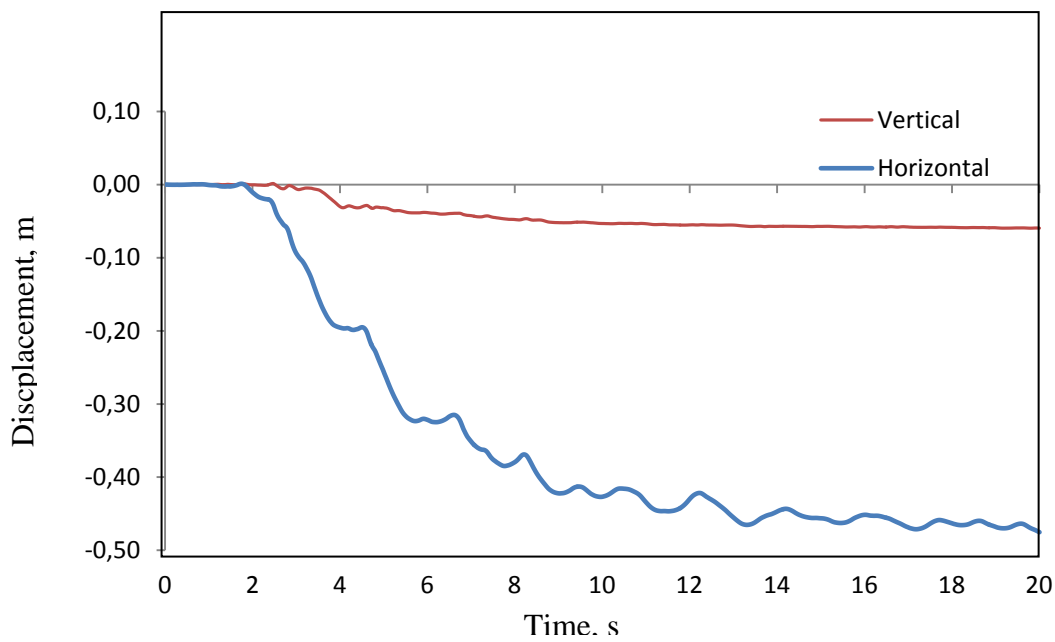
που Y_E , Y_D : οι καθιζήσεις στα σημεία E και D, L_{ED} : το μήκος μεταξύ των νέων σημείων E και D μετά την καθίζηση. Η χρονοϊστορία της στροφής του τοίχου δίδεται στο Σχήμα 3.17.



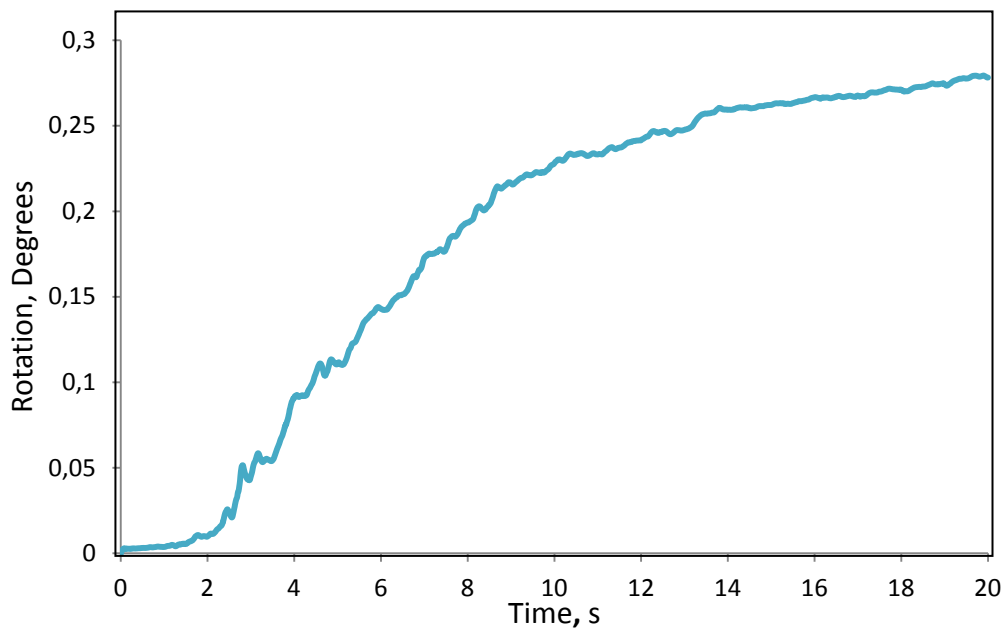
Σχήμα 3.14 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



Σχήμα 3.15 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της ελαστικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



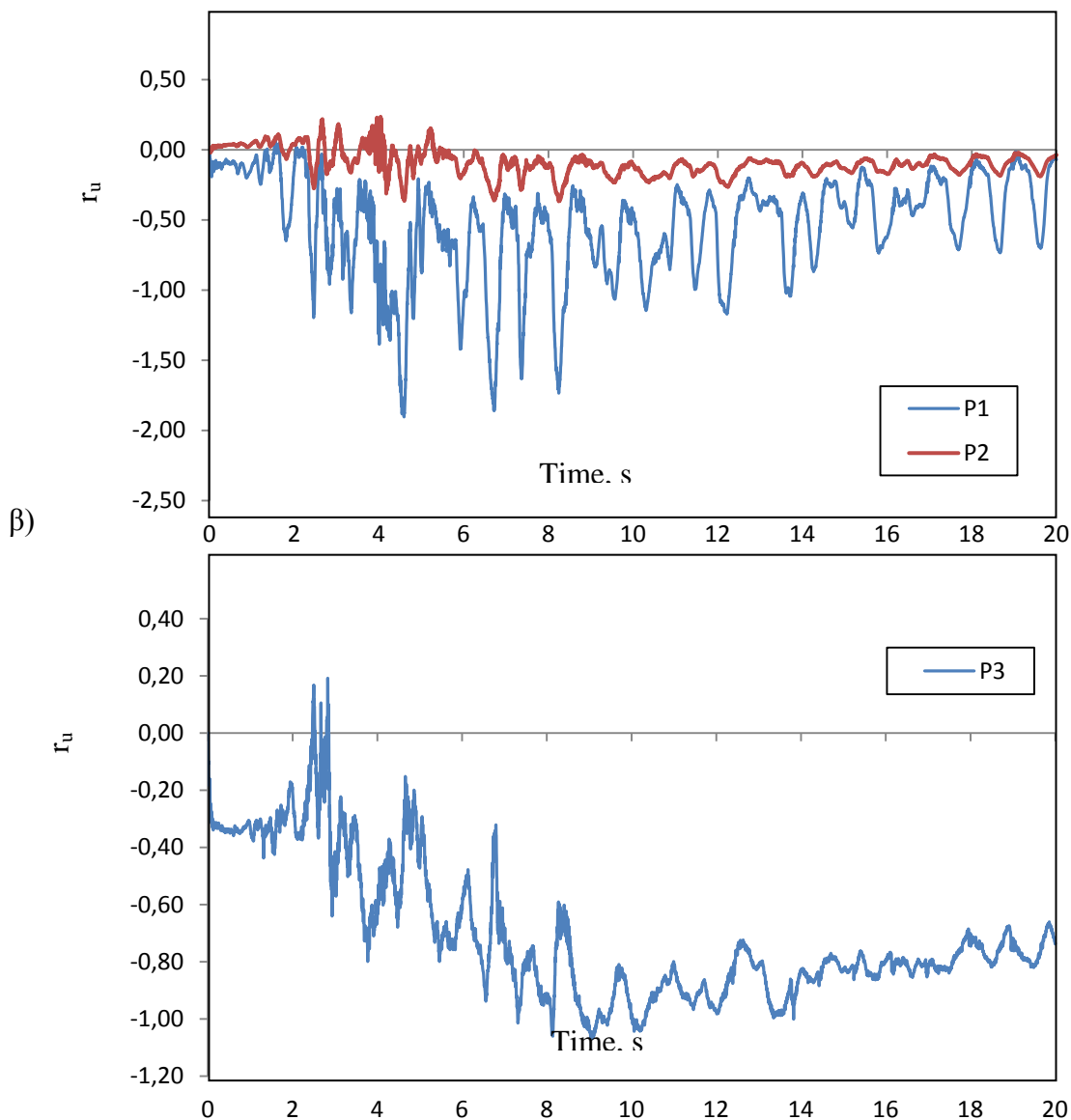
Σχήμα 3.16 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



Σχήμα 3.17 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.

ΠΙΕΣΗ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ ΤΩΝ ΠÓΡΩΝ

Για την παρουσίαση της αναπτυσσόμενης πίεσης του νερού των πόρων κατά τη σεισμική διέγερση χρησιμοποιείται ο λόγος της πίεσης των πόρων $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_m}$ όπου Δu : υπερπίεση νερού των πόρων και σ'_m : η αρχική μέση ενεργός κατακόρυφη τάση. Στο Σχήμα 3.18 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3. Στο σημείο P1 που βρίσκεται στη λιθορριπή μπροστά από τον κρηπιδότοιχο, η υψηλή σχετική πυκνότητα και η χαμηλή τάση περιορισμού οδηγούν σε μια διασταλτική συμπεριφορά και επομένως μεγάλες αρνητικές τιμές του λόγου r_u . Στο σημείο P2 κάτω από τη βάση του τοίχου, ο λόγος υπερπίεσης r_u είναι αρκετά μικρότερος λόγω της μεγάλης διαπερατότητας της λιθορριπής. Τέλος, στο σημείο P3 πίσω από τον κρηπιδότοιχο αναπτύσσονται σημαντικές αρνητικές υπερπίεσεις λόγω της μείωσης των τάσεων κατά την οριζόντια μετατόπιση του τοίχου προς τη θάλασσα.



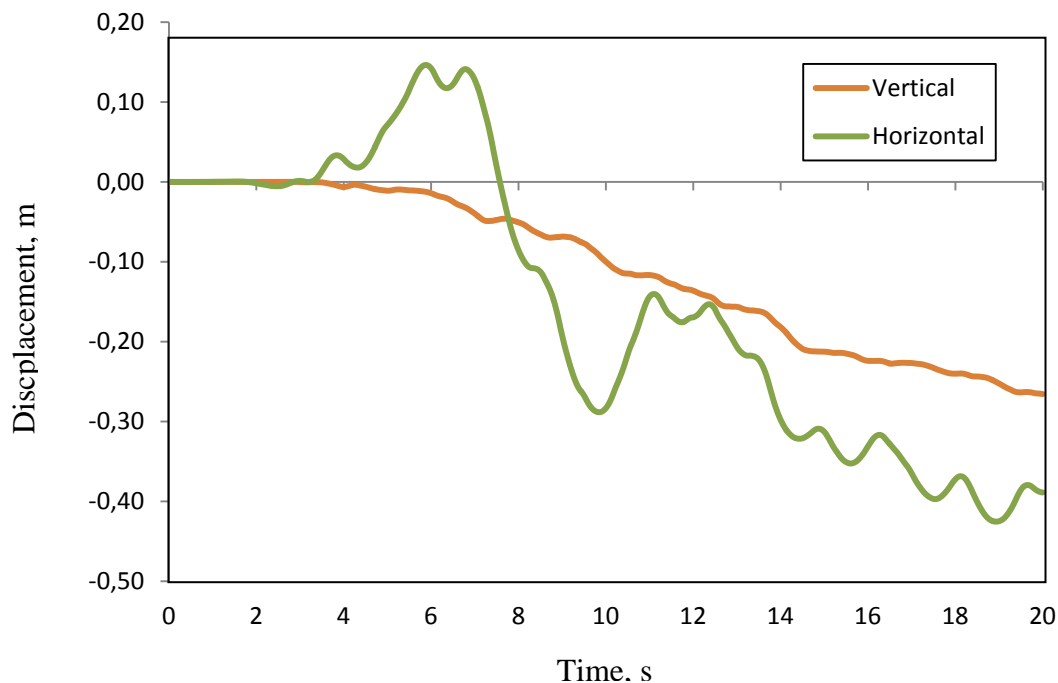
Σχήμα 3.18 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 3.13).

3.4.1.2 Σεισμός Kobe

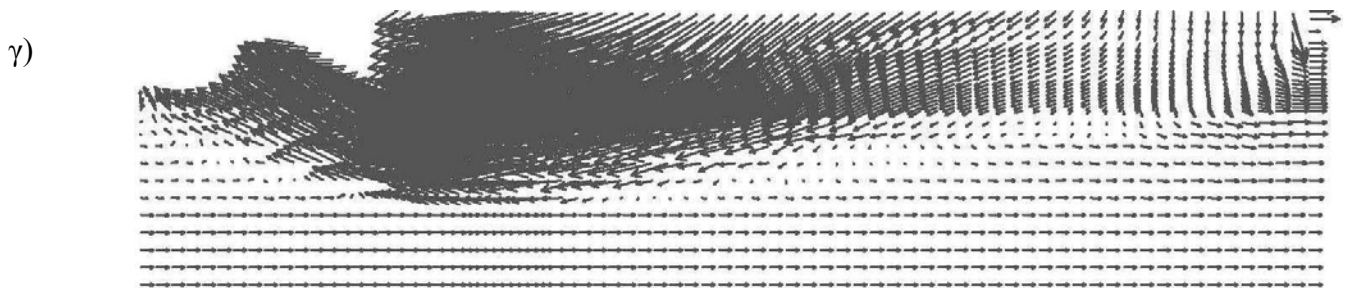
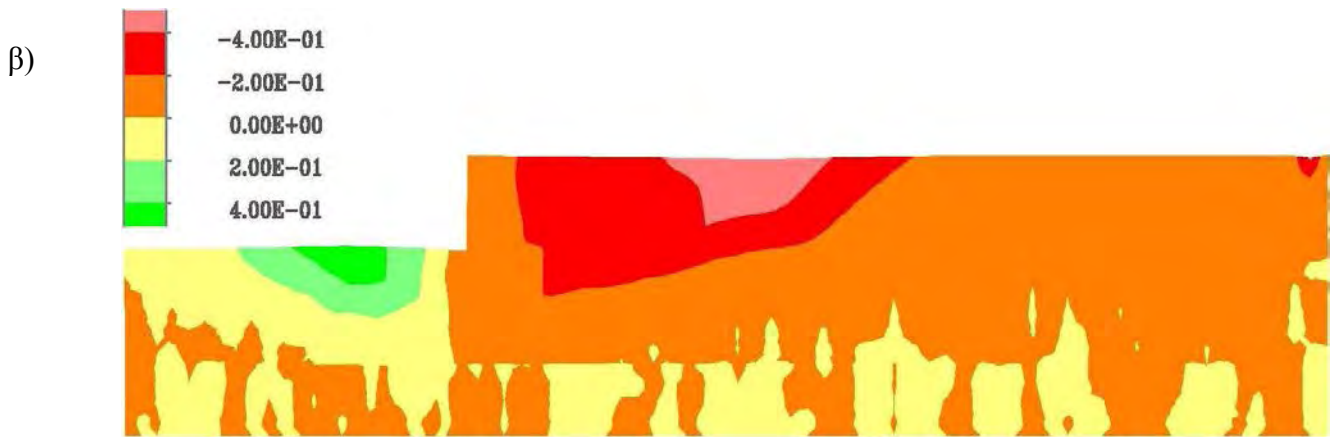
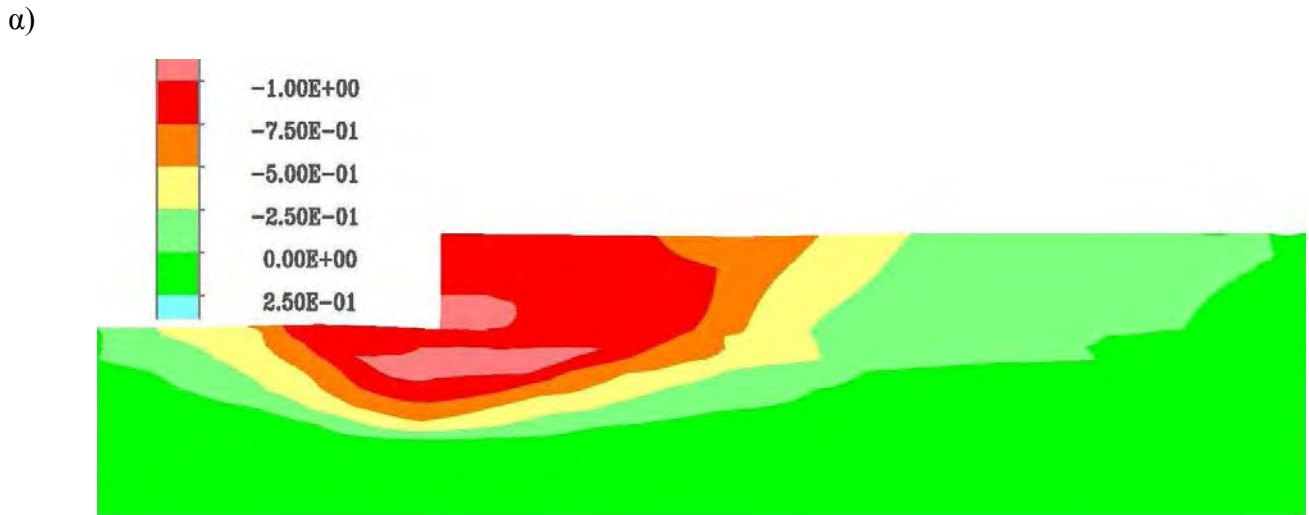
Παρομοίως, η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.19 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,39 m και καθίζηση 0,27 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού του Kobe στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.20.

Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 0,91 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,11 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.21 ενώ στο Σχήμα 3.22 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,61^\circ$

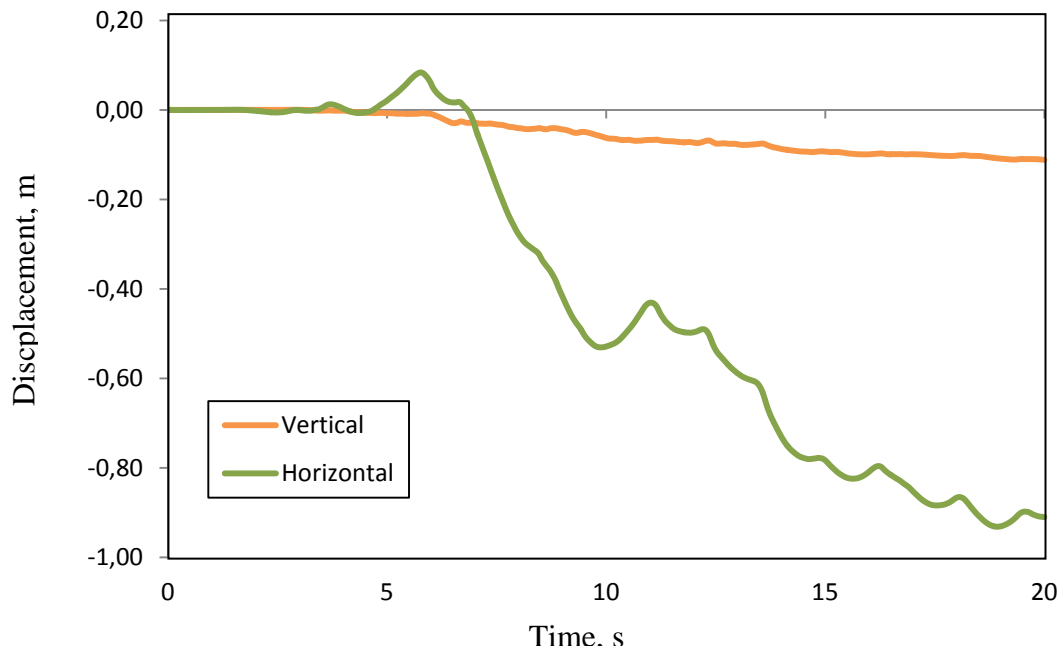
.Τέλος στο σχήμα 3.23 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3.



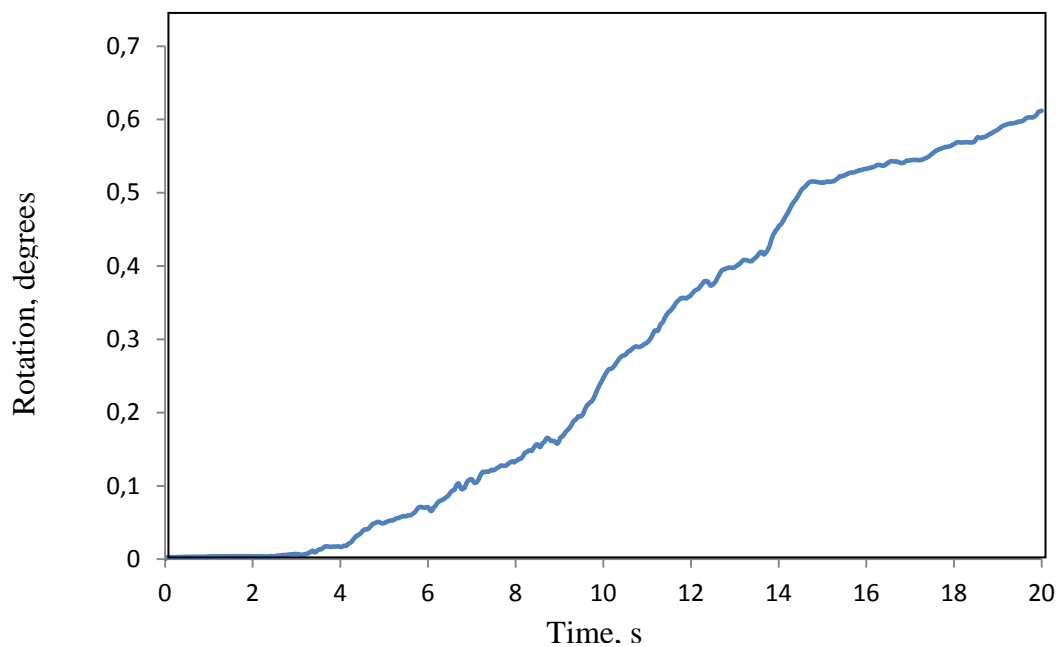
Σχήμα 3.19 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού του Κόμπε.



Σχήμα 3.20 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού του Kobe.

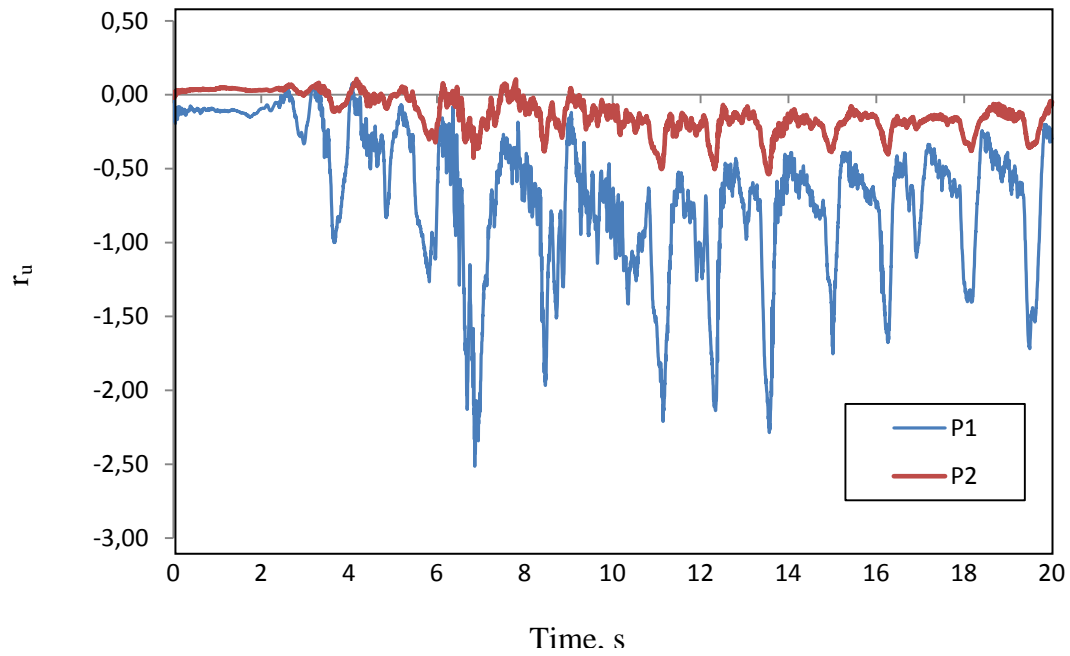


Σχήμα 3.21 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού του Κόμπε.

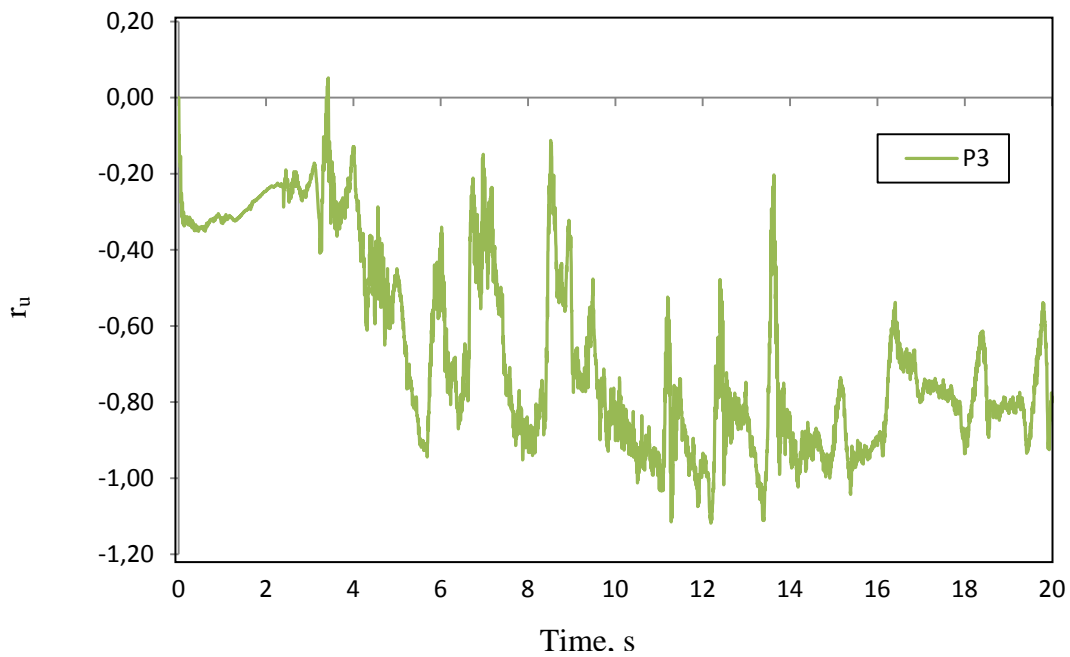


Σχήμα 3.22 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού του Κόμπε.

α)



β)



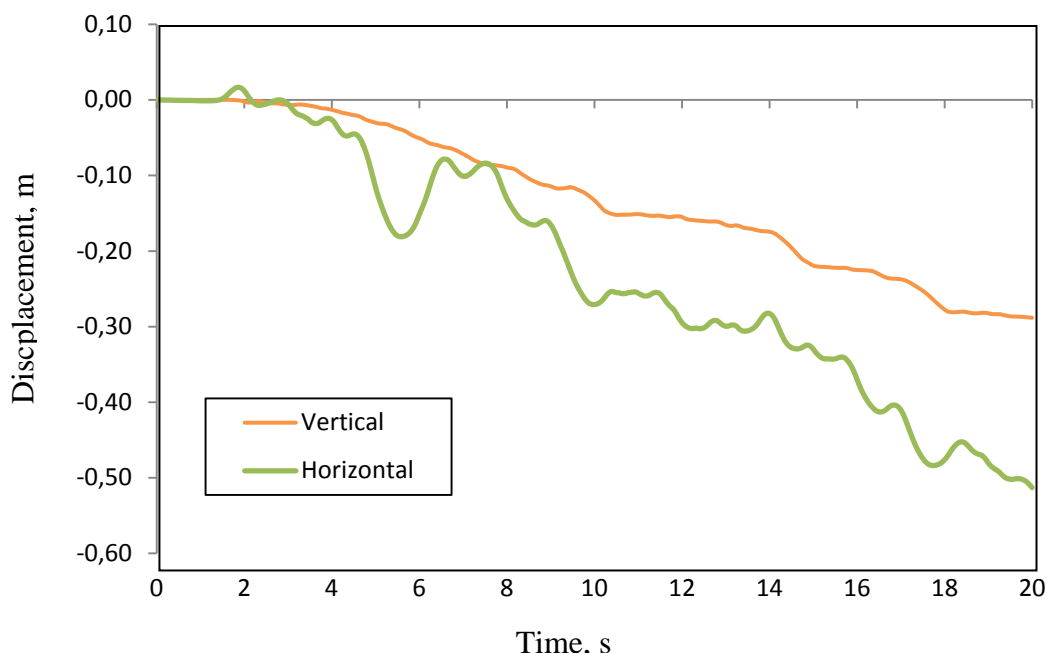
Σχήμα 3.23 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του Kobe στα σημεία α) P1,P2 και β) P3 (βλέπε σχήμα 1.13)

3.4.1.3 Σεισμός Λευκάδας

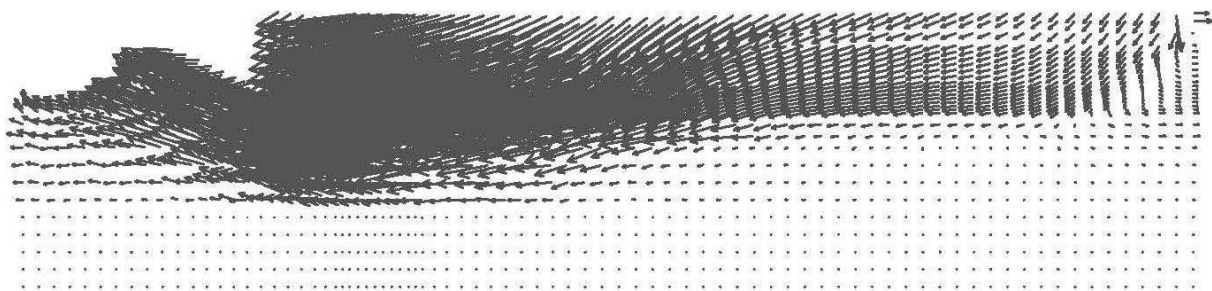
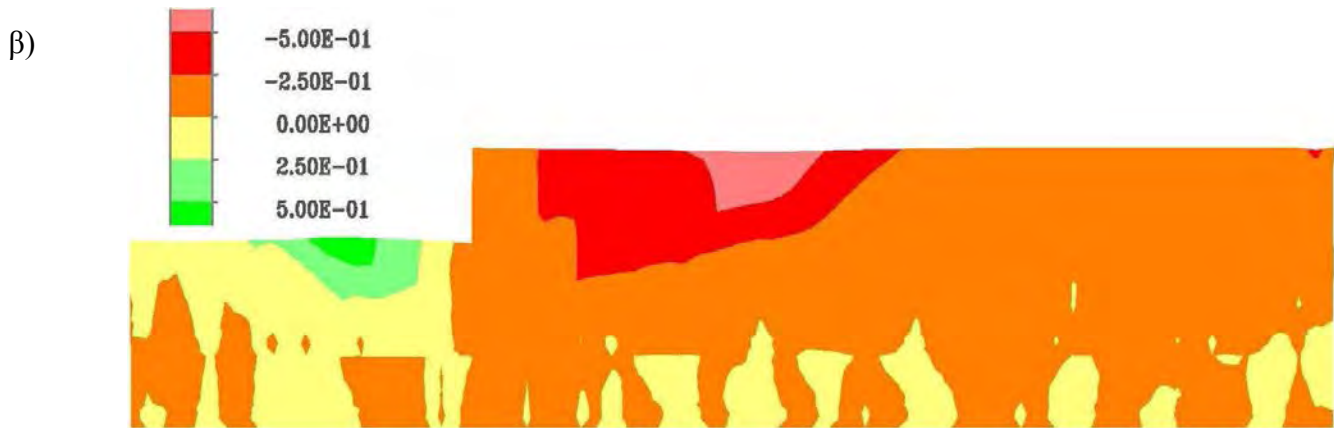
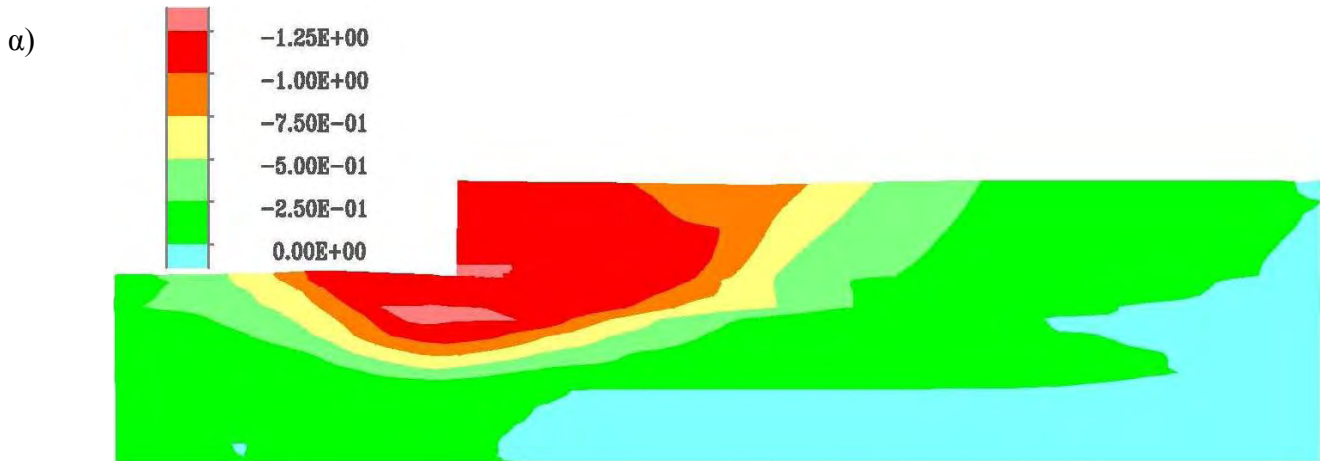
Η απόκριση του συστήματος στη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας δίνει παρόμοια αποτελέσματα με αυτά του σεισμού του Kobe. Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου (σημείο Η) δίνεται στο σχήμα 3.24 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,51 m και καθίζηση 0,29 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.25.

Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 1,11 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,13 m. Η οριζόντια αυτή μετατόπιση είναι και η μεγαλύτερη που παρατηρείται από όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.26 ενώ στο Σχήμα 3.27 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,68^\circ$

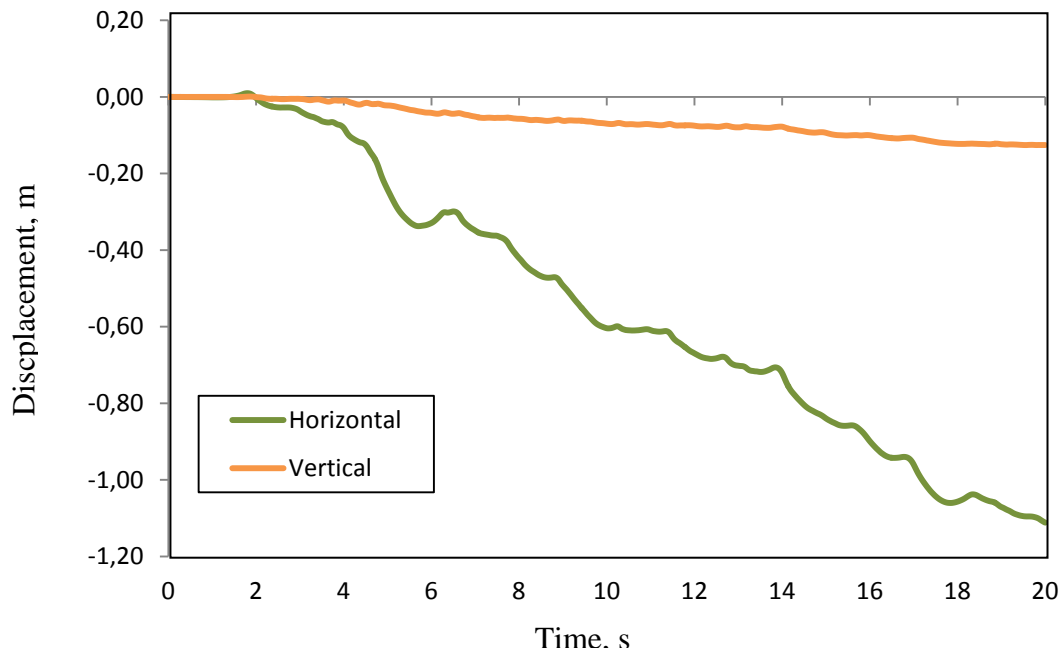
.Τέλος στο σχήμα 3.28 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3.



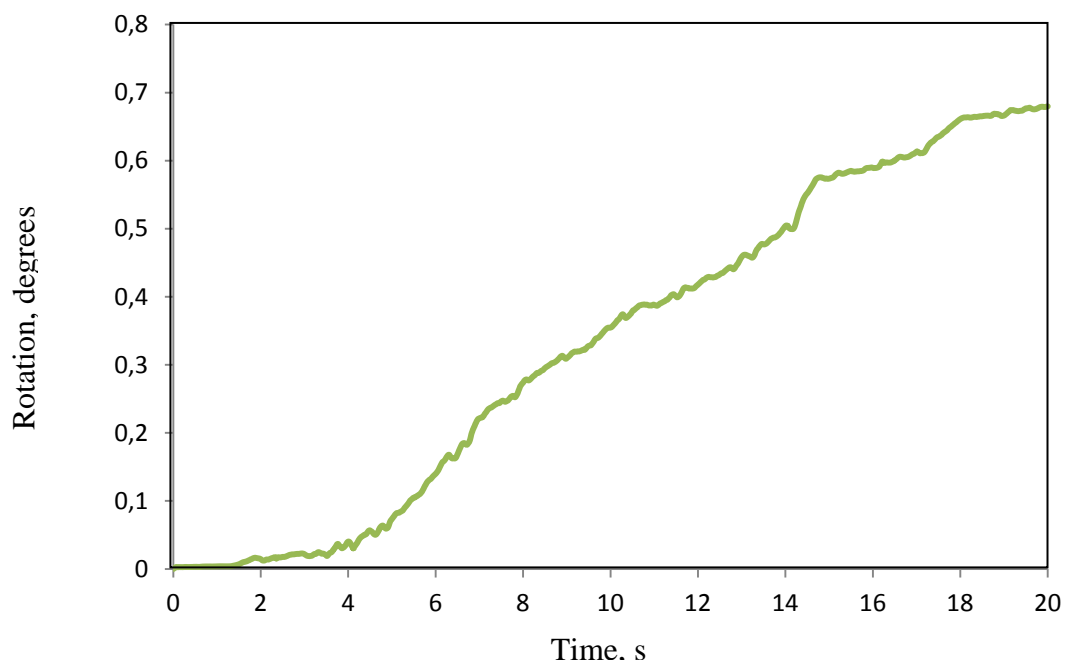
Σχήμα 3.24 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας.



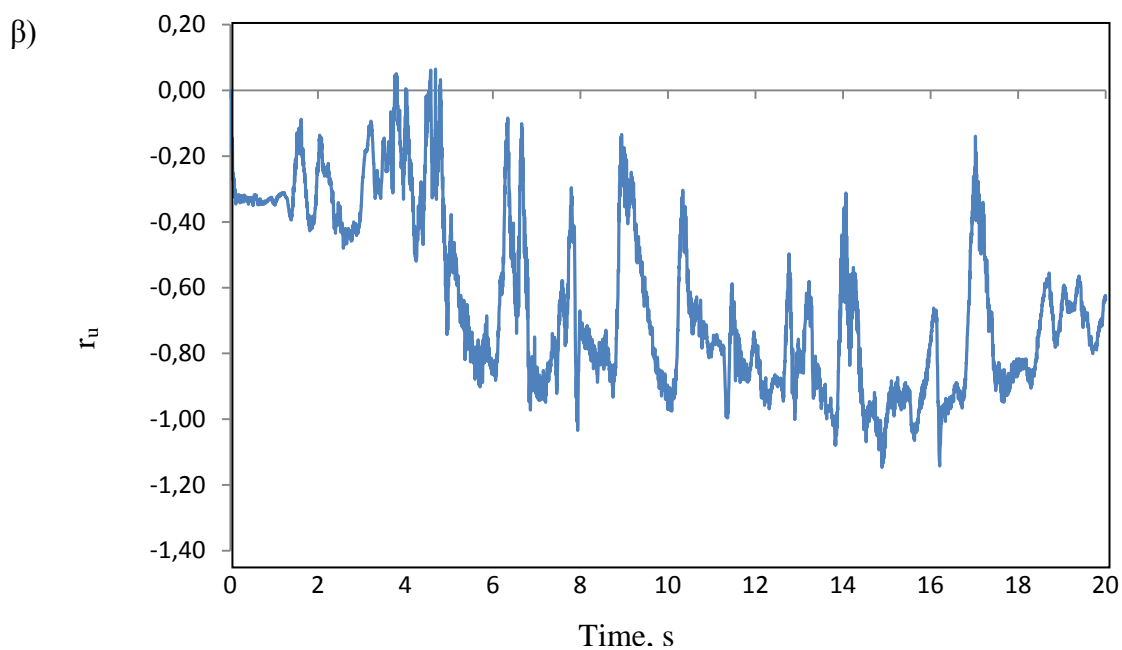
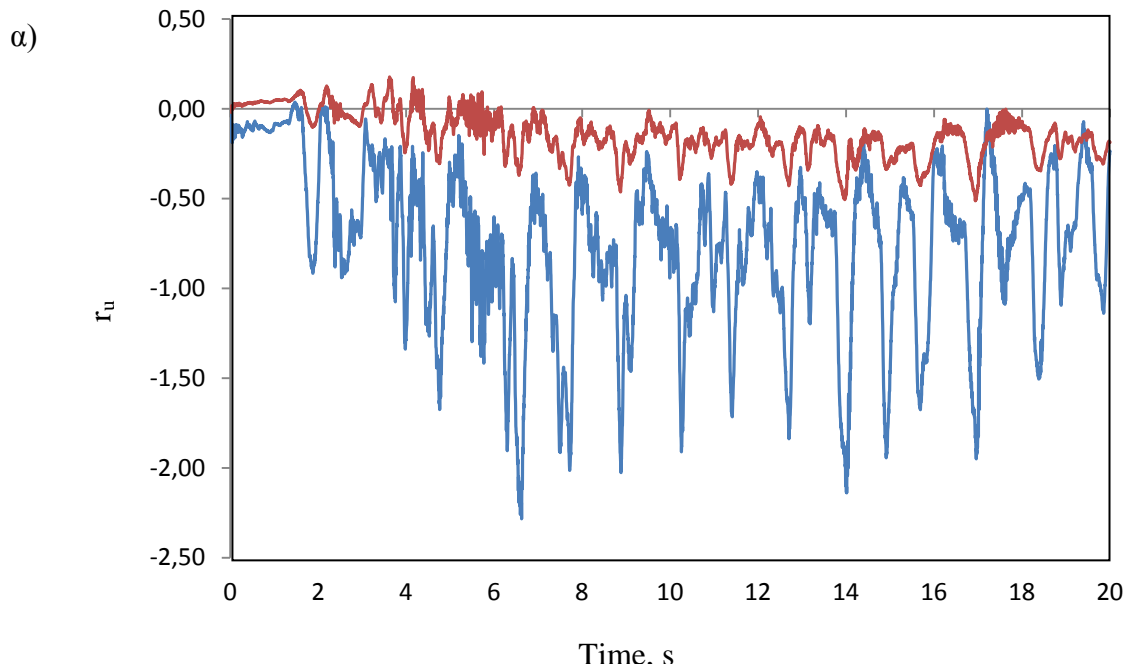
Σχήμα 3.25 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας



Σχήμα 3.26 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας.



Σχήμα 3.27 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας.

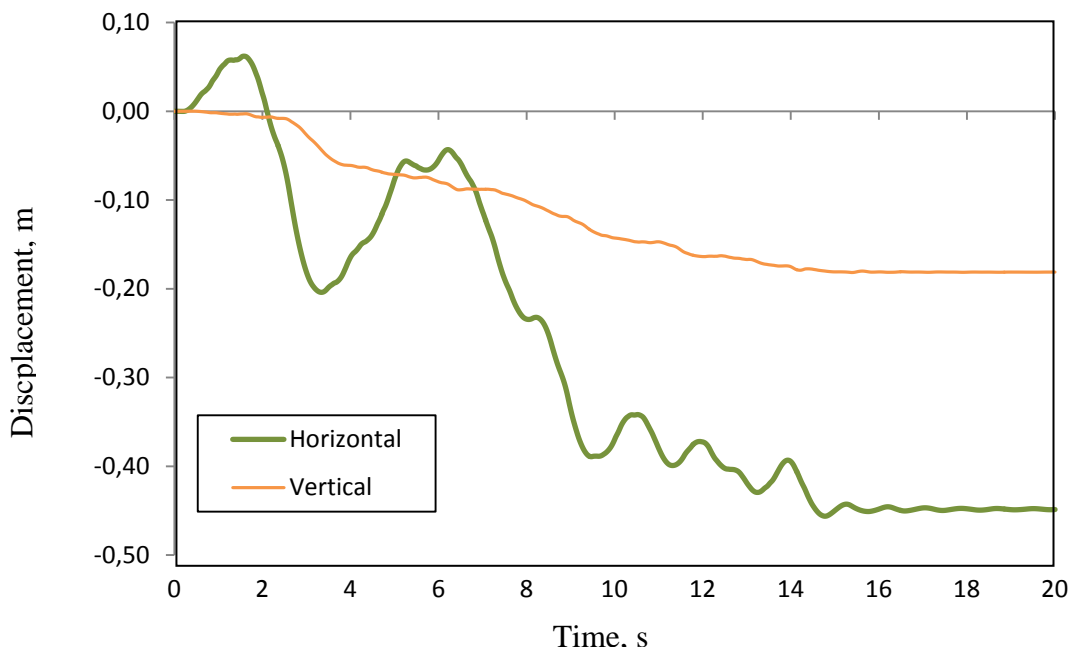


Σχήμα 3.28 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στα σημεία α) P1,P2 και β) P3 (βλέπε σχήμα 3.13)

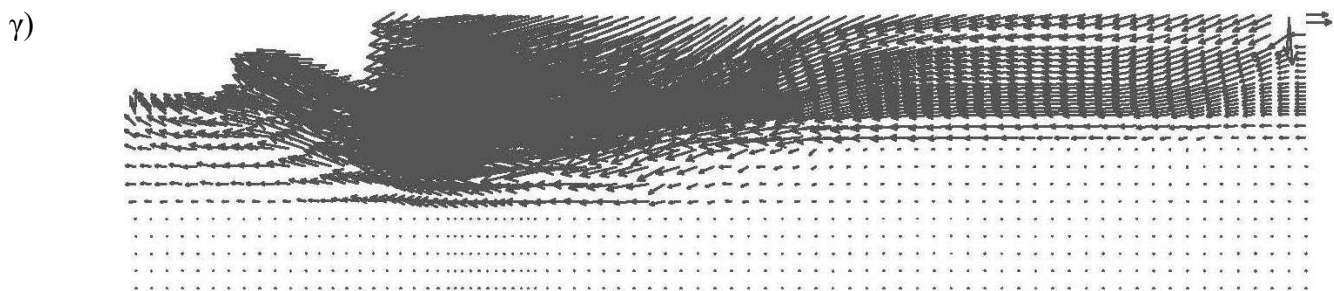
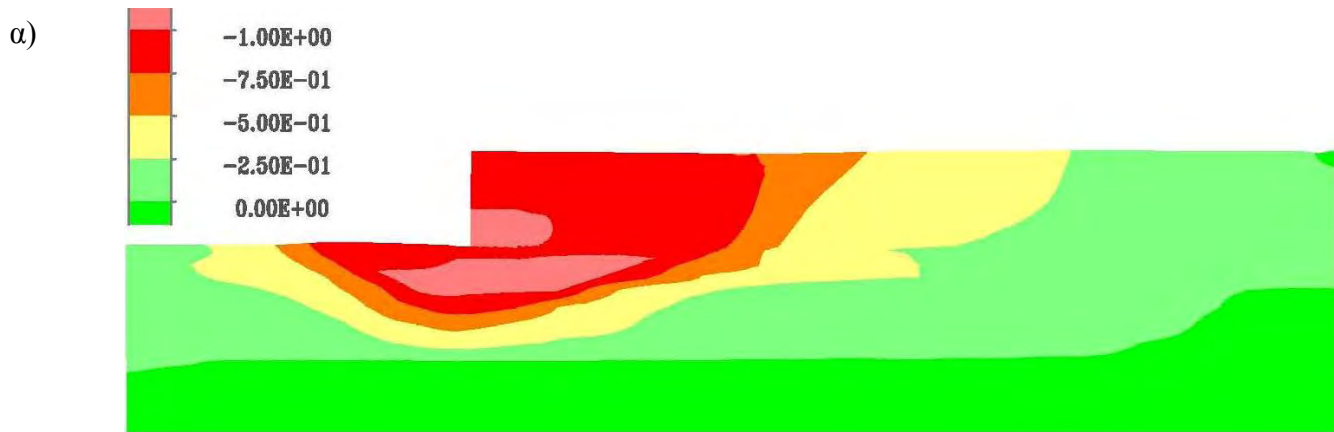
3.4.1.4 Σεισμός Rinaldi

Κάτω από την επίδραση της σεισμικής διέγερσης του Rinaldi η μέγιστη μόνιμη μετατόπιση προς τη πλευρά της θάλασσας είναι 0,91 m, η καθίζηση 0,09 m και η στροφή που παρατηρείται είναι του μεγέθους των $0,67^\circ$. Και αυτή η σεισμική διέγερση παρουσιάζει σε σημεία, παρόμοια αποτελέσματα με αυτά των διεγέρσεων των σεισμών Kobe και Λευκάδας.

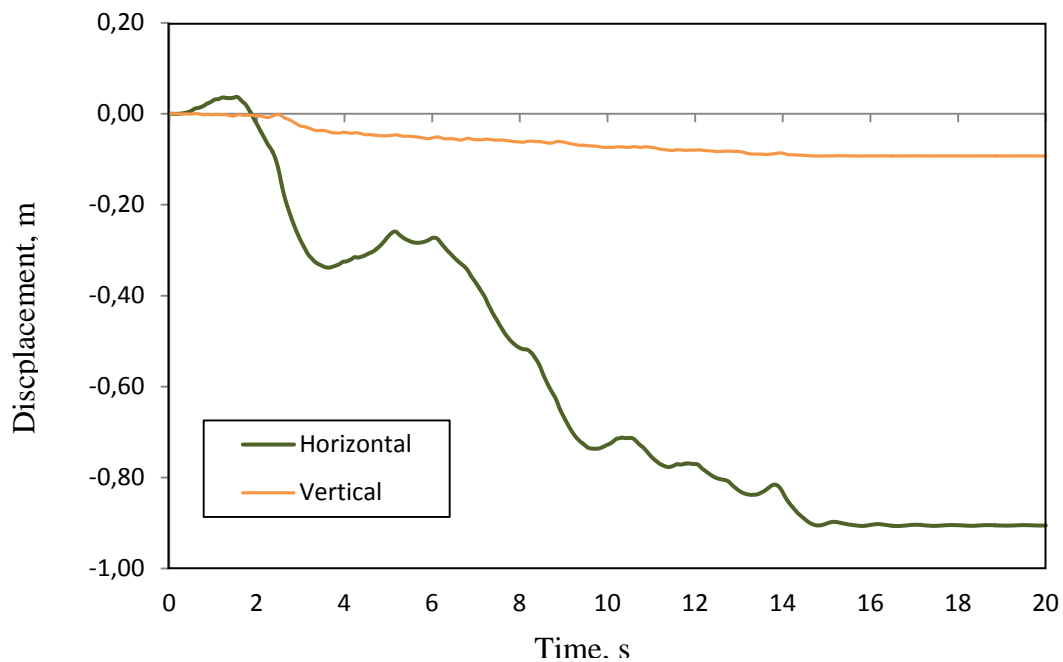
Παρουσιάζονται αντίστοιχα με τα προηγούμενα: η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου (Σχήμα 3.29) και η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και η κατανομή της καθίζησης (Σχήμα 3.30). Στη συνέχεια δίνονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (Σχήμα 3.31), η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου (Σχήμα 3.32) καθώς και η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3 (Σχήμα 3.33)



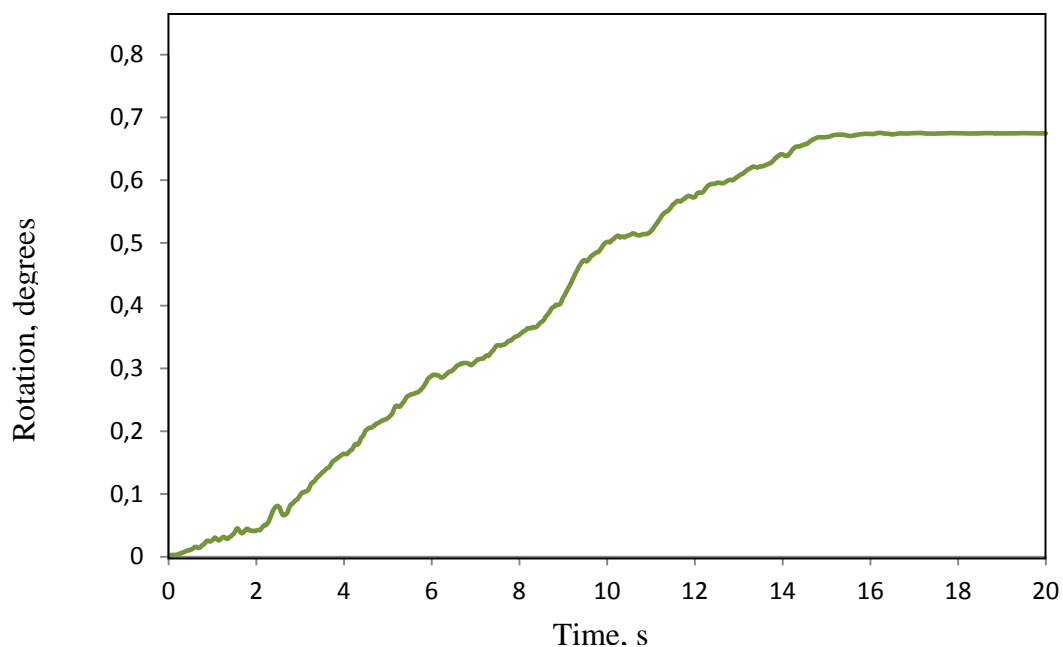
Σχήμα 3.29 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου H στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού Rinaldi



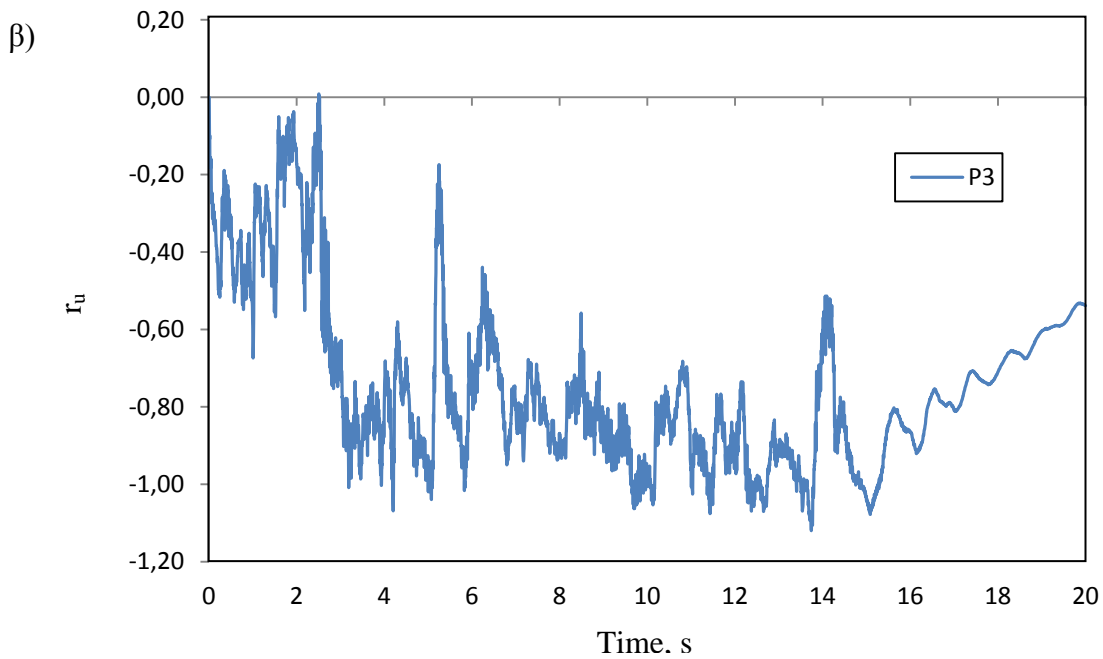
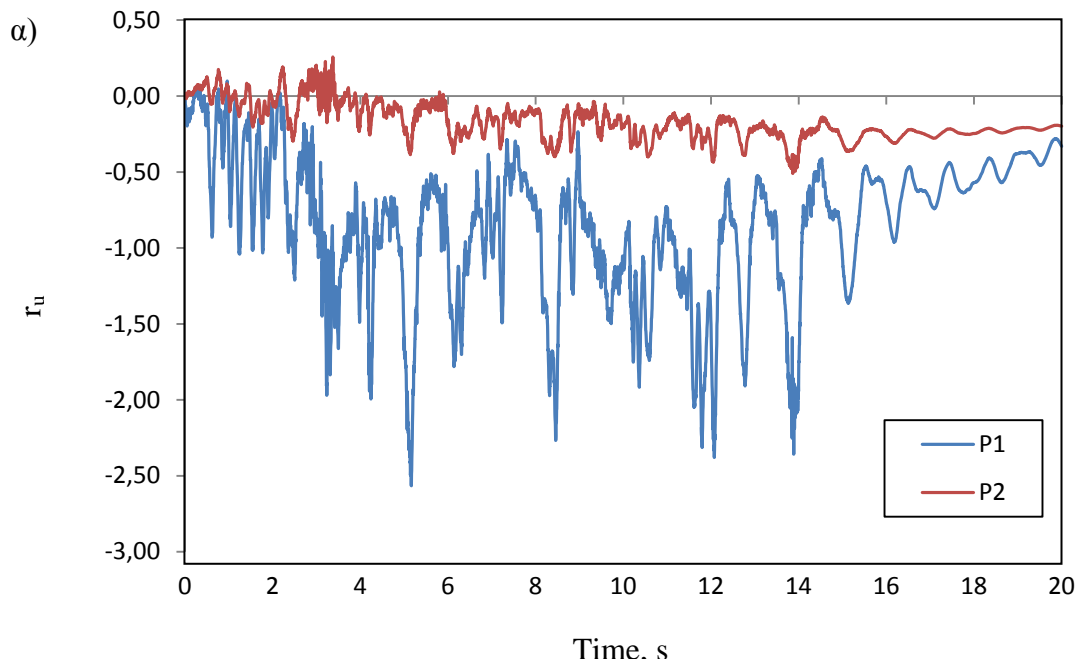
Σχήμα 3.30 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Rinaldi



Σχήμα 3.31 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού του Rinaldi.



Σχήμα 3.32 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού του Rinaldi.



Σχήμα 3.33 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του σεισμού Rinaldi στα σημεία α) P1,P2 και β) P3 (βλέπε σχήμα 3.13)

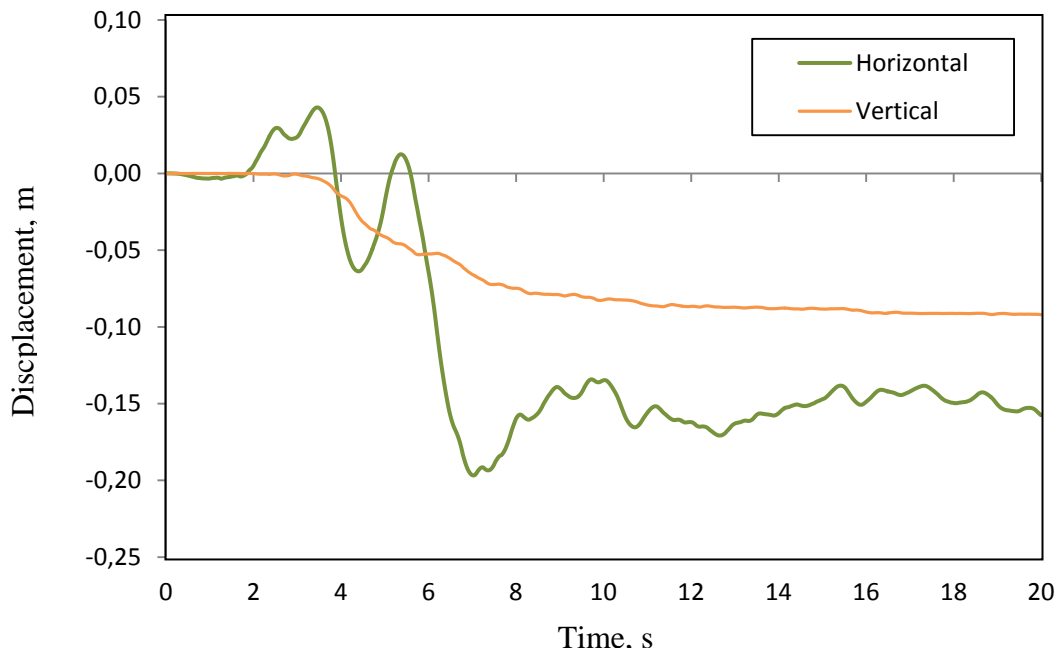
3.4.1.5 Σεισμός Friuli

Τα αποτελέσματα της δράσης αυτής της σεισμικής διέγερσης παρουσιάζουν αρκετές ομοιότητες με τα αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης της Καλαμάτας. Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου (σημείο Η) είναι 0,16 m και η καθίζηση 0,09 m οι χρονοϊστορίες των οποίων δίνονται στο Σχήμα 3.34.

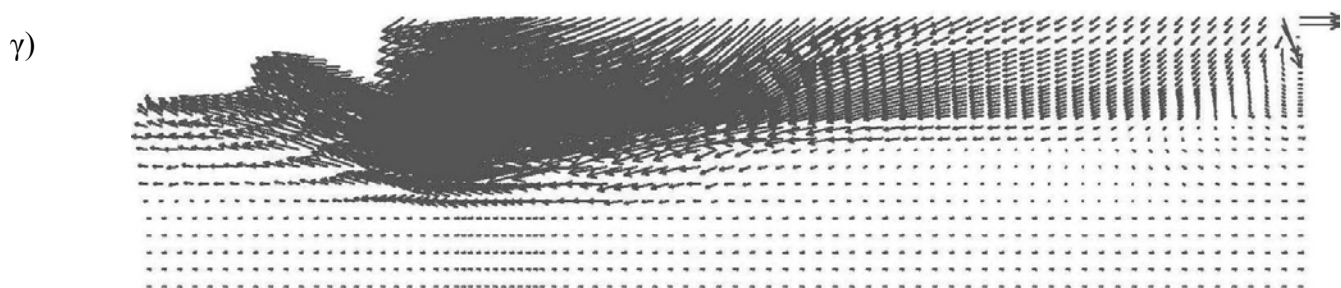
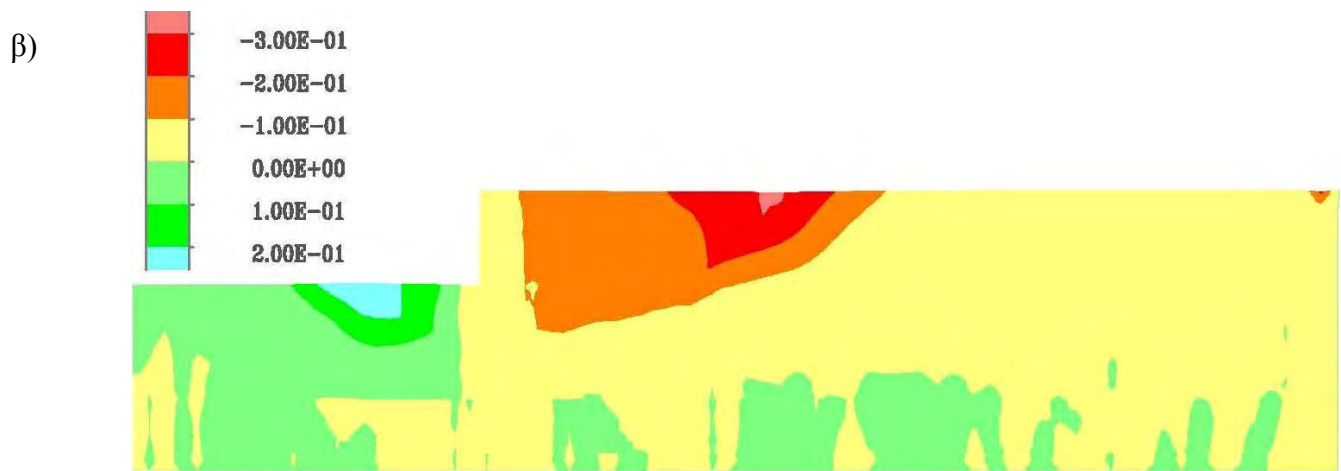
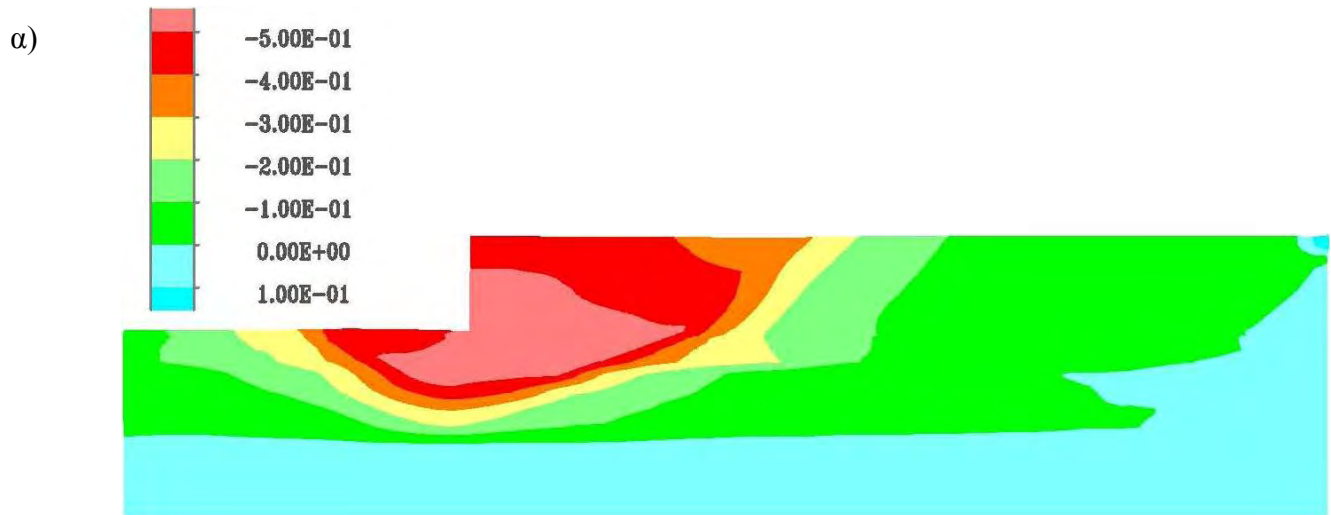
Η μέγιστη μόνιμη μετατόπιση προς τη πλευρά της θάλασσας είναι 0,47 m, η καθίζηση 0,07 m και η στροφή που παρατηρείται είναι του μεγέθους των $0,32^\circ$.

Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού Friuli στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.35

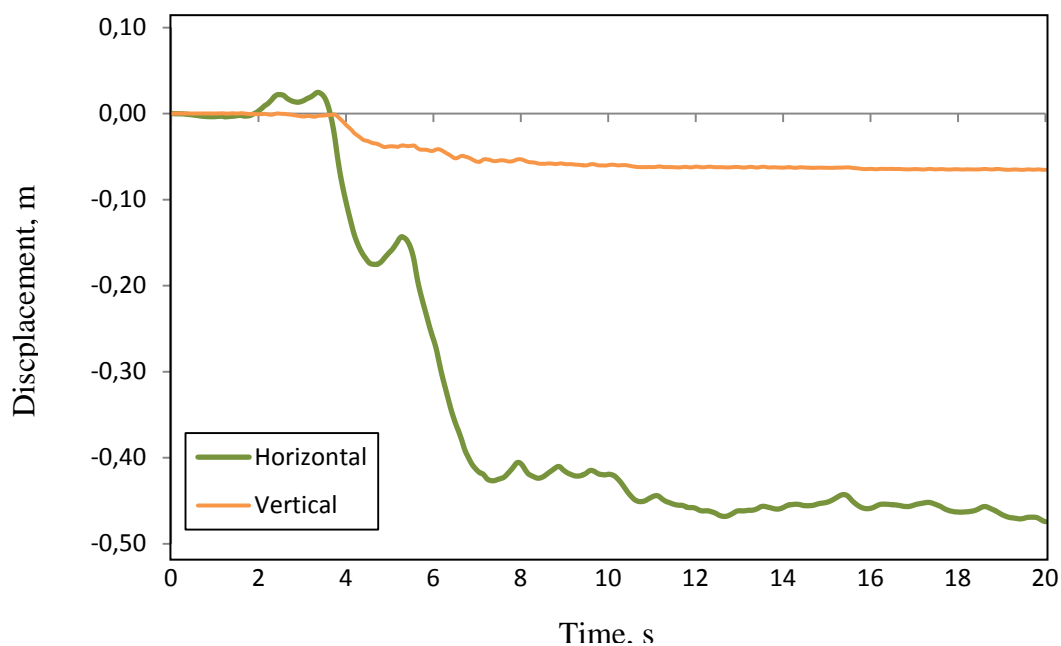
Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.36 ενώ στο Σχήμα 3.37 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,68^\circ$. Τέλος στο σχήμα 3.38 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3.



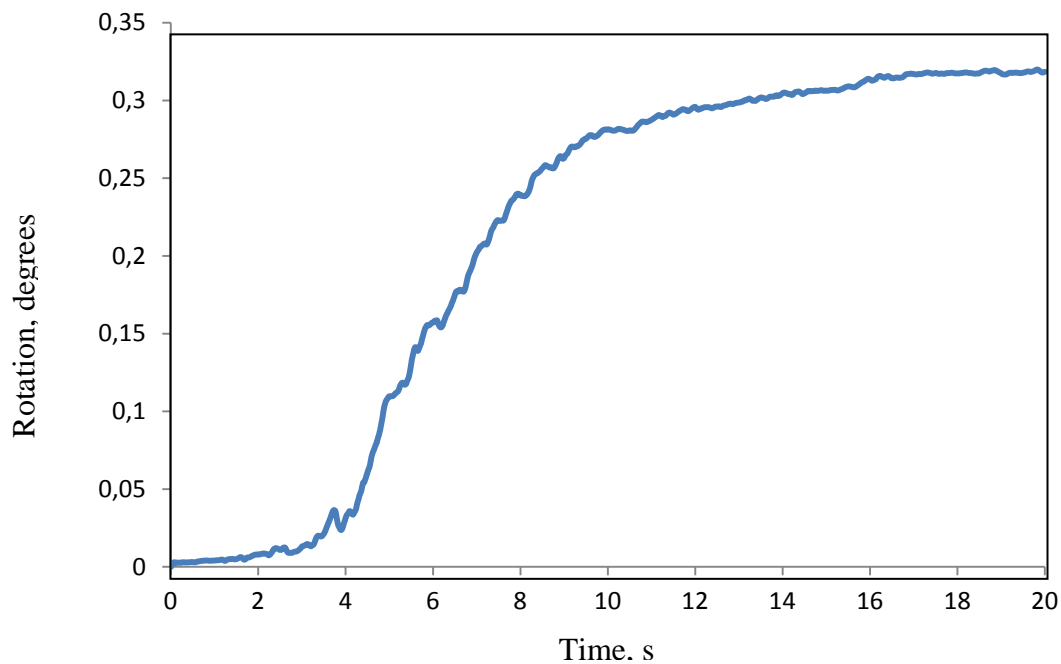
Σχήμα 3.34 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού Friuli



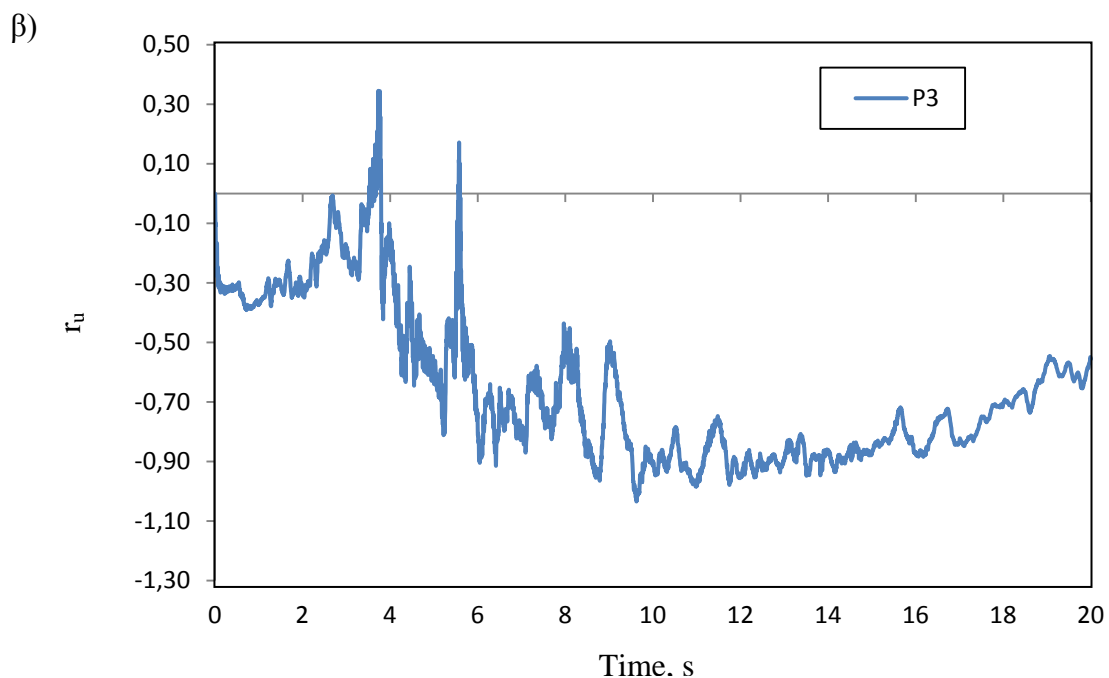
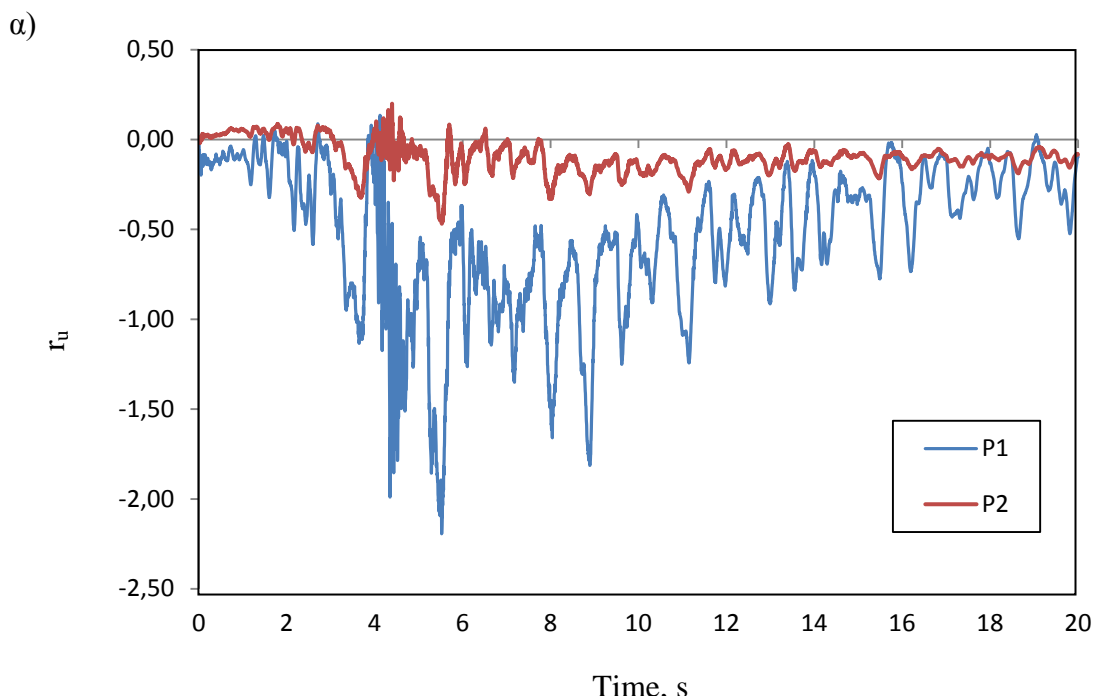
Σχήμα 3.35 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Friuli



Σχήμα 3.36 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού Friuli.



Σχήμα 3.37 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού Friuli.



Σχήμα 3.38 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του σεισμού *Friuli* στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 3.13).

3.4.1.6 Έλεγχος κριτηρίων εκτίμησης βλαβών κατά PIANC

Το σημείο Α στην κορυφή του τοίχου προς τη πλευρά της θάλασσας είναι αυτό που θεωρείται το πιο σημαντικό όσο αφορά τις οριζόντιες μετατοπίσεις προς τη θάλασσα και είναι το μόνο από τα σημεία στο οποίο γίνεται έλεγχος των κριτηρίων εκτίμησης βλαβών όπως αυτά έχουν δοθεί από την PIANC. Στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζεται ο έλεγχος των κριτηρίων που αφορούν την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση ενώ στον Πίνακα 3.5 δίνεται η εκτίμηση της στροφής του κρηπιδότοιχου (βλέπε Πίνακα 2.2)

Σημειώνεται ότι από τις σεισμικές διεγέρσεις, αυτές της Καλαμάτας και του Friuli ανήκουν στο κριτήριο βαθμού ΙΙ, κατάσταση στην οποία προκαλούνται ζημιές οι οποίες όμως χαρακτηρίζονται ως επανορθώσιμες με απώλεια λειτουργικότητας μόνο για ένα μικρό διάστημα. Αρκετά πιο σημαντικές είναι οι μετατοπίσεις λόγω των σεισμικών διεγέρσεων της Λευκάδας του Kobe και του Rinaldi, οι οποίες κατατάσσονται στην κατηγορία βαθμού ΙΙΙ για την οποία προβλέπονται εκτεταμένες καταστροφές στον προβλήτα και μεγάλη αν όχι μόνιμη διακοπή της λειτουργίας του.

Από τον πίνακα 3.5 φαίνεται ότι η μέγιστη περιστροφή είναι $0,68^\circ$, γωνία αρκετά μικρότερη του ορίου των 3° . Έτσι το πρόβλημα περιορίζεται μόνο στις οριζόντιες μετατοπίσεις καθώς η στροφή που παρατηρείται στον τοίχο χαρακτηρίζεται ως ιδιαίτερα μικρή.

Πίνακας 3.4 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση της παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις σε κάθε σεισμική διέγερση

Σεισμική Διέγερση	Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση d (m)	Κανονικοποιημένη παραμένουσα μετατόπιση d/H	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
FRIULI	0,47	3,29%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙ
KOBE	0,91	6,36%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
RINALDI	0,91	6,36%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	0,48	3,36%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙ
ΛΕΥΚΑΔΑ	1,11	7,76%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ

Πίνακας 3.5 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση τη στροφή του τοίχου σε κάθε σεισμική διέγερση.

Σεισμική Διέγερση	Στροφή $^\circ$	Έλεγχος κριτηρίου	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
FRIULI	0,32	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
KOBE	0,61	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
RINALDI	0,67	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	0,28	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
ΛΕΥΚΑΔΑ	0,68	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι

3.4.2 Περίπτωση Β (ανάλυση με μεταβολή της σχετικής πυκνότητας D_r)

Η ανάλυση στην περίπτωση αυτή πραγματοποιήθηκε για 6 διαφορετικές περιπτώσεις. Σε όλες, ως σεισμική διέγερση βάσης χρησιμοποιήθηκε το αρχείο Λευκάδας και ως μέγιστη επιτάχυνση εδάφους η τιμή 0,17 g. Σε κάθε μια περίπτωση επιλεγόταν διαφορετική τιμή της σχετικής πυκνότητας στα εδάφη θεμελίωσης και επίχωσης και συγκεκριμένα οι τιμές 40%,45%,50%,55%,60% και 70%.

Σε κάθε διαφορετική περίπτωση όμως υπήρχε η παραδοχή πως η σχετική πυκνότητα λιθορριπής και αντιστήριξης και η σχετική πυκνότητα του αμμοχάλικου αντιστήριξης είναι ίσες. Οπότε, αν D_{r1} η σχετική πυκνότητα των εδαφών 6,7 και 5 και D_{r2} των εδαφών 3 και 2 του σχήματος 3.1, τότε ισχύει συνέχεια ότι

$$D_{r1}=D_{r2}$$

Οι σχετικές πυκνότητες που επιλέχθηκαν σε αυτήν την περίπτωση χαρακτηρίζουν τα εδάφη ως μέσης πυκνότητας στις 5 πρώτες αναλύσεις και ως πυκνά για την τελευταία ($D_r=70\%$) με βάση την κατάταξη των εδαφών του Πίνακα 3.6.

Πίνακας 3.6 Κατάταξη εδαφών με βάση τη σχετική πυκνότητα D_r

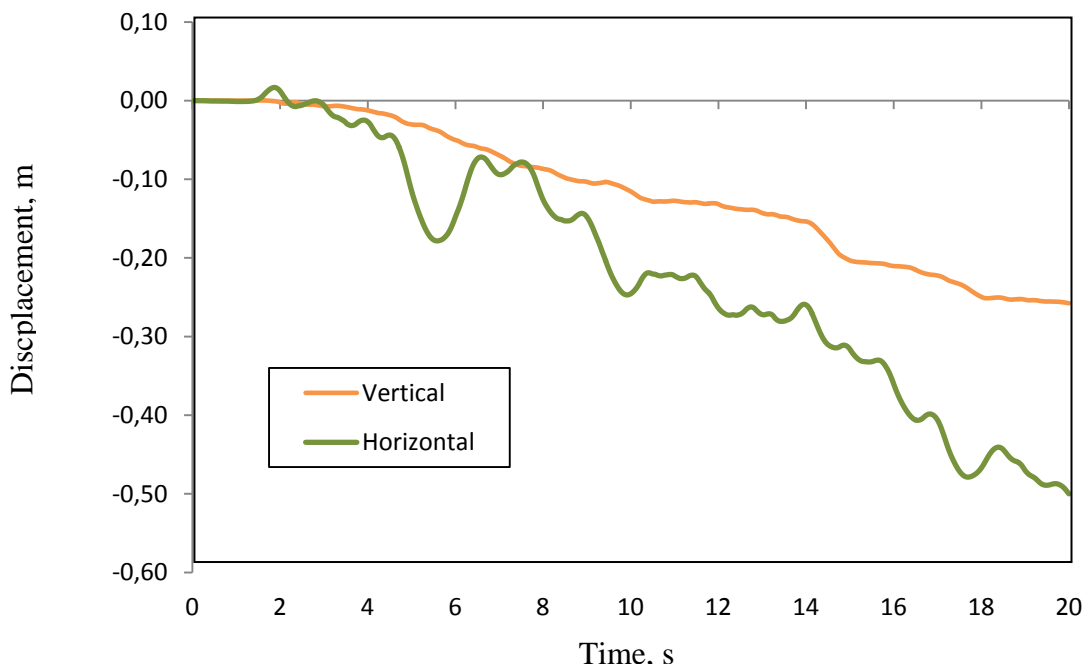
Σχετική Πυκνότητα (%)	Περιγραφή μη-συνεκτικού εδάφους
0-15	Πολύ χαλαρό
15-35	Χαλαρό
35-65	Μέσης Πυκνότητας
65-85	Πυκνό
85-100	Πολύ Πυκνό

3.4.2.1 $Dr=40\%$

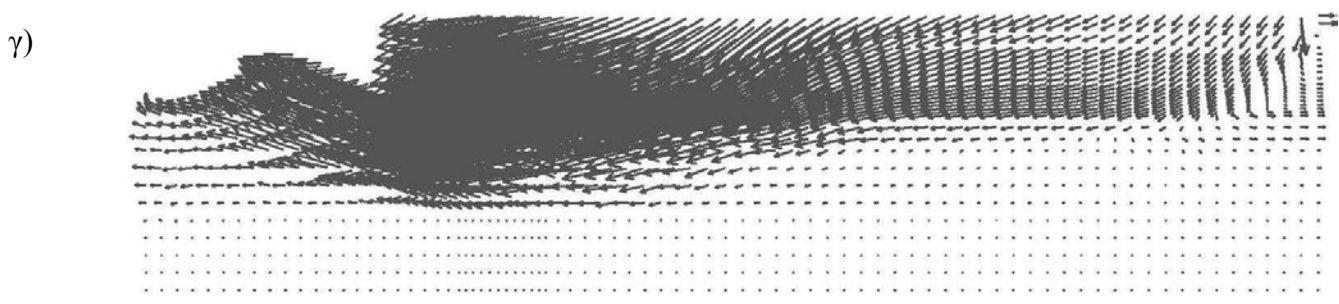
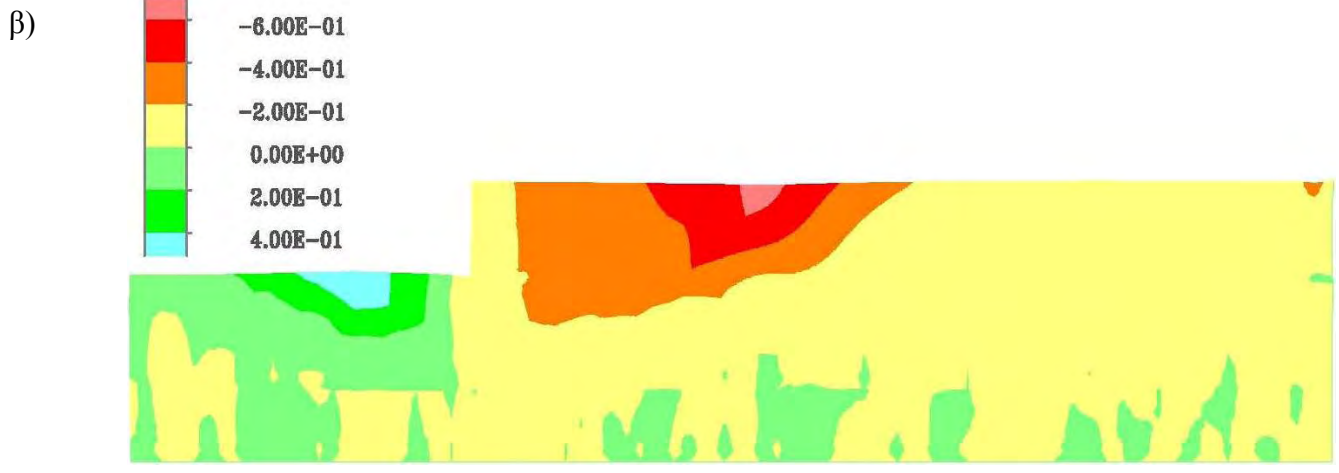
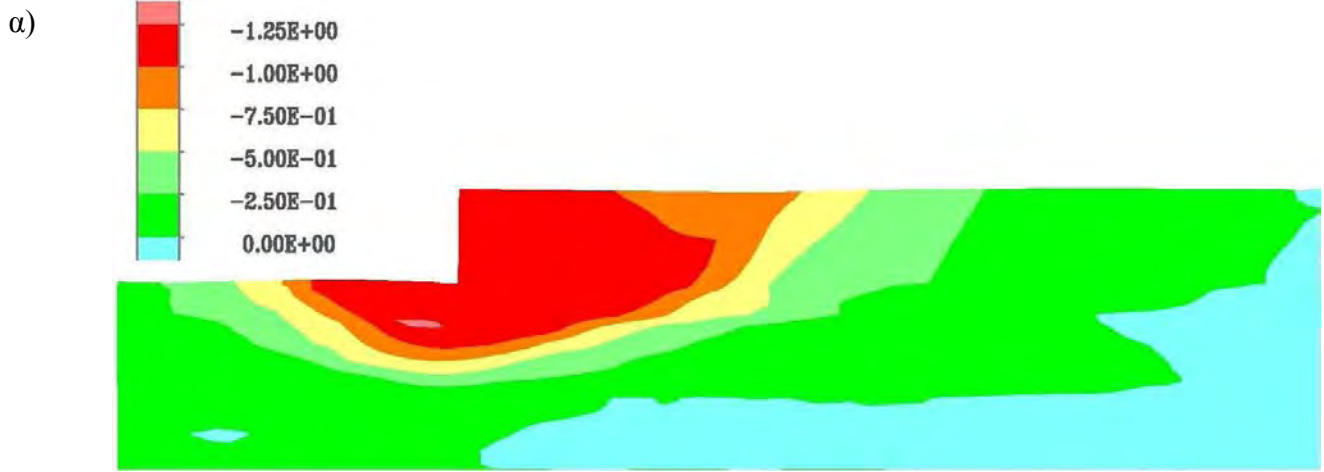
Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου (σημείο Η) δίνεται στο σχήμα 3.39 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,50 m και καθίζηση 0,26 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.40.

Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 1,08 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,12 m. Παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις είναι παρόμοιες με αυτές της περίπτωσης Α για τον σεισμό της Λευκάδας. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.41 ενώ στο Σχήμα 3.42 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,68^\circ$

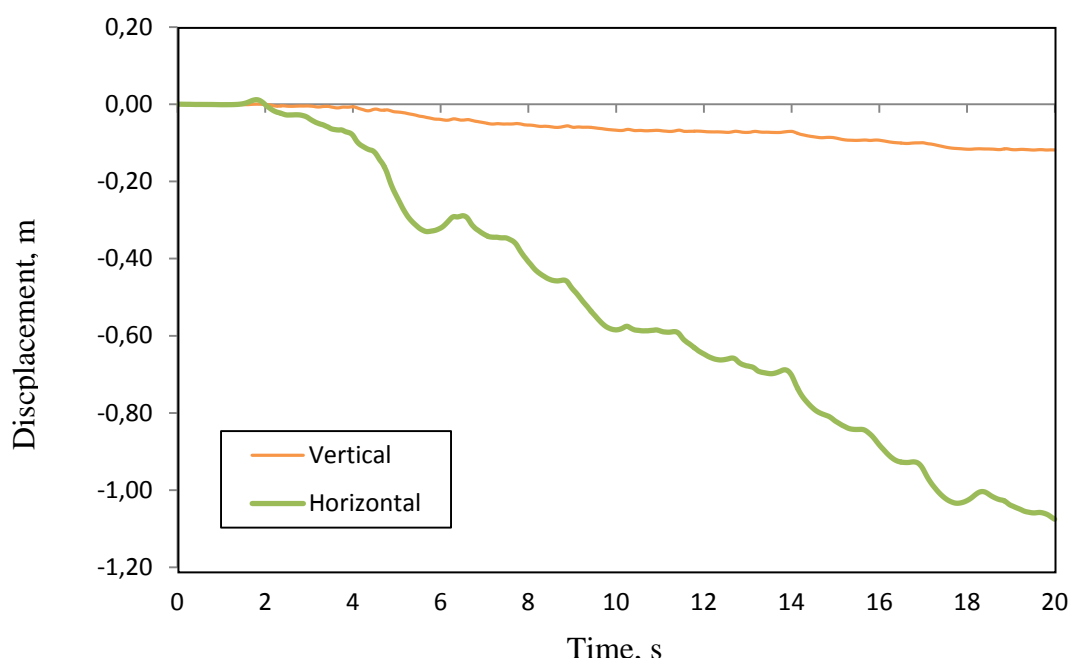
.Τέλος στο σχήμα 3.43 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3.



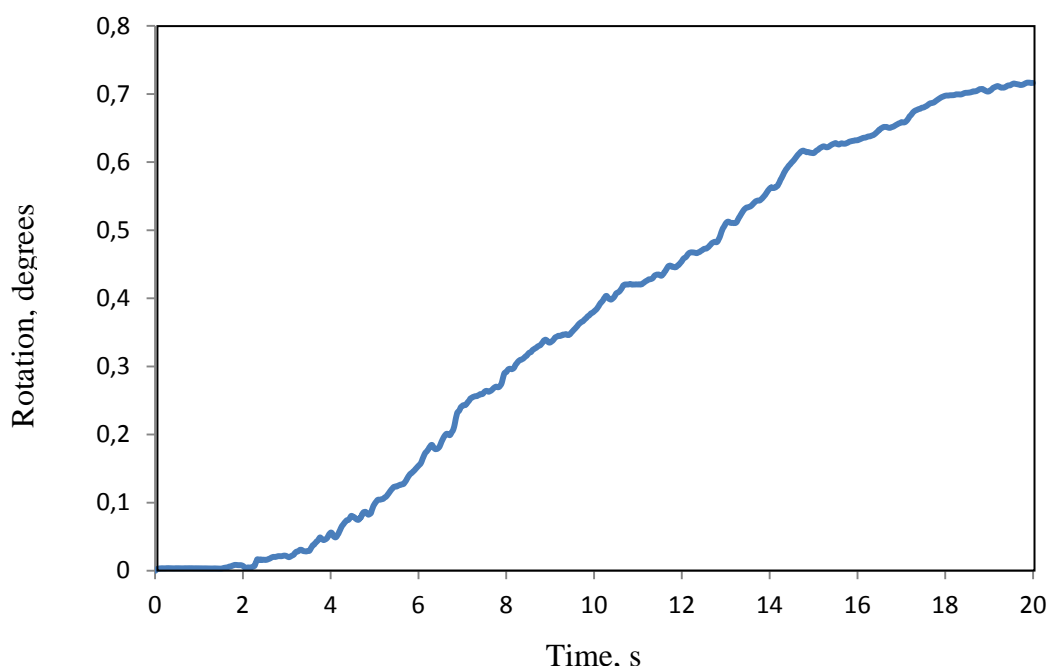
Σχήμα 3.39 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $Dr=40\%$



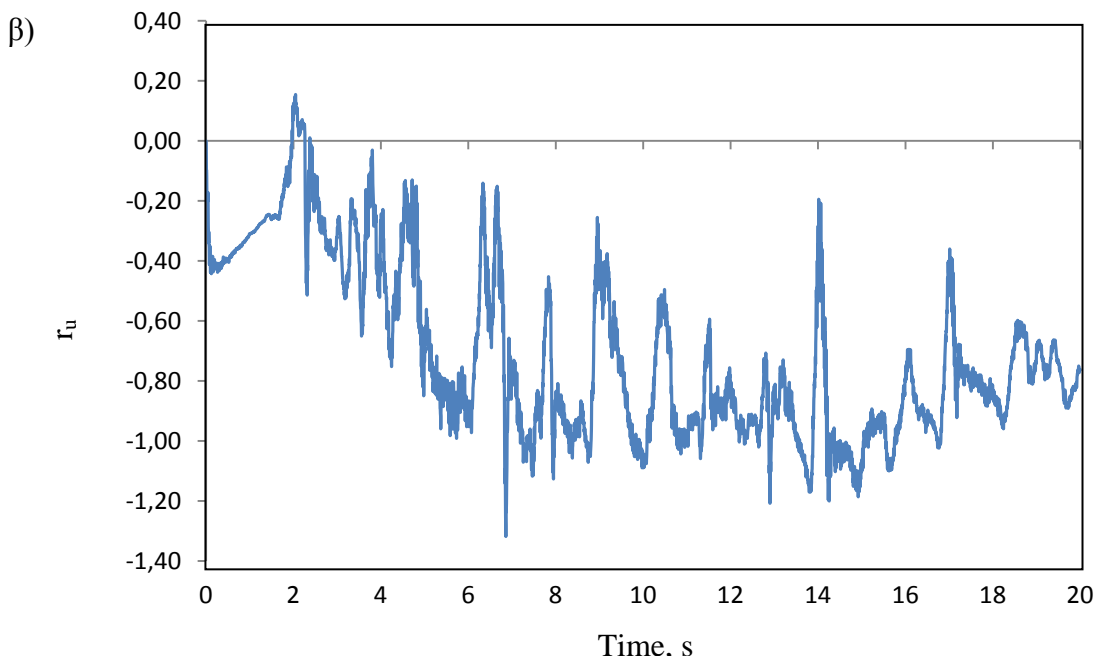
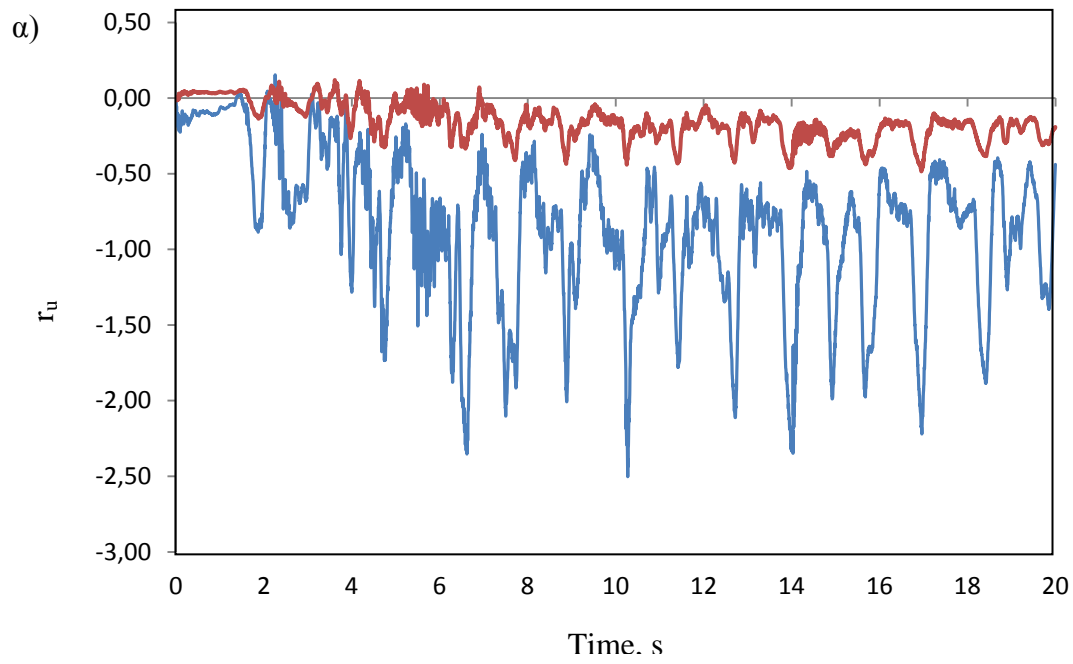
Σχήμα 3.40 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Λευκάδας για $D_r=40\%$



Σχήμα 3.41 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $D_r=40\%$.



Σχήμα 3.42 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $D_r=40\%$.



Σχήμα 3.43 Λόγος υπερπίεσης πόρων r_u υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $D_r=40\%$ στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 1.13).

3.4.2.2 $Dr=45\%-70\%$

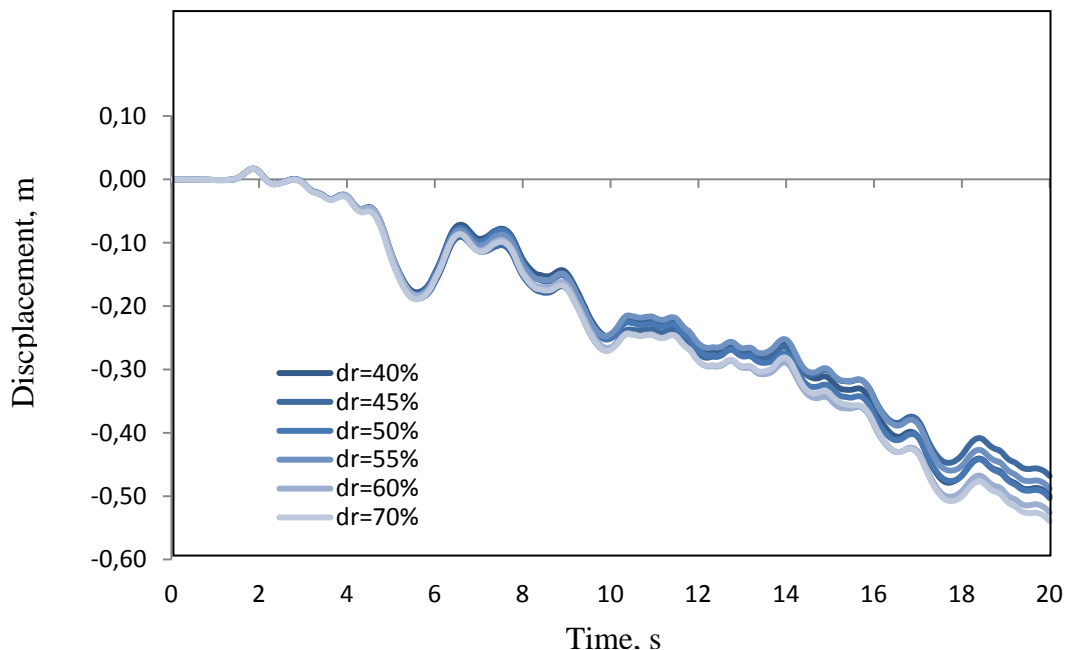
Παρατηρήθηκε ότι για όλες τις αναλύσεις αυτής της περίπτωσης τα αποτελέσματα παρουσιάζουν μεταξύ τους μεγάλες ομοιότητες (σχεδόν τα ίδια σε ορισμένες περιπτώσεις) οπότε κρίθηκε περιττή η παρουσίασή τους στη μορφή που έγινε στην περίπτωση Α για όλες τις διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας.

Αντιθέτως στο σχήμα 3.44 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης του σημείου Η του αμμοχάλικου αντιστήριξης για όλο το εύρος των σχετικών πυκνοτήτων που χρησιμοποιούνται. Αντίστοιχα στο σχήμα 3.45 δίνονται συγκεντρωτικά οι χρονοϊστορίες καθίζησης του σημείου Η.

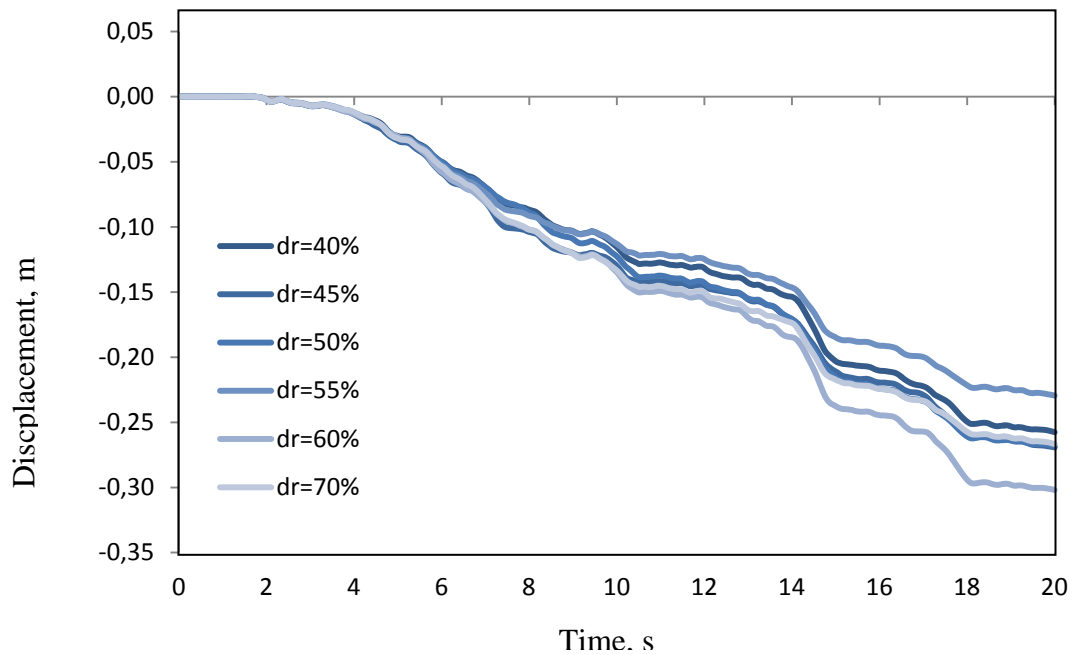
Για το άνω αριστερά σημείο του κρηπιδότοιχου, χρονοϊστορίες μετατόπισης και καθίζησης παρουσιάζονται αντίστοιχα στα σχήματα 3.46 και 3.47 στα οποία φαίνεται και η σύγκλιση των αποτελεσμάτων η οποία δεν είναι αναμενόμενη αλλά όπως αναφέρεται και παρακάτω πιθανώς οφείλεται στην μικρή έκταση του αντιστηριζόμενου εδάφους.

Η περιστροφή του τοίχου για κάθε διακύμανση της σχετικής πυκνότητας δίνεται στο σχήμα 3.48. Όσον αφορά τη διακύμανση του λόγου υπερπίεσης πόρων r_u τα αποτελέσματα του σχήματος 3.43 είναι ενδεικτικά και η αλλαγή της σχετικής πυκνότητας προκαλεί ελάχιστες μεταβολές.

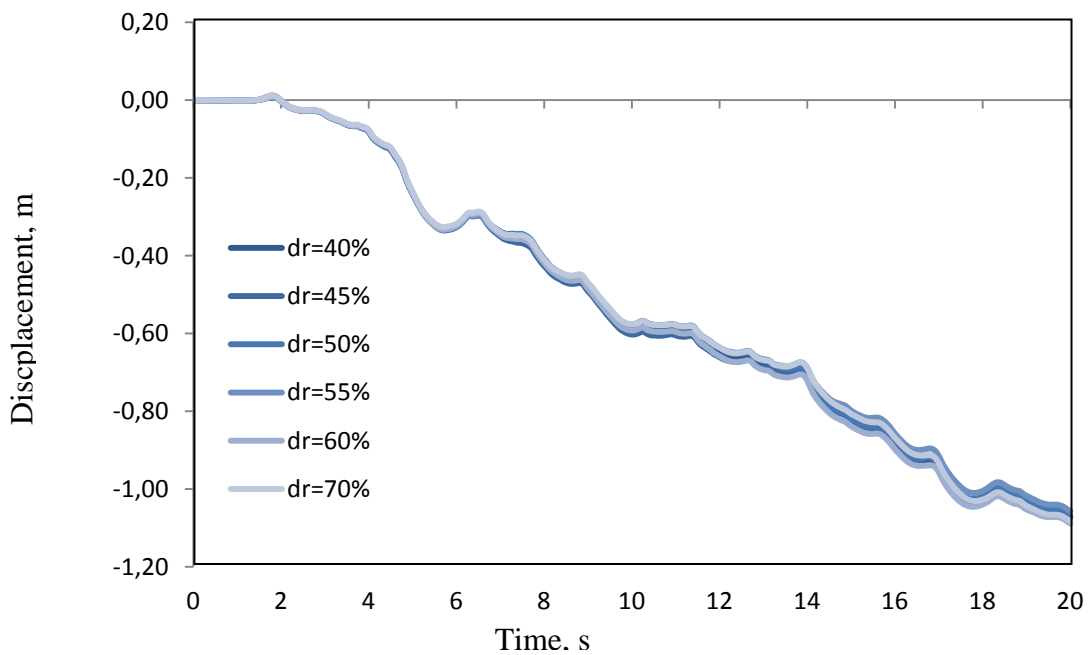
Τέλος στο σχήμα 3.49 παρουσιάζονται οι μέγιστες μόνιμες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις των σχημάτων 3.46 και 3.47 συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας Dr .



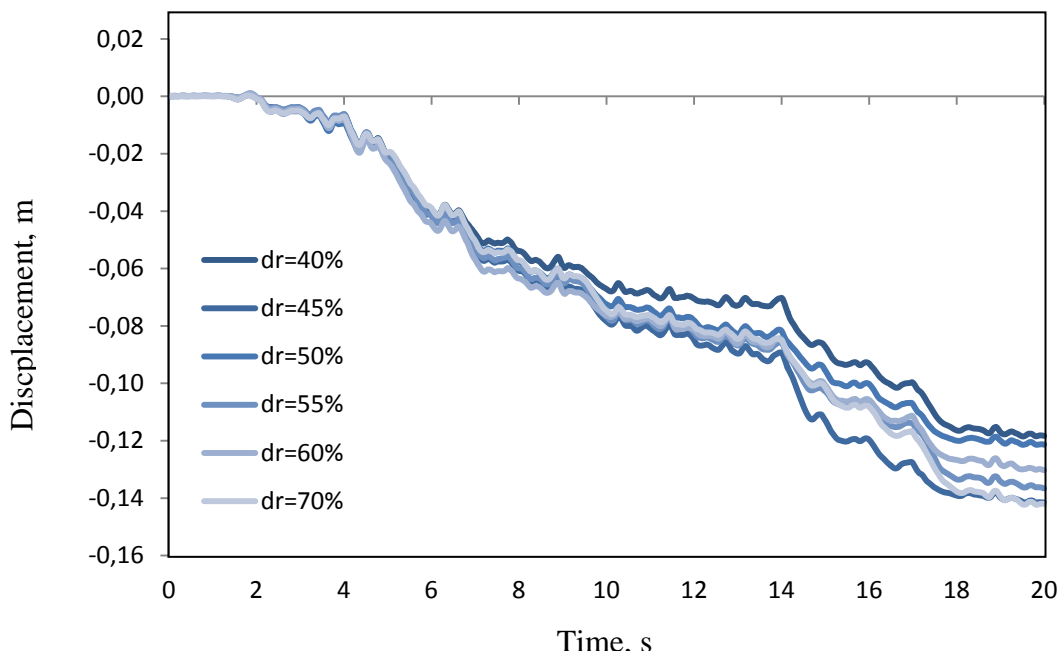
Σχήμα 3.44 Χρονοϊστορίες οριζόντιας μετατόπισης του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $Dr=40\%-70\%$.



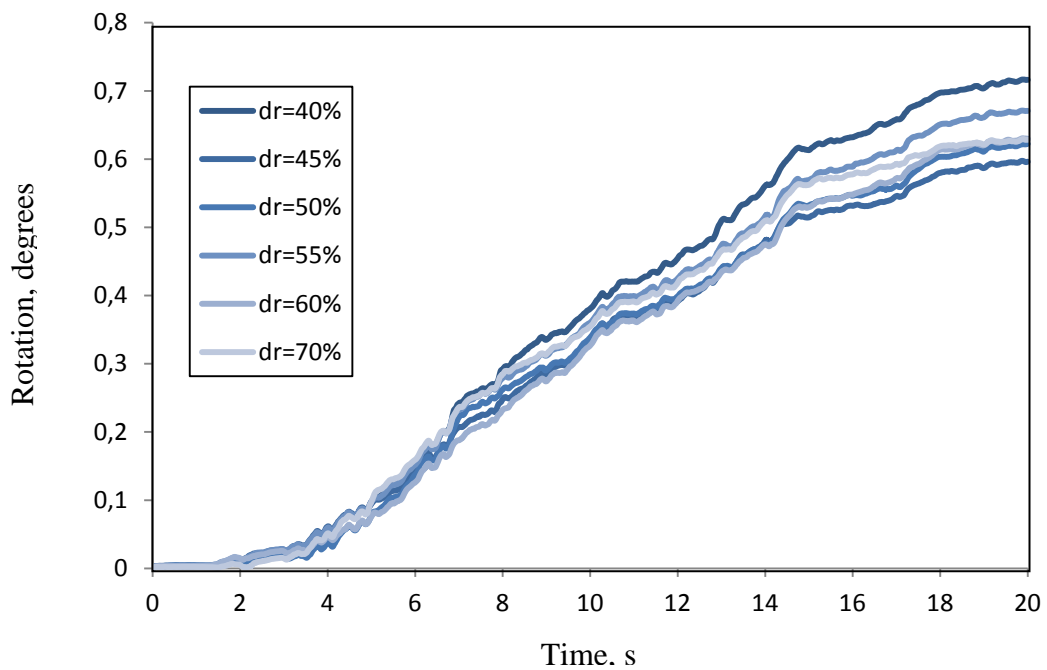
Σχήμα 3.45 Χρονοϊστορίες καθίζησης του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $D_r=40\%-70\%$.



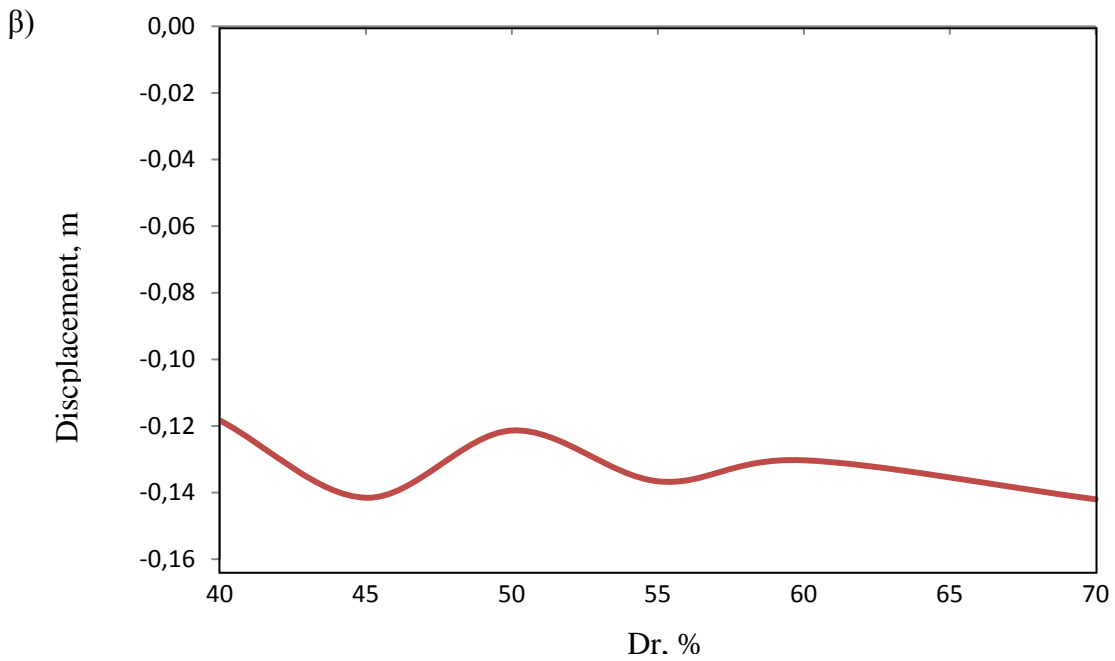
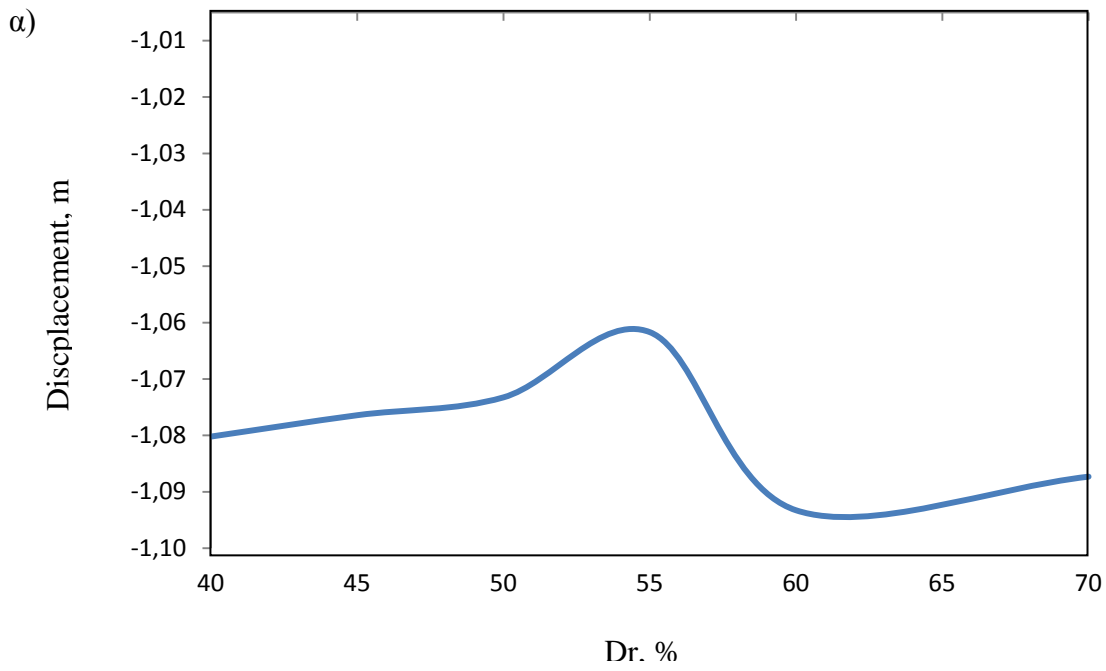
Σχήμα 3.46 Χρονοϊστορίες οριζόντιας μετατόπισης του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $D_r=40\%-70\%$.



Σχήμα 3.47 Χρονοϊστορίες καθίζησης του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $Dr=40\%-70\%$.



Σχήμα 3.48 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $Dr=40\%-70\%$.



Σχήμα 3.49 Διακύμανση συναρτήσεων της μεταβολής της σχετικής πυκνότητας α) της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης και β) της καθίζησης στο σημείο Α υπό την σεισμική διέγερση της Λευκάδας.

3.4.2.3 Έλεγχος κριτηρίων εκτίμησης βλαβών κατά PIANC

Ο έλεγχος γίνεται πάλι για το σημείο A (άνω αριστερά σημείο του κρηπιδότοιχου) .Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζεται ο έλεγχος των κριτηρίων που αφορούν την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση ενώ στον Πίνακα 3.8 δίνεται η εκτίμηση της στροφής του κρηπιδότοιχου (βλέπε Πίνακα 2.2)

Η ομοιότητα των αποτελεσμάτων που παρατηρήθηκε κατατάσσει όλες τις περιπτώσεις στην κατηγορία βαθμού ΙΙΙ, σε αναλογία με την σεισμική διέγερση της Λευκάδας για την Α περίπτωση, για την οποία προβλέπονται εκτεταμένες καταστροφές στον προβλήτα και μεγάλη αν όχι μόνιμη διακοπή της λειτουργίας του.

Από τον πίνακα 3.8 φαίνεται ότι η μέγιστη περιστροφή είναι $0,72^\circ$, γωνία αρκετά μικρότερη του ορίου των 3° .

Πίνακας 3.7 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση της παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στην σεισμική διέγερση της Λευκάδας για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.

Σχετική Πυκνότητα Dr	Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση d (m)	Κανονικοποιημένη παραμένουσα μετατόπιση d/H	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
40%	1,08	7,55%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
45%	1,07	7,48%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
50%	1,07	7,48%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
55%	1,06	7,41%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
60%	1,09	7,62%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ
70%	1,08	7,55%	ΒΑΘΜΙΔΑ ΙΙΙ

Πίνακας 3.8 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση τη στροφή του τοίχου στην σεισμική διέγερση της Λευκάδας για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.

Σεισμική Διέγερση	Στροφή $^\circ$	Έλεγχος κριτηρίου	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
40%	0,72	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
45%	0,60	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
50%	0,62	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
55%	0,67	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
60%	0,63	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι
70%	0,63	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ Ι

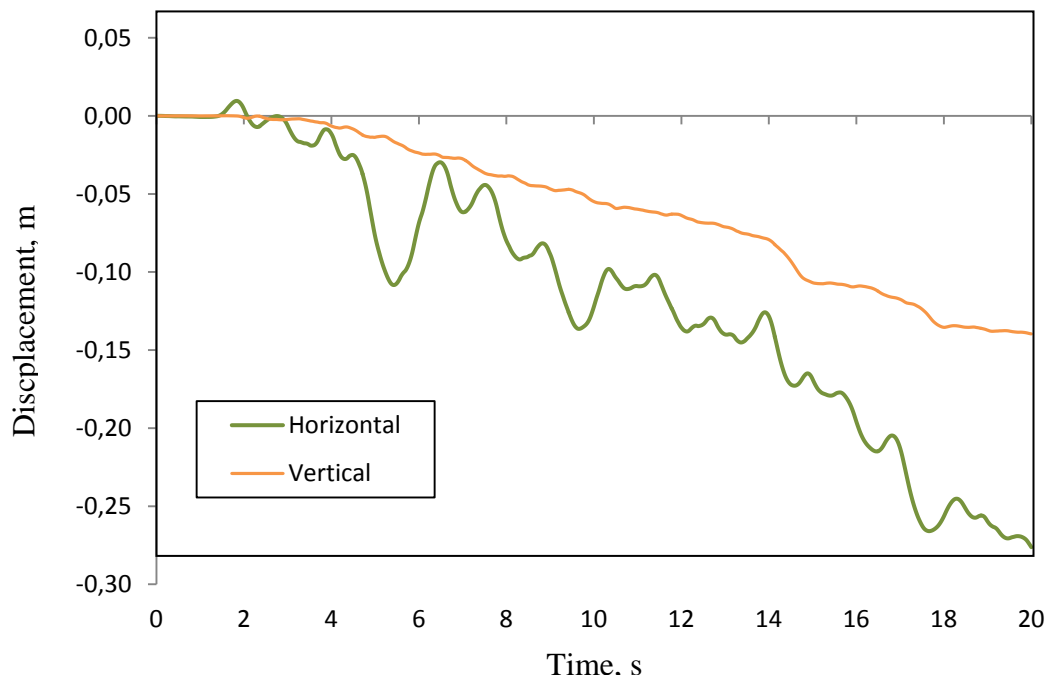
3.4.3 Περίπτωση Γ (ανάλυση για διαφορετικές επιταχύνσεις εδάφους)

Οι τιμές της σχετικής πυκνότητας των εδαφών θεμελίωσης και επίχωσης είναι ίδιες με αυτές της περίπτωσης Α. Ως σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκε όπως και στην περίπτωση Β αυτή της Λευκάδας. Η διαφορά σε αυτή την περίπτωση έγκειται στην χρησιμοποίηση διαφορετικής επιτάχυνσης του εδάφους με τιμές 0,1g, 0,2g, 0,3g και 0,4g (σημειώνεται ότι στις περιπτώσεις Α και Β η τιμή της επιτάχυνσης του εδάφους ήταν $\alpha=0,17g$). Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις 4 διαφορετικές υποπεριπτώσεις. Σημειώνεται ότι οι αναλύσεις για τόσο μεγάλες σεισμικές επιταχύνσεις είναι βασισμένες σε *ακραία υποθετικά σενάρια* και έχουν ως στόχο μόνο την διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής έντασης.

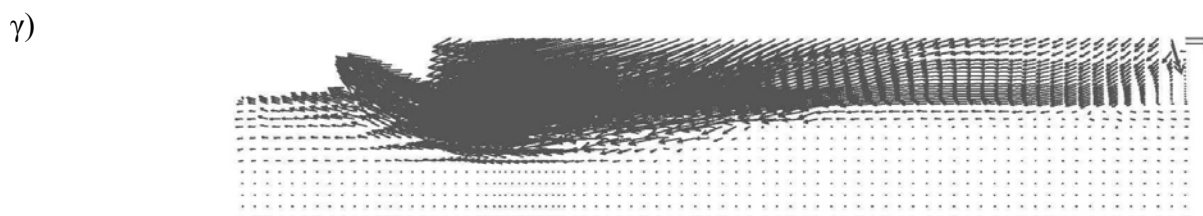
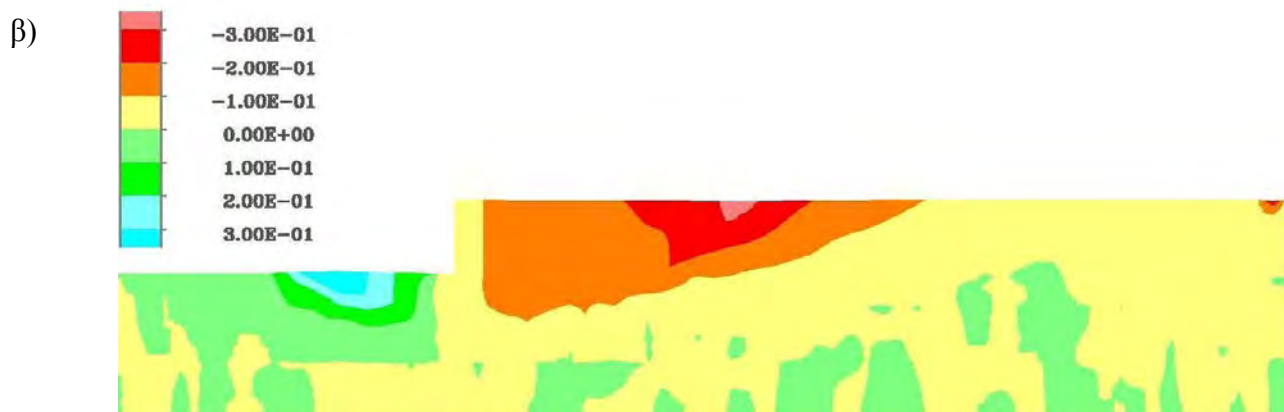
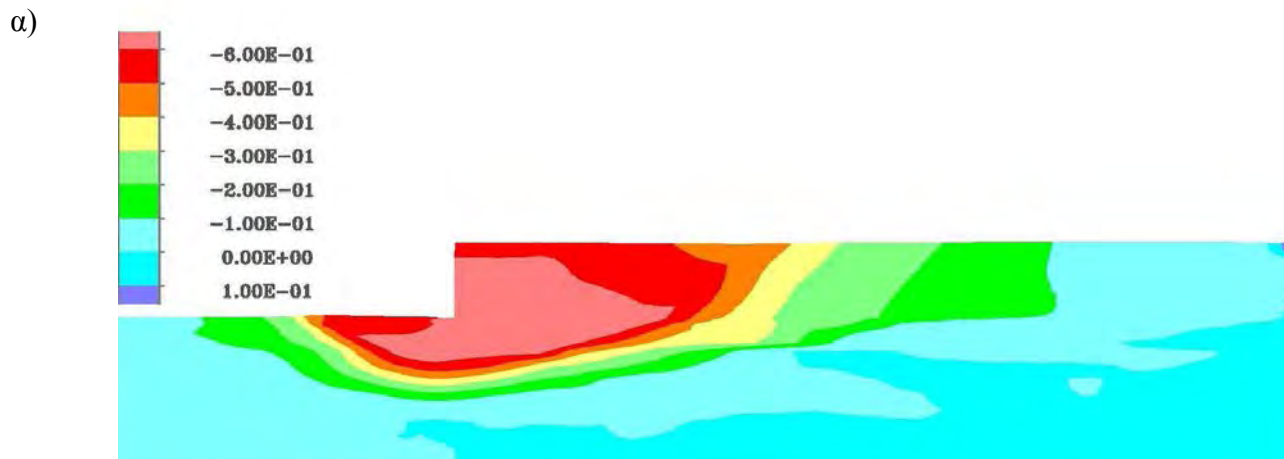
3.4.3.1 Μέγιστη επιτάχυνση $a_{max}=0,1g$

Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.50 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,28 m και καθίζηση 0,14 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.51.

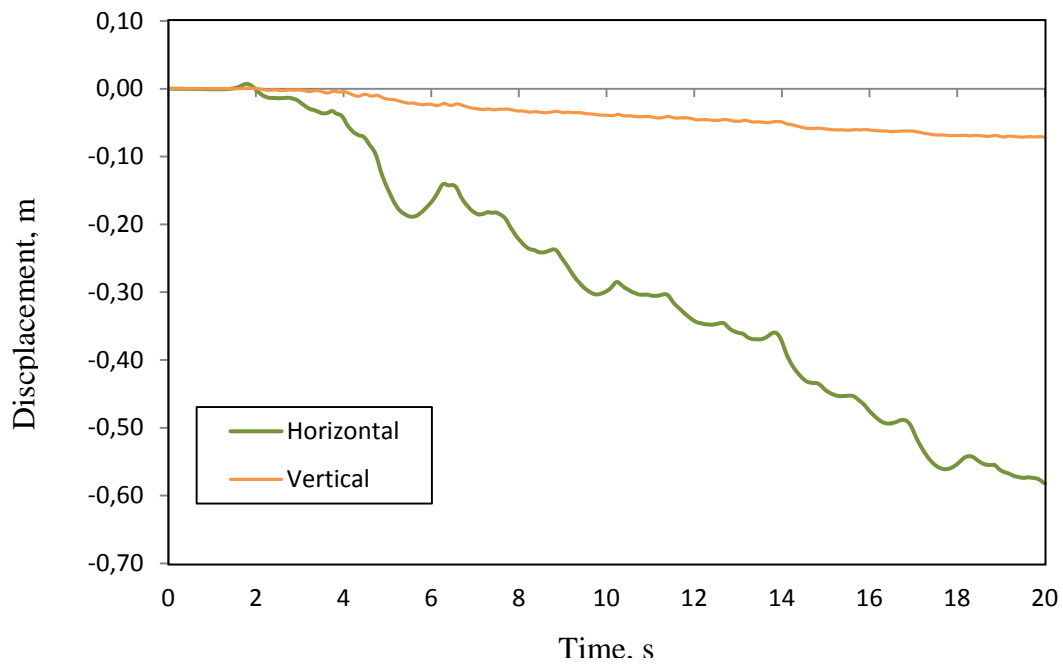
Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 0,58 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση μόλις 0,07 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.52 ενώ στο Σχήμα 3.53 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,40^\circ$. Τέλος στο σχήμα 3.54 δίδεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3.



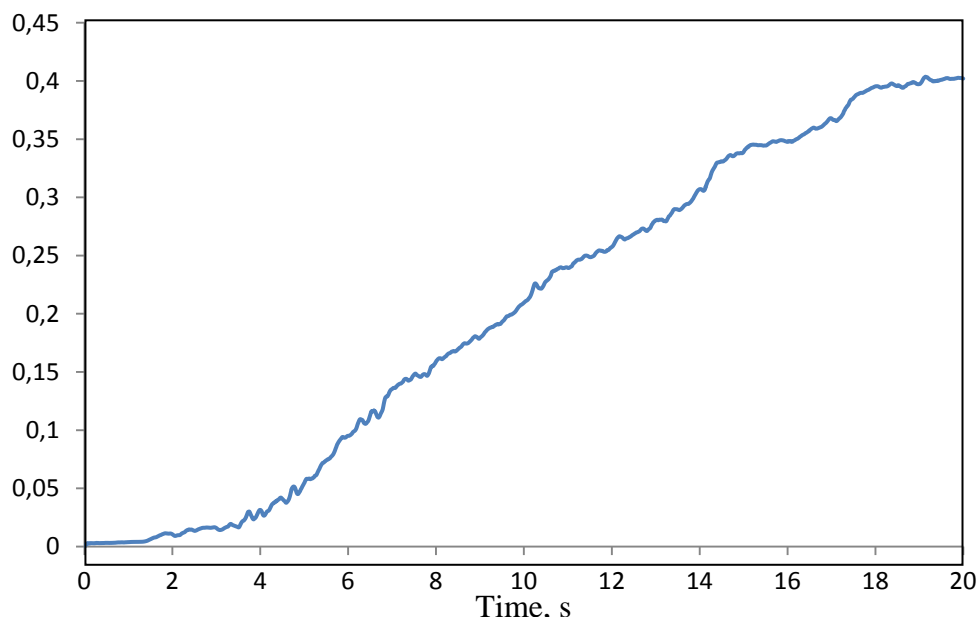
Σχήμα 3.50 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,1g



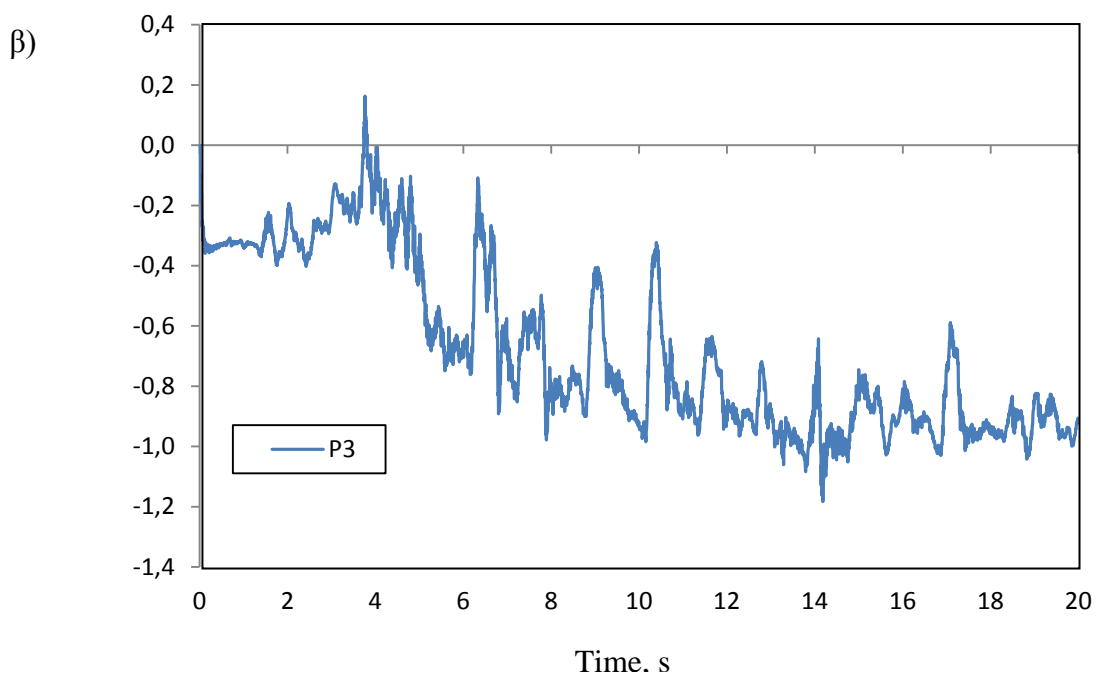
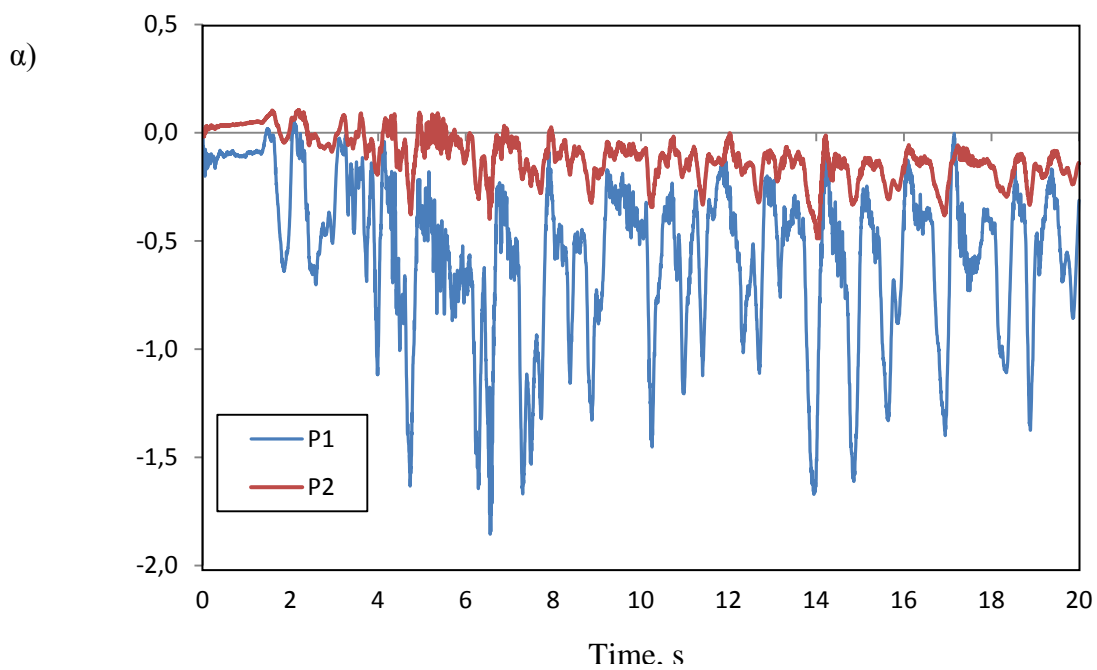
Σχήμα 3.51 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,1g



Σχήμα 3.52 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,1g.



Σχήμα 3.53 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,1g.

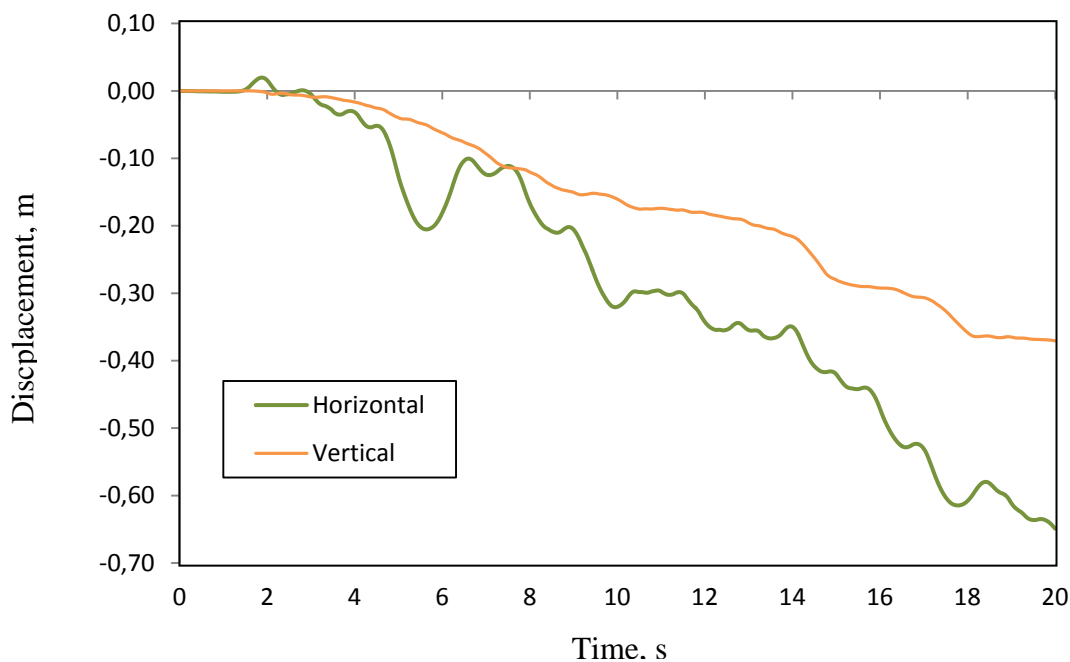


Σχήμα 3.54 Λόγος υπερπίεσης πόρων ru υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους $0,1g$ στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 1.13).

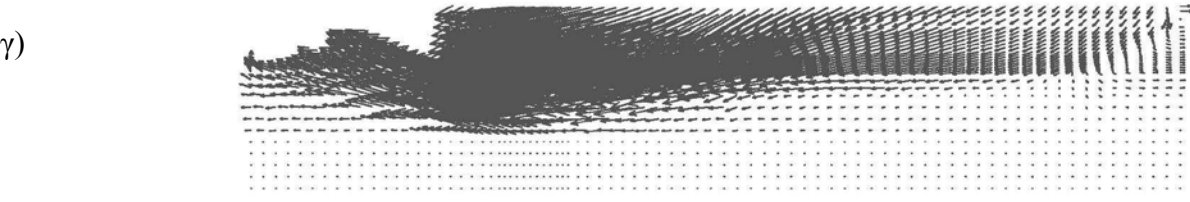
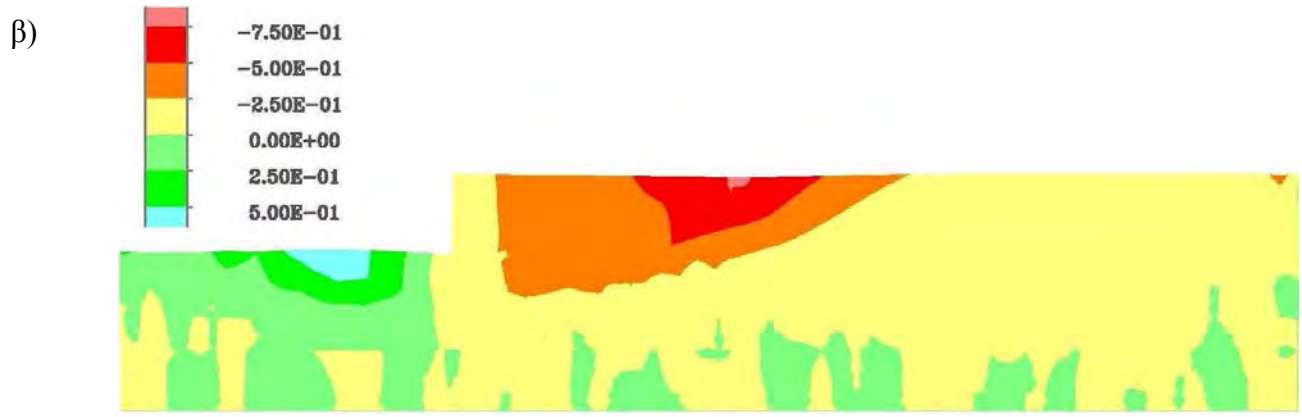
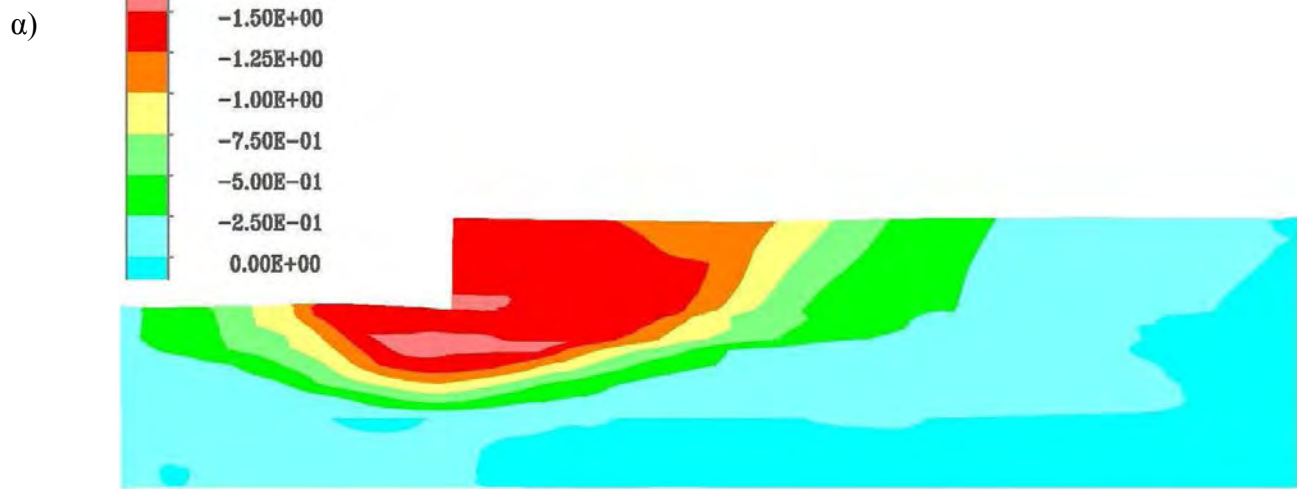
3.4.3.2 Μέγιστη επιτάχυνση $a_{max}=0,2g$

Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.55 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,65 m και καθίζηση 0,37 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμογάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.56.

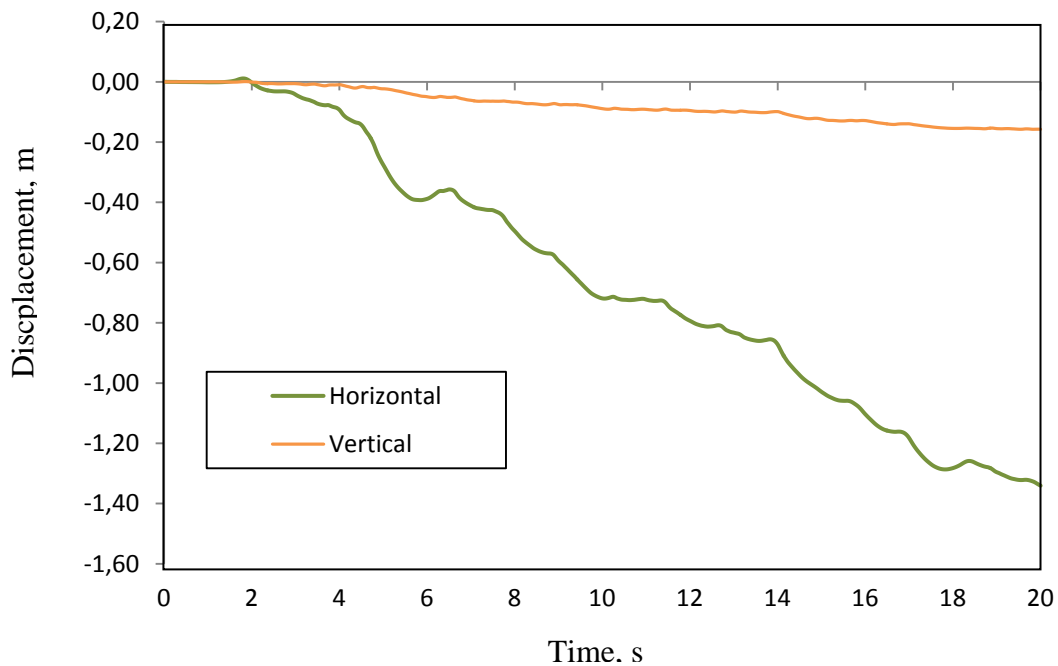
Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 1,34 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,16 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.57 ενώ στο Σχήμα 3.58 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $0,82^\circ$. Στο σχήμα 3.59 δίνεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3



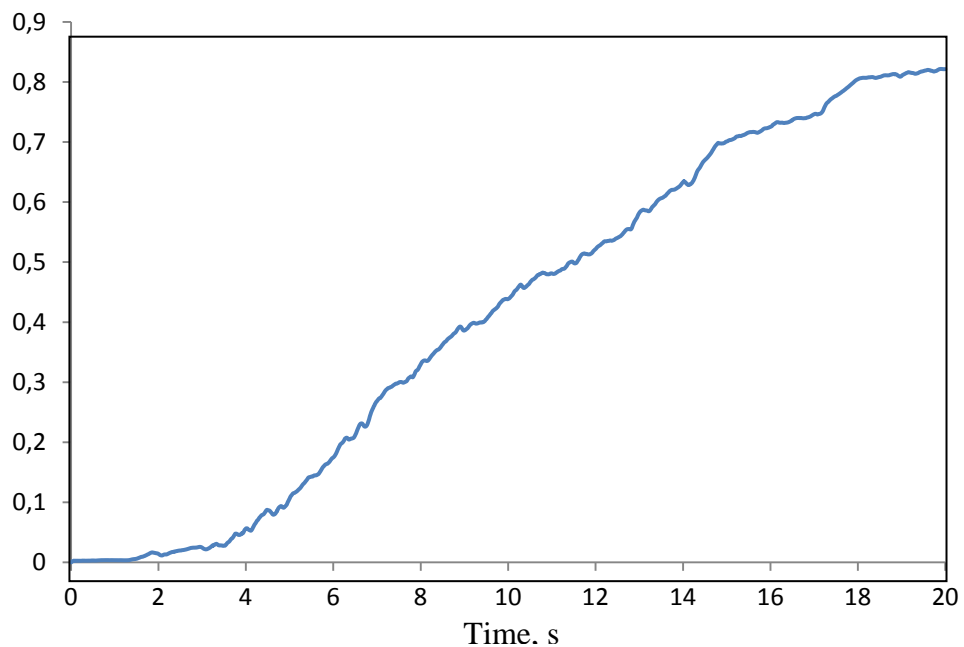
Σχήμα 3.55 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους $0,2g$



Σχήμα 3.56 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,2g

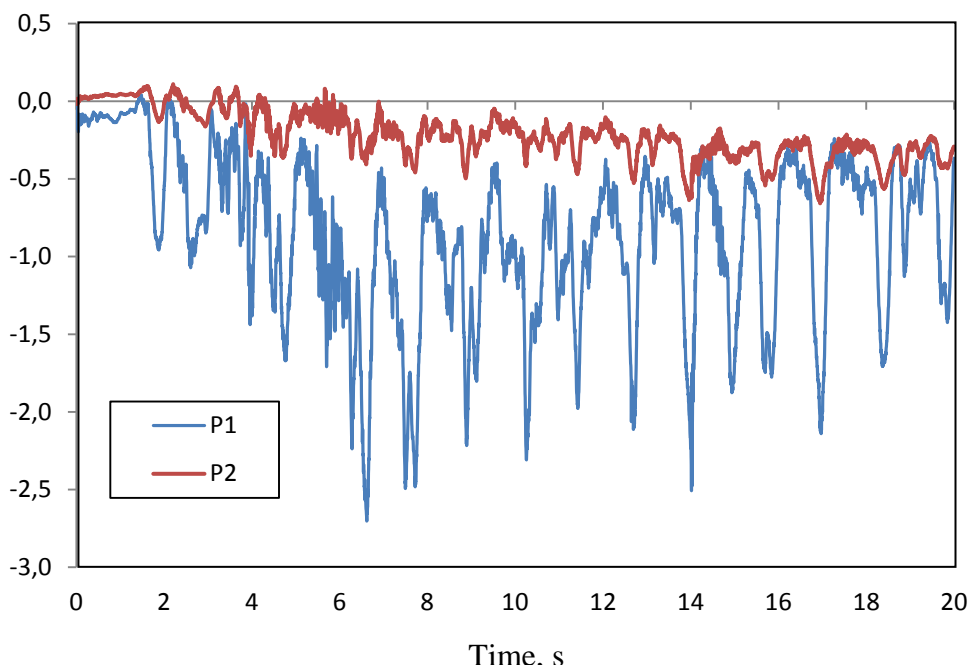


Σχήμα 3.57 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοιχίου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,2g.

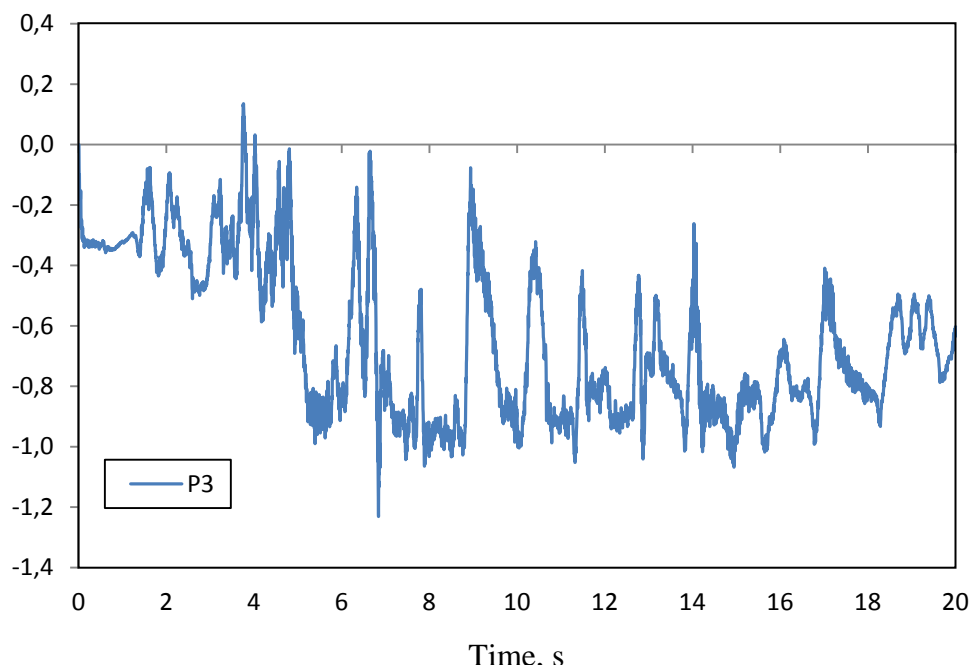


Σχήμα 3.58 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοιχίου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,2g.

α)



β)

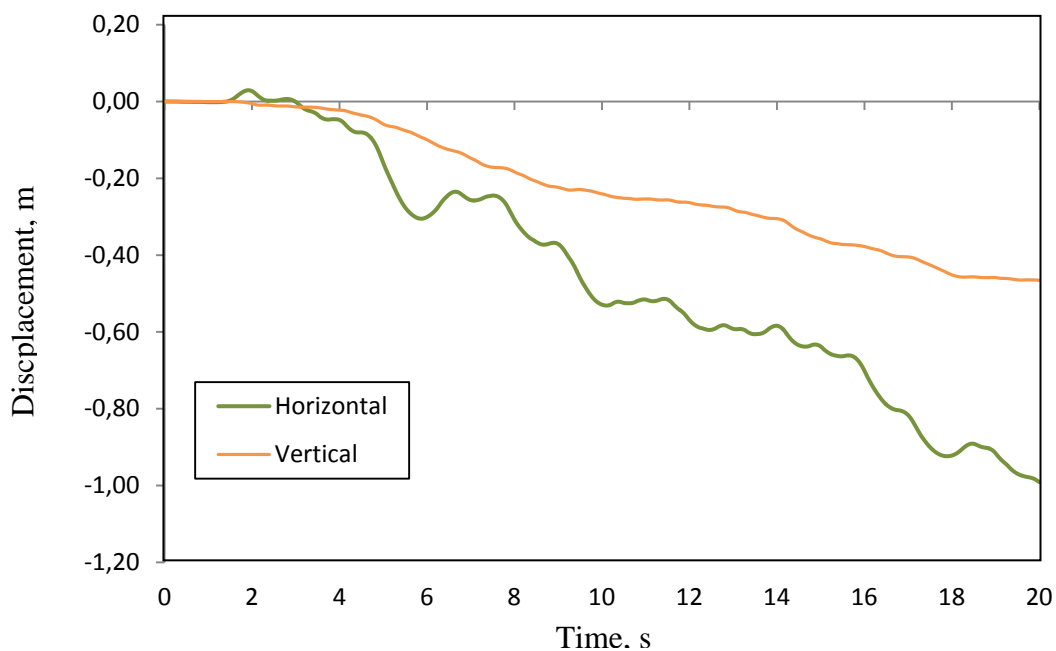


Σχήμα 3.59 Λόγος υπερπίεσης πόρων γυ υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,2g στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 1.13).

3.4.3.3 Μέγιστη επιτάχυνση $a_{max}=0,3g$

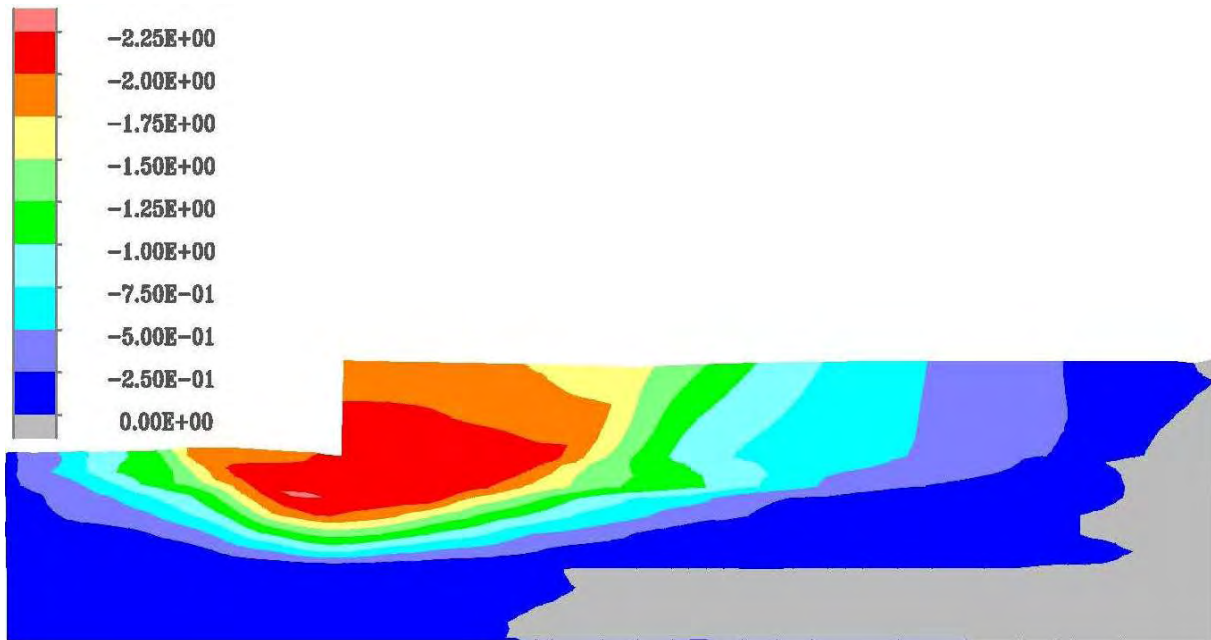
Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.60 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 0,99 m και καθίζηση 0,47 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.61.

Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 1,89 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,14 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.62 ενώ στο Σχήμα 3.63 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $1,17^\circ$. Στο σχήμα 3.64 δίνεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3

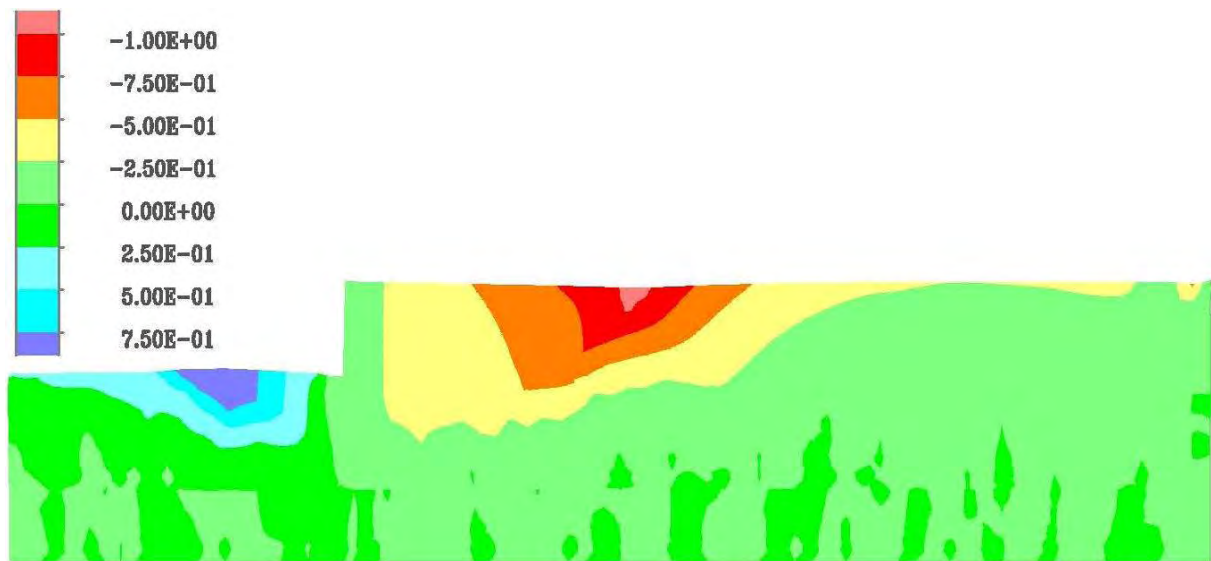


Σχήμα 3.60 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,3g

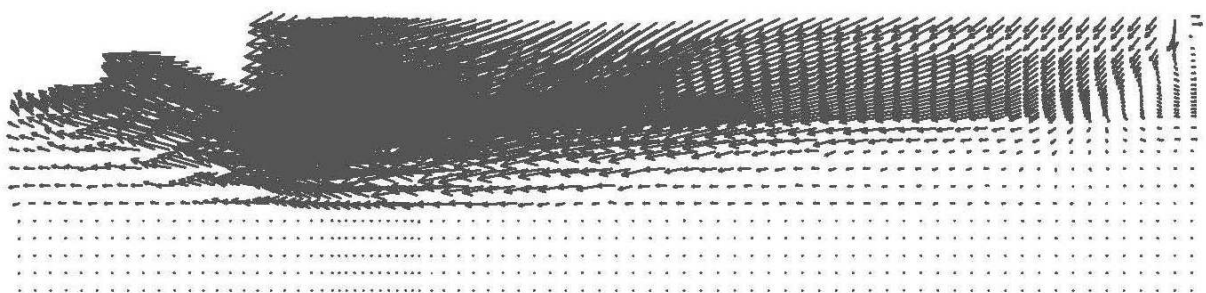
α)



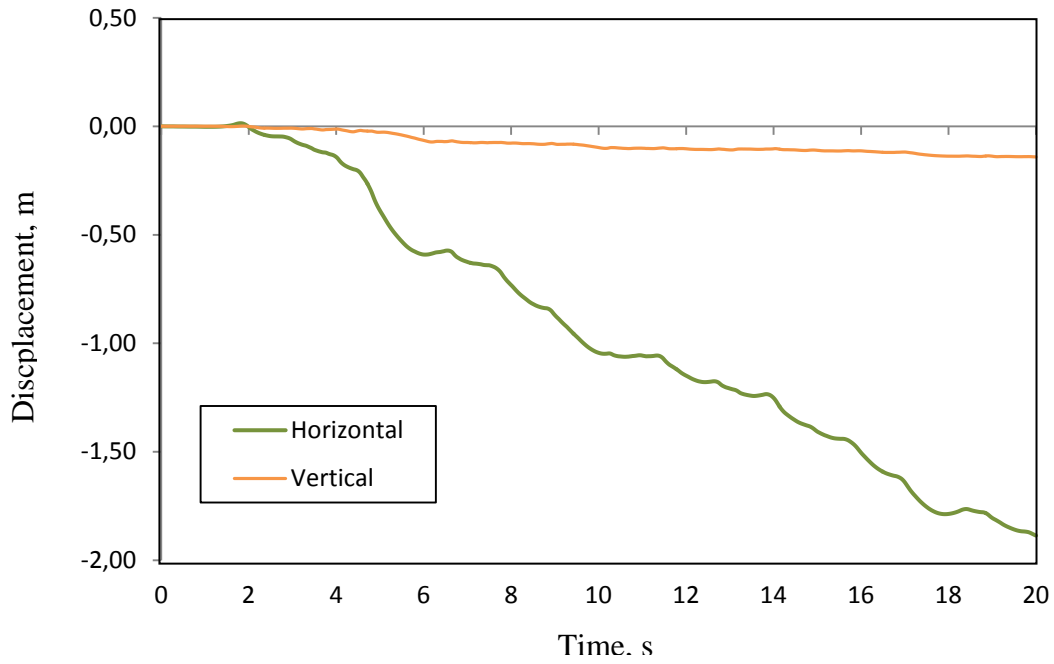
β)



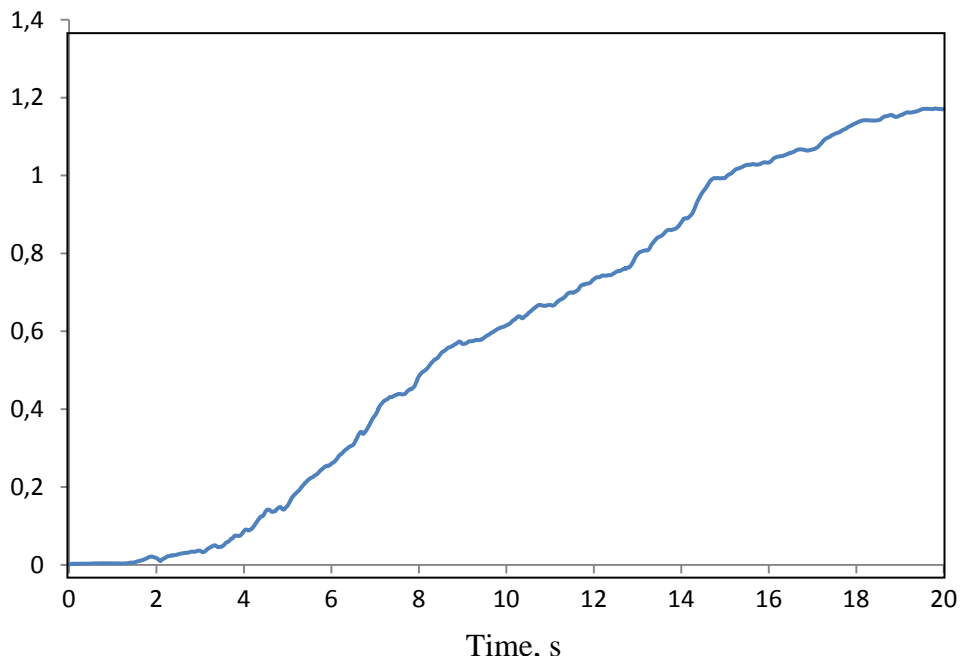
γ)



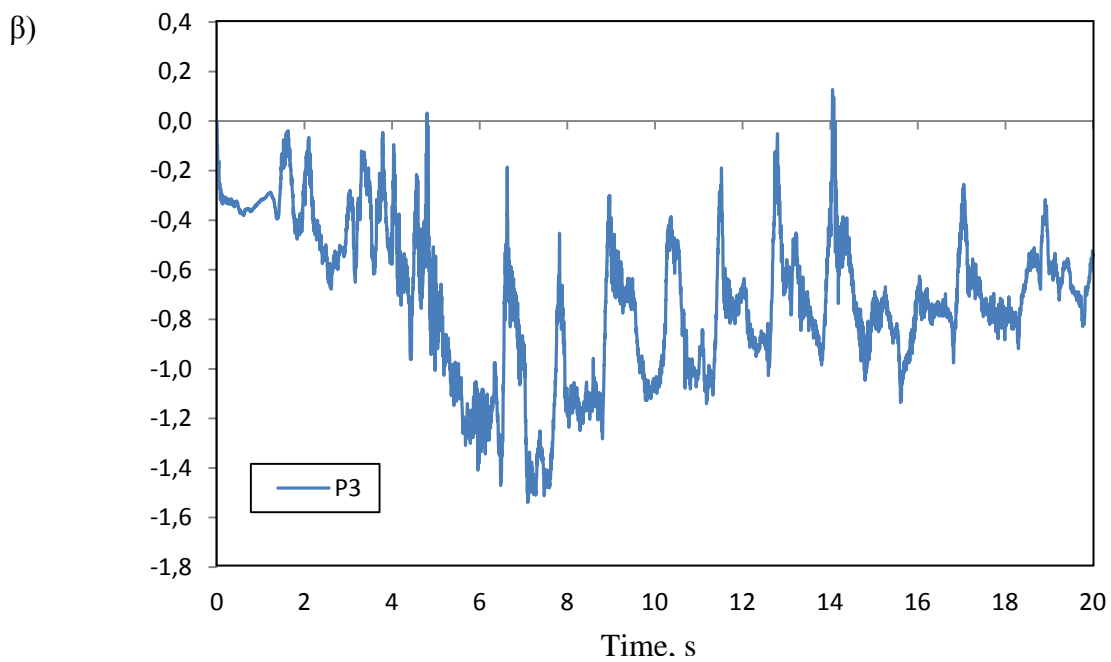
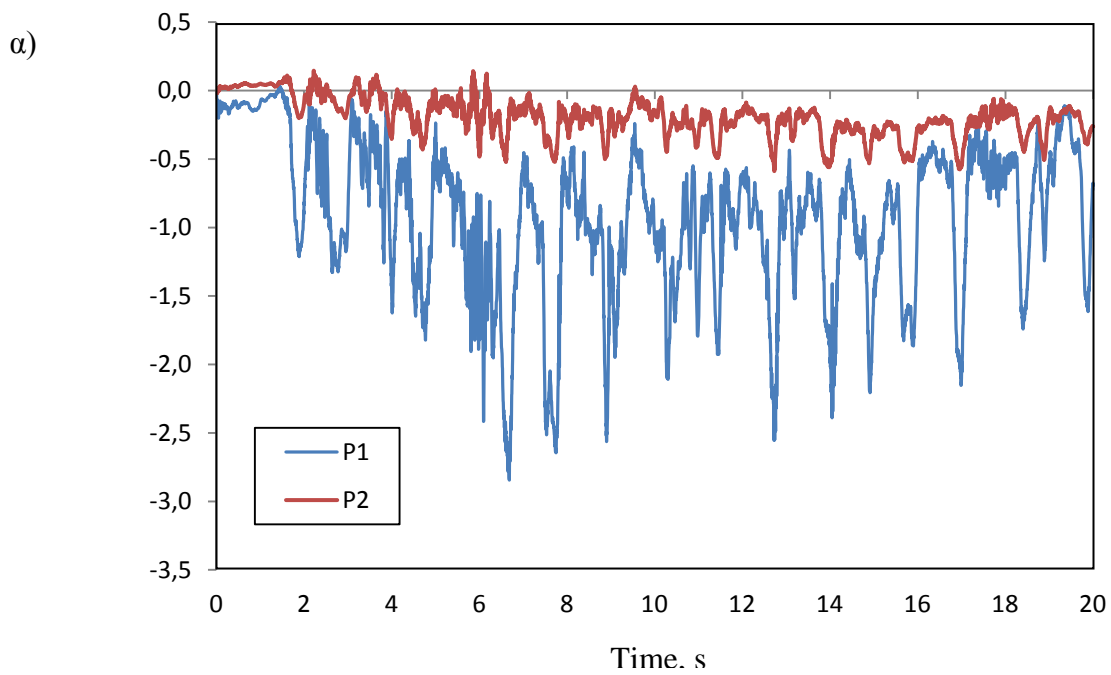
Σχήμα 3.61 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,3g



Σχήμα 3.62 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,3g.



Σχήμα 3.63 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,3g.

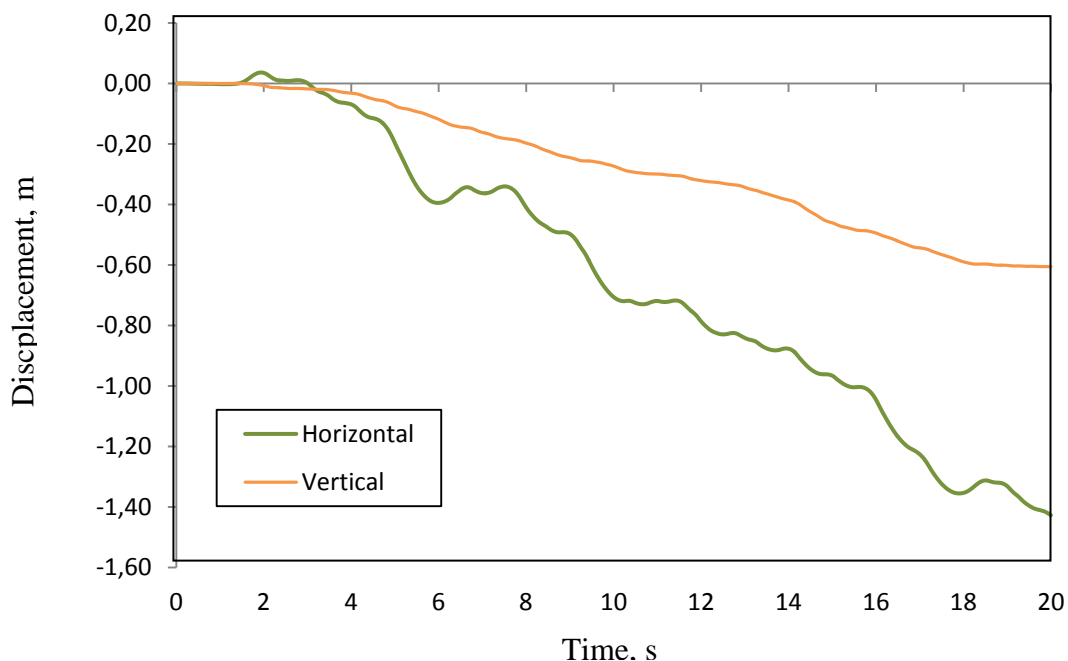


Σχήμα 3.64 Λόγος υπερπίεσης πόρων γυ υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,3g στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 1.13).

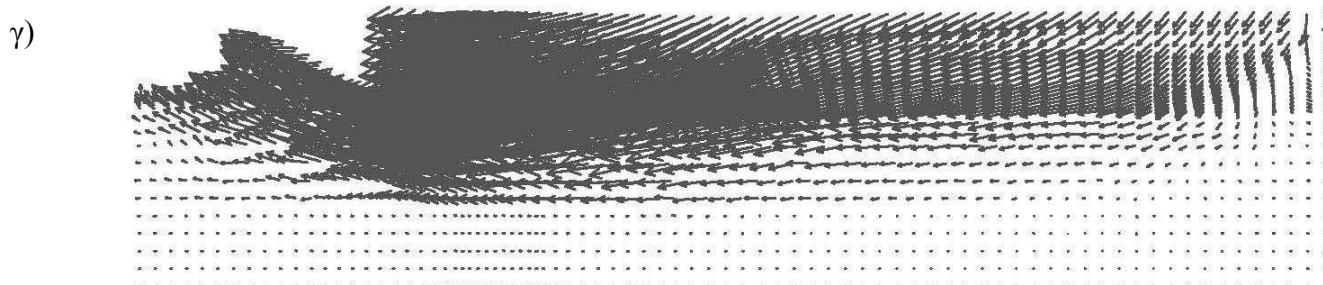
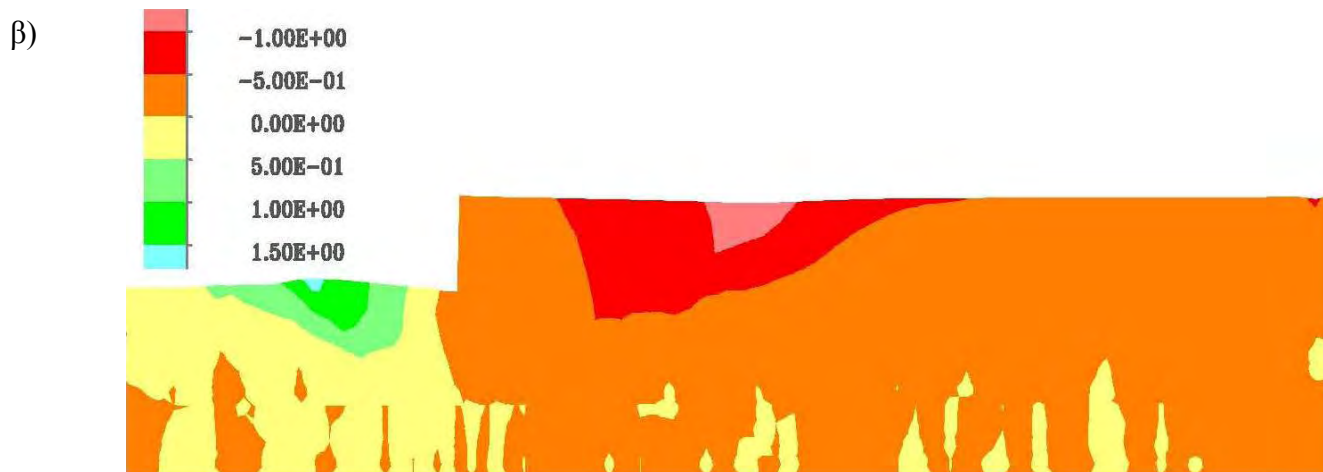
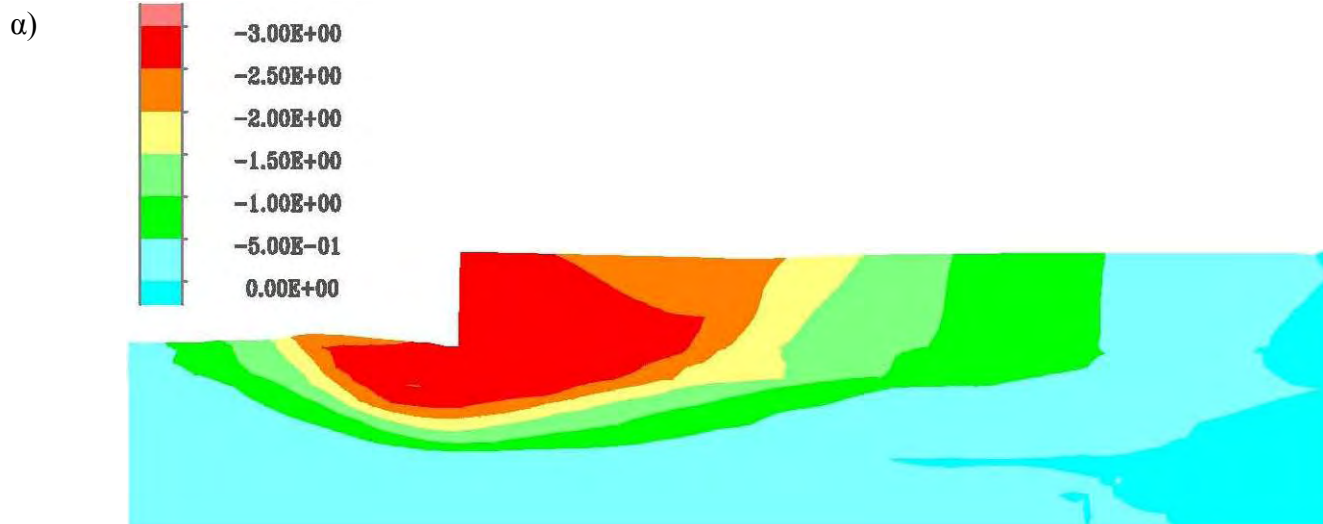
3.4.3.4 Μέγιστη επιτάχυνση $a_{max}=0,4g$

Η χρονοϊστορία της οριζόντιας μετατόπισης και της καθίζησης του σημείου Η δίνεται στο σχήμα 3.65 με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση 1,43 m και καθίζηση 0,61 m. Η κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου και αντιστηριζόμενου αμμοχάλικου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας στο τέλος της σεισμικής δόνησης και αντίστοιχα η κατανομή της καθίζησης δίνονται στο σχήμα 3.66.

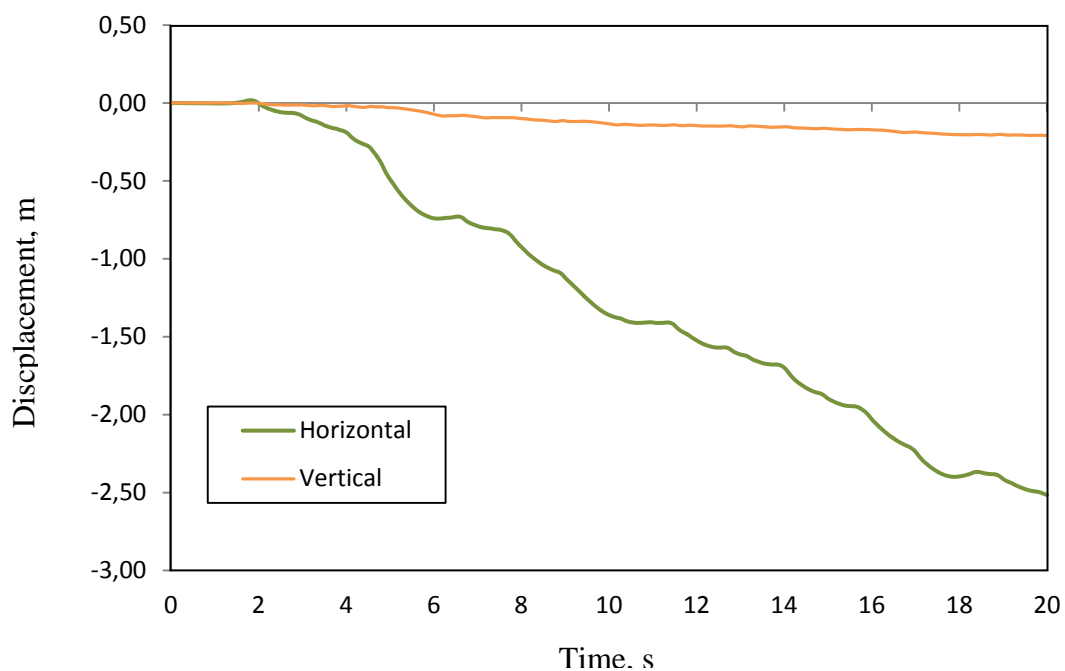
Η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι 2,52 m προς τη θάλασσα ενώ η καθίζηση 0,21 m. Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερά γωνία του τοίχου (σημείο Α, Σχήμα 3.12) δίδονται στο Σχήμα 3.67 ενώ στο Σχήμα 3.68 δίνεται η χρονοϊστορία στροφής του τοίχου με μέγιστη τιμή ίση προς $1,26^\circ$. Στο σχήμα 3.69 δίνεται η χρονοϊστορία της εξέλιξης του λόγου r_u στα σημεία P1, P2 και P3



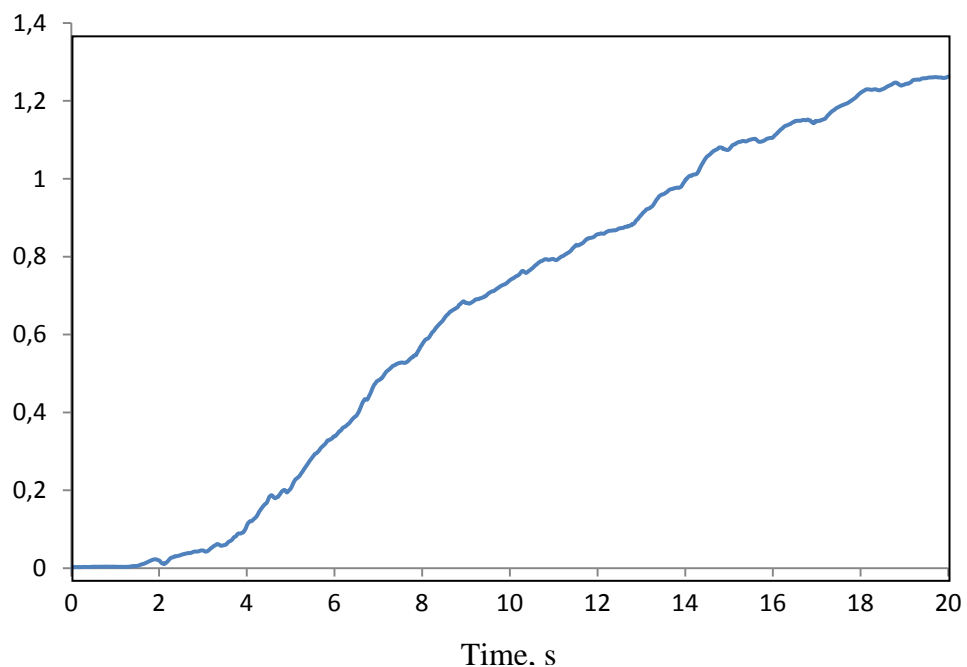
Σχήμα 3.65 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Η στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους $0,4g$



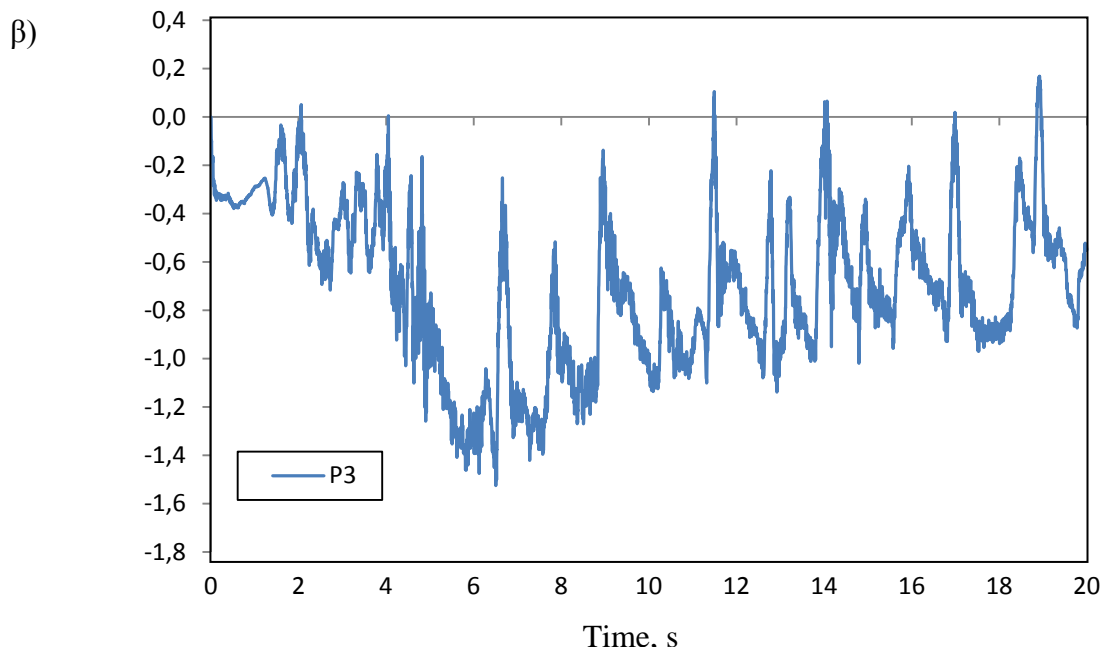
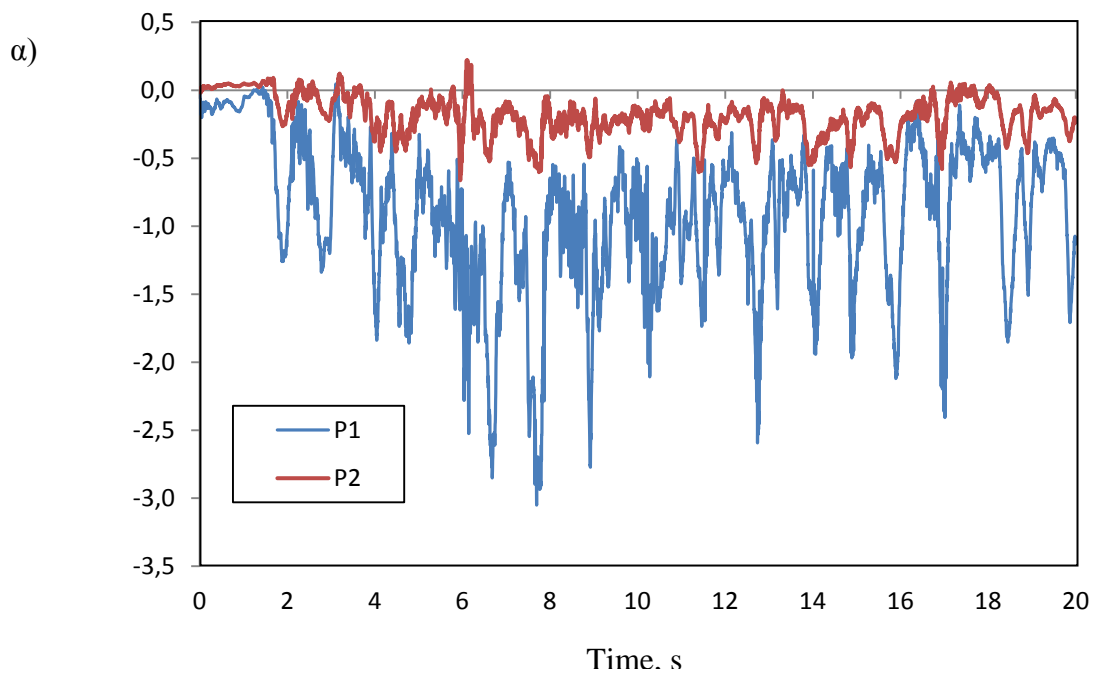
Σχήμα 3.66 Κατανομή α) της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, β) της καθίζησης γ) της διανυσματικής μετατόπισης του κρηπιδότοιχου υπό την διέγερση του σεισμού Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,4g



Σχήμα 3.67 Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,4g.



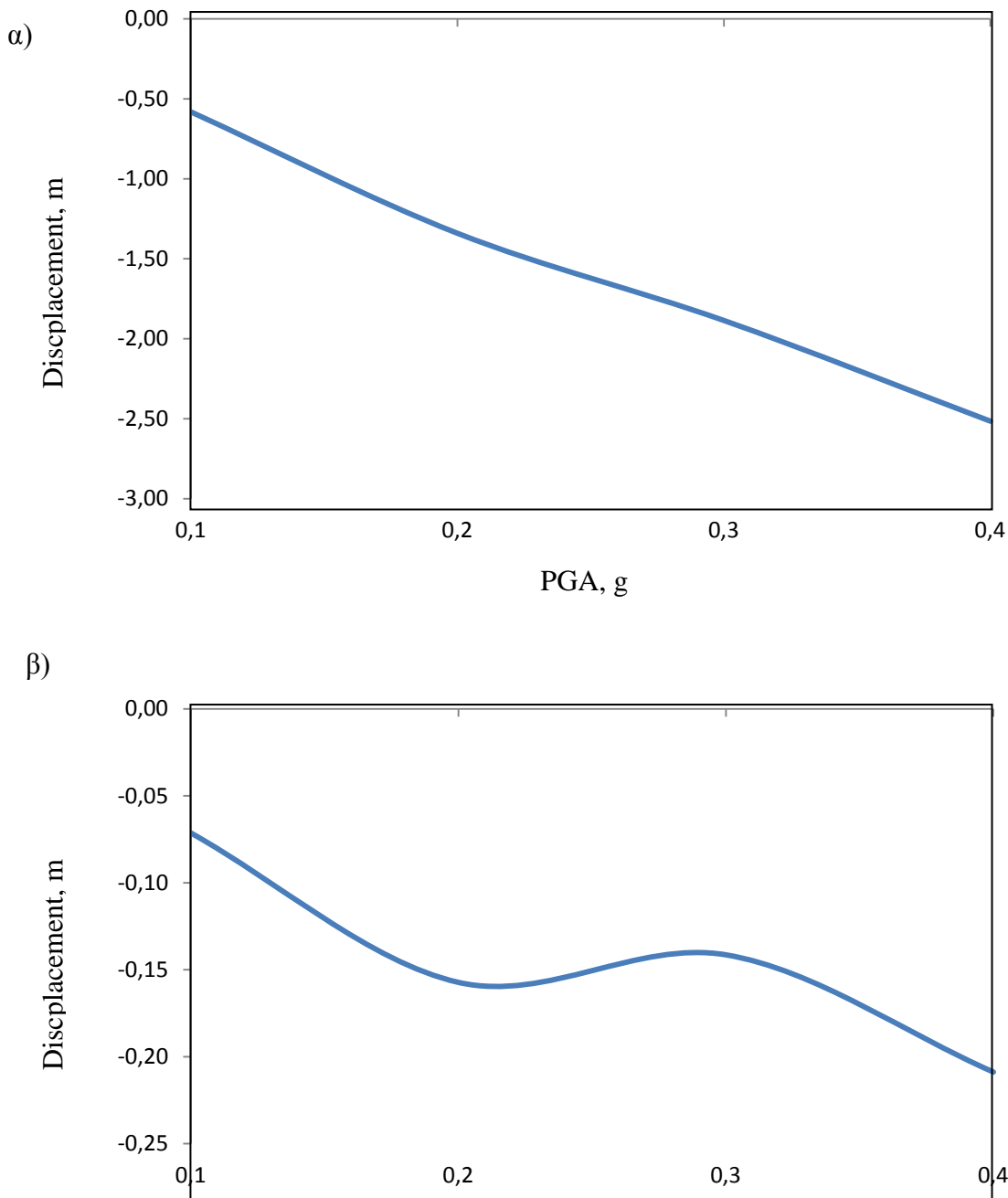
Σχήμα 3.68 Γωνία στροφής του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους 0,4g



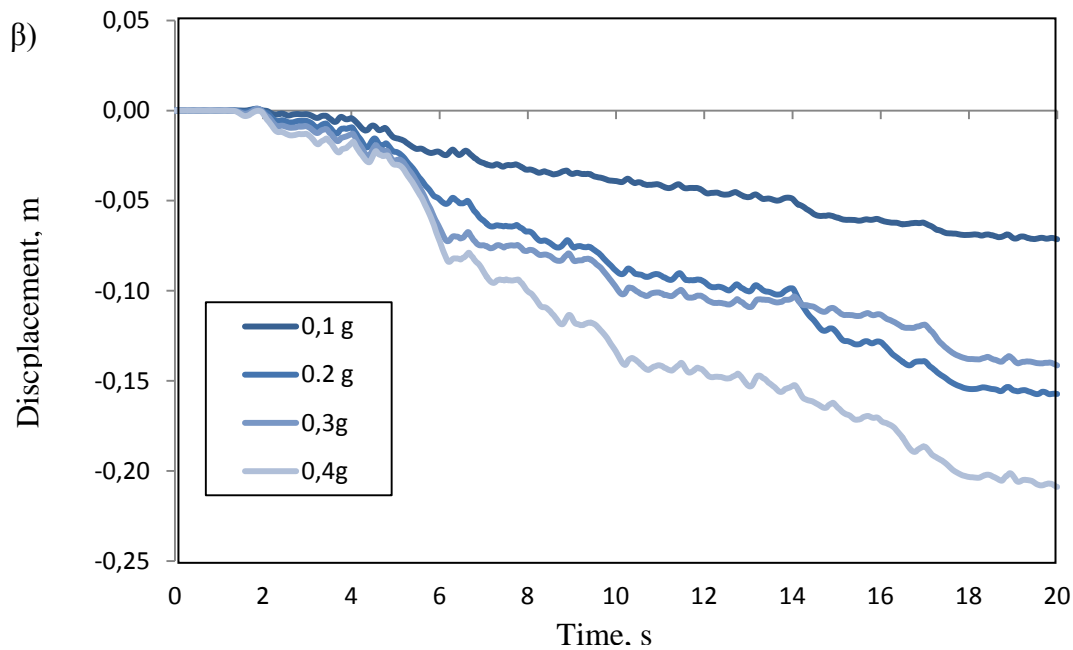
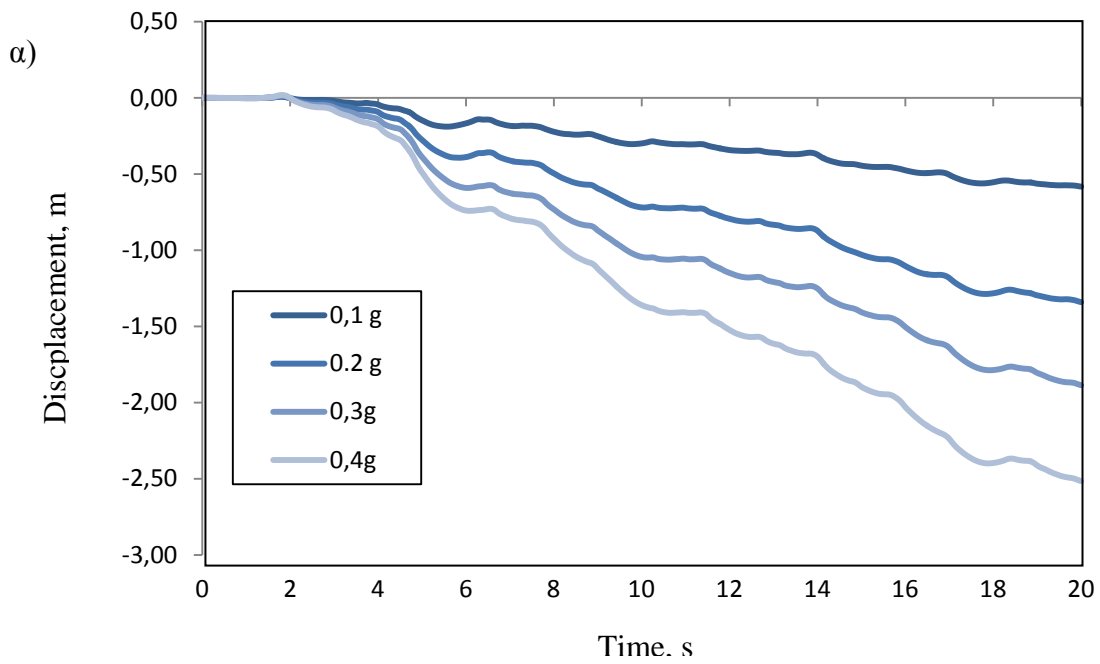
Σχήμα 3.69 Λόγος υπερπίεσης πόρων u υπό τη διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για επιτάχυνση εδάφους $0,4g$ στα σημεία α) P1 και P2 και β) P3 (βλέπε Σχήμα 3.13).

3.4.3.5 Σύγκριση των διαφορετικών επιταχύνσεων

Για την καλύτερη σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων για το σημείο Α, στο Σχήμα 3.70 δίνονται οι μέγιστες τιμές οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων συναρτήσει της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους ενώ στο Σχήμα 3.71 παρουσιάζονται συγκεντρωμένες οι μετατοπίσεις για κάθε διαφορετική επιτάχυνση εδάφους.



Σχήμα 3.70 Διακύμανση συναρτήσει μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους α) της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης και β) της καθίζησης στο σημείο Α υπό την σεισμική διέγερση της Λευκάδας



Σχήμα 3.71 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου Α του κρηπιδοτοίχου ως προς τον χρόνο υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας για $a_{max}=0,1g-0,2g-0,3g-0,4g$

3.4.3.6 Έλεγχος κριτηρίων εκτίμησης βλαβών κατά PIANC

Ο έλεγχος γίνεται πάλι για το σημείο A (άνω αριστερά σημείο του κρηπιδότοιχου) .Στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζεται ο έλεγχος των κριτηρίων που αφορούν την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση ενώ στον Πίνακα 3.10 δίνεται η εκτίμηση της στροφής του κρηπιδότοιχου (βλέπε Πίνακα 2.2)

Όπως φαίνεται από τον Πίνακα 3.9, για επιτάχυνση εδάφους 0,1g οι προβλεπόμενες βλάβες στον κρηπιδότοιχο ανήκουν στην Βαθμίδα II για την σεισμική διέγερση της Λευκάδας σε αντίθεση με την περίπτωση A όπου η $a_{max}=0,17g$ αντιστοιχεί στην Βαθμίδα III. Με την περίπτωση A για τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας είναι παρόμοια η περίπτωση για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0,2g. Τέλος για σεισμούς με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους από 0,2g και παραπάνω οι εκτιμήσεις είναι οι πλέον απαισιόδοξες προβλέποντας κατάρρευση του κρηπιδότοιχου με ολική δομική αστοχία και ως εκ τούτου πλήρης απώλεια λειτουργικότητας (με βάση τον Πίνακα 2.2).

Από τον πίνακα 3.10 φαίνεται ότι η μέγιστη περιστροφή είναι $1,26^\circ$, γωνία μικρότερη του ορίου των 3° .

Πίνακας 3.9 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση της παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις για κάθε επιτάχυνση εδάφους.

Επιτάχυνση Εδάφους	Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση d (m)	Κανονικοποιημένη παραμένουσα μετατόπιση d/H	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
0,1g	0,58	4,06%	ΒΑΘΜΙΔΑ II
0,2g	1,34	9,37%	ΒΑΘΜΙΔΑ III
0,3g	1,89	13,22%	ΒΑΘΜΙΔΑ IV
0,4g	2,52	17,62%	ΒΑΘΜΙΔΑ IV

Πίνακας 3.10 Επιλογή κριτηρίων PIANC με βάση τη στρόφη του τοίχου για κάθε επιτάχυνση εδάφους.

Επιτάχυνση Εδάφους	Στροφή $^\circ$	Έλεγχος κριτηρίου	Ταξινόμηση ανά κριτήριο
0,1g	0,40	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ I
0,2g	0,82	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ I
0,3g	1,17	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ I
0,4g	1,26	≤ 3	ΒΑΘΜΙΔΑ I

4 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε η σεισμική απόκριση του κρηπιδότοιχου του κεντρικού προβλήτα στον λιμένα του Βόλου με χρήση αριθμητικής προσομοίωσης. Η αριθμητική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών κάνοντας χρήση του προγράμματος FLAC (Itasca 2014). Λόγω της αβεβαιότητας η οποία προκύπτει από (α) την ανομοιογένεια των υλικών της επίχωσης, (β) την ελλιπή γνώση της πυκνότητας συμπύκνωσης στα λιθορριπή θεμελίωσης και ανακουφιστικού πρίσματος, και (γ) την επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης, εκπονήθηκε μία σειρά παραμετρικών αναλύσεων.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η ορθότητα των αποτελεσμάτων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες οι οποίοι δεν έχουν διερευνηθεί επαρκώς ή δεν έχουν διερευνηθεί καθόλου στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής διότι θα ήταν πρακτικά αδύνατο. Τέτοιοι παράμετροι είναι π.χ.

(α) η αβεβαιότητα για την μέση τιμή και την διασπορά των ιδιοτήτων του εδάφους

(β) η αβεβαιότητα για τους εμπειρικούς τύπους του Byrne οι οποίοι υπολογίζουν τις παραμέτρους του μοντέλου του. Πράγματι σύγκριση με άλλες εμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό της σχετικής πυκνότητας καταδεικνύει σημαντικές αποκλίσεις, οι οποίες ενδεχομένως να οφείλονται στα διαφορετικά είδη εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν και τα τοπικά χαρακτηριστικά για την δημιουργία των εμπειρικών σχέσεων.

(γ) η αβεβαιότητα σχετικά το μέγεθος του λόγου κρίσιμης απόσβεσης καθώς και της απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας. Σημειώνεται ότι στις αναλύσεις ήταν δυνατή η οριζόντια ακτινοβολία κινητικής ενέργειας, όμως δεν λήφθηκε υπόψη η κατακόρυφη ακτινοβολία στο κάτω όριο του κανάβου. Μεγαλύτερη απόσβεση ενέργειας θα είχε προφανώς ως αποτέλεσμα μικρότερη απόκριση και σεισμική βλάβη.

Λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς που προκύπτουν από τις αβεβαιότητες και γενόμενες παραδοχές, τα βασικότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις παραμετρικές αναλύσεις αναφορικά με την σεισμική συμπεριφορά του κρηπιδότοιχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι τα εξής:

1. Οι ακραίες τιμές της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης του κρηπιδότοιχου είναι για την περίπτωση Α 1,11 m για το χειρίστο σενάριο (σεισμική διέγερση Λευκάδας) και 0,47 m για το πλέον ευνοϊκό σενάριο (σεισμική διέγερση Friuli). Η περίπτωση Β δίνει μετατοπίσεις παρόμοιες με αυτές της περίπτωσης Α για την σεισμική διέγερση της Λευκάδας γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η σχετική πυκνότητα των εδαφών θεμελίωσης και επίχωσης δεν επηρεάζει την σεισμική απόκριση του κρηπιδότοιχου. Κάτι τέτοιο βεβαίως δεν μπορεί να είναι αποδεκτό, μπορεί να εξηγηθεί όμως λόγω της μικρής έκτασης του αντιστηριζόμενου εδάφους. Η περίπτωση Γ δίνει αποτελέσματα ανάλογα της επιτάχυνσης του εδάφους με μέγιστες τιμές 1,89 και 2,52 m οι οποίες όμως θεωρούνται ακραίες. Σε γενικά πλαίσια οι οριζόντιες μετατοπίσεις που εμφανίζονται στον κρηπιδότοιχο δεν είναι καθόλου αμελητέες, βρίσκονται εκτός των

αποδεκτών ορίων και μπορούν να προκαλέσουν σημαντικά προβλήματα στην ομαλή λειτουργία του.

2. Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων προβλέπουν καθιζήσεις του τοίχου αντιστήριξης μεταξύ των ορίων 0,06-0,21 m με τις μέγιστες για την ακραία περίπτωση επιτάχυνσης εδάφους 0,3g και 0,4g οπότε οι καθιζήσεις προβλέπονται ως μικρές. Το ίδιο ισχύει και για τις στροφές οι οποίες προβλέπονται από 0,28° έως 1,26° με μόνο για $a_{max}=0,3-0,4g$ να ξεπερνάνε τη 1°.
3. Όσον αφορά τον λόγο υπερπίεσης ru , αυτός είναι αρκετά αρνητικές τιμές σε αρκετές περιπτώσεις στα κρίσιμα σημεία που εξετάσθηκε. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά η πιθανότητα ρευστοποίησης με ροή του υλικού είναι πολύ μικρή. Όμως είναι δυνατή η κυκλική κινητικότητα (cyclic mobility).
4. . Επειδή οι οριζόντιες μετατοπίσεις ακόμη και για τα κανονικά (δηλαδή μη ακραία) σενάρια που εξετάσθηκαν είναι σχετικά μεγάλες, συμπεραίνεται ότι θα πρέπει να γίνει μία πολύ περισσότερο λεπτομερής ανάλυση με πιο προχωρημένα καταστατικά προσομοιώματα με στόχο την μείωση της αβεβαιότητας και τον κατά-το-δυνατόν ακριβέστερο προσδιορισμό των μονίμων οριζοντίων μετατοπίσεων, ώστε να είναι εφικτή η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς των λιμενικών κρηπιδοτοίχων.

5 Προτάσεις

Αρκετό ενδιαφέρον και αντικείμενο μελλοντικής μελέτης αποτελεί η σύγκλιση των αποτελεσμάτων που παρουσιάστηκε στην περίπτωση Β στην οποία η ύπαρξη διαφορετικής σχετικής πυκνότητας στα εδάφη οδήγησε πρακτικά στην ίδια απόκριση τον κρηπιδότοιχο.

Επίσης σκόπιμη θεωρείται η περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του συστήματος κρηπιδοτοίχου-εδάφους με συλλογή περισσότερων γεωτεχνικών δεδομένων του αντιστηριζομένου έδαφος και του εδάφους θεμελιώσεως.

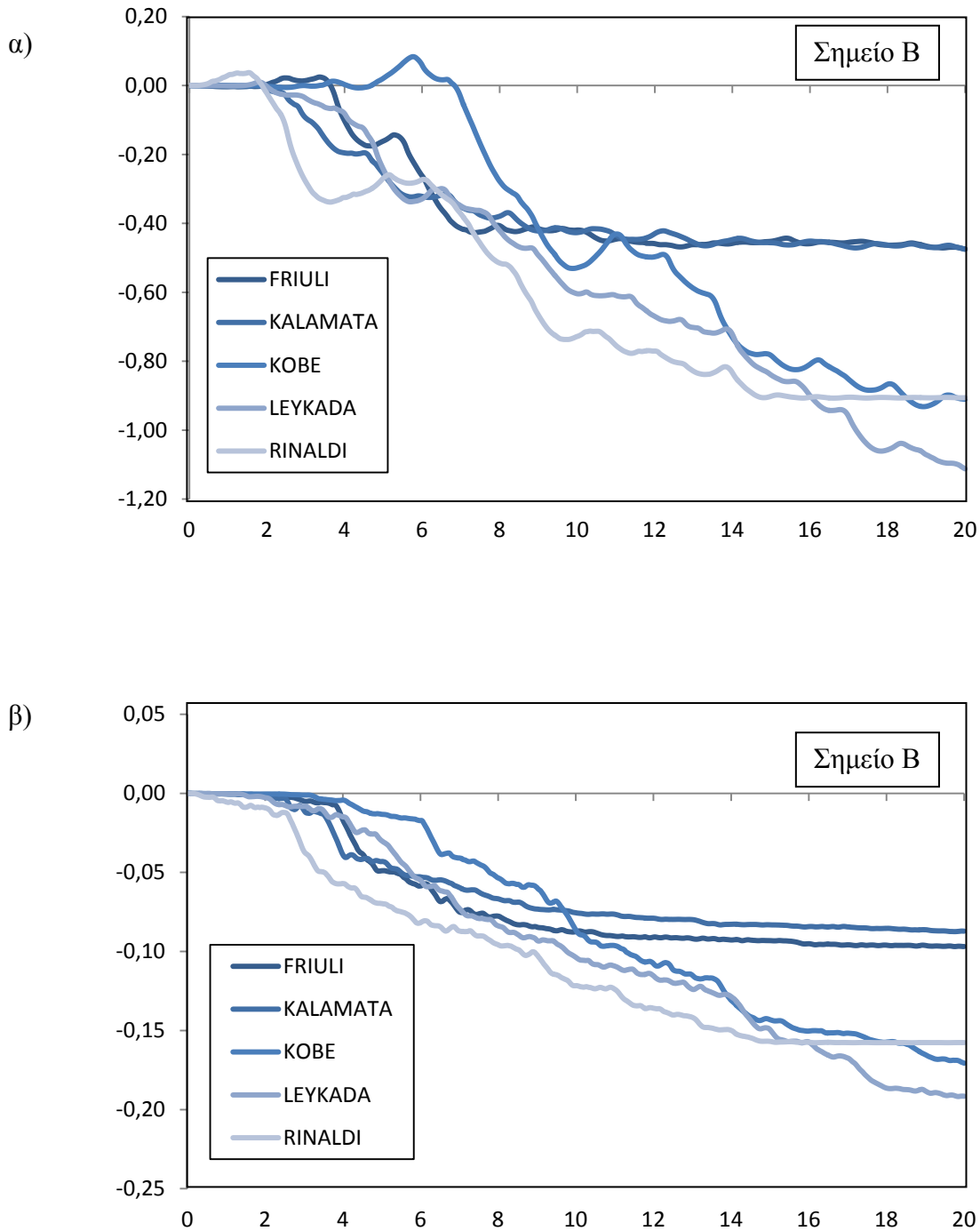
6 Βιβλιογραφία

- Dakoulas & Gazetas, (2008), “Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls”, *Geotechnique*, 58, 95-113.
- Pastor, M. & Zienkiewicz, O. C. & Chan, A. C. H. (1990), “ Generalized plasticity and the modelling of soil behavior”, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* **14**, No. 3, 151-190.
- Itasca. Fast Lagrangian Analysis of Continua. User’s Manuals, *Itasca Consulting Group*, Minneapolis, 2011.
- AUTH. Microzonation Study of Volos and Nea Ionia, Technical Report, Department of Civil Engineering, Aristotele University of Thessaloniki, 2000.
- Dakoulas P. & Vazouras P. (2016), ‘ Seismic Assessment of a Quay Performance Wall’’, ICONHIC2016 1st International Conference on Natural Hazards & Infrastructure, Chania, Greece.
- Ντακούλας Π. & Βαζούρας Π (2015), ‘ Σεισμική Συμπεριφορά Του Κεντρικού Κρηπιδότοιχου Του Λιμένου Βόλου’’, Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ», Βόλος
- **Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2005)**, “*Seismic Effective Stress Analysis of Caisson Quay Walls: Application to Kobe*”, *Journal of Soils and Foundations*, 45(4), 133-147.
- **PIANC (2001)**, “*Seismic Design Guidelines for Port Structures*”, International Navigation Association, ISBN 90-265-1818-8, Balkema, Tokyo, pp. 324, 2001.

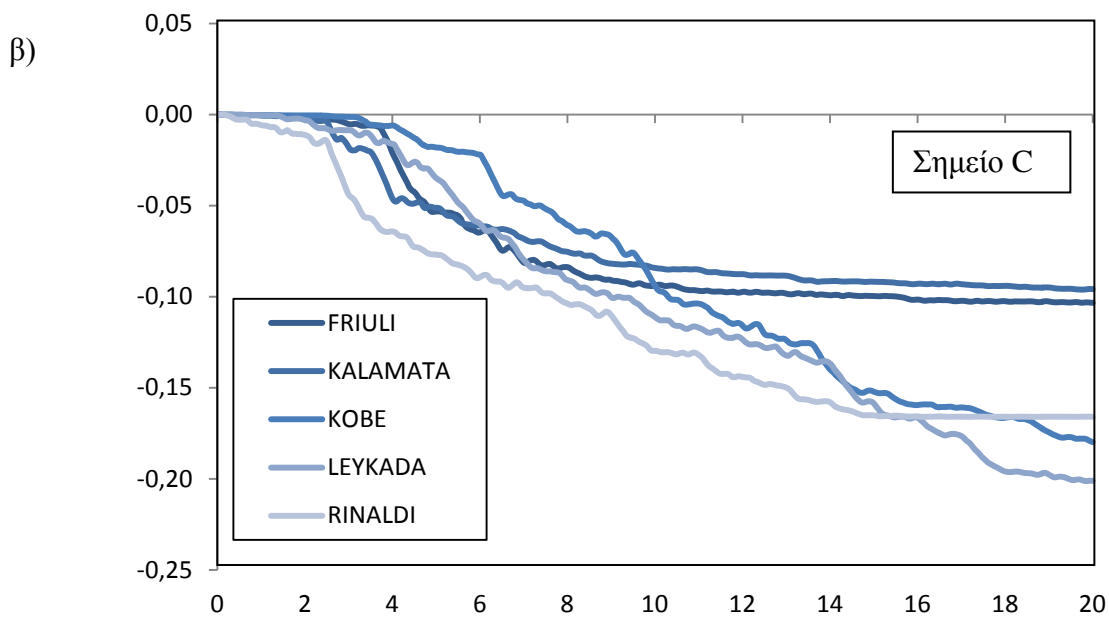
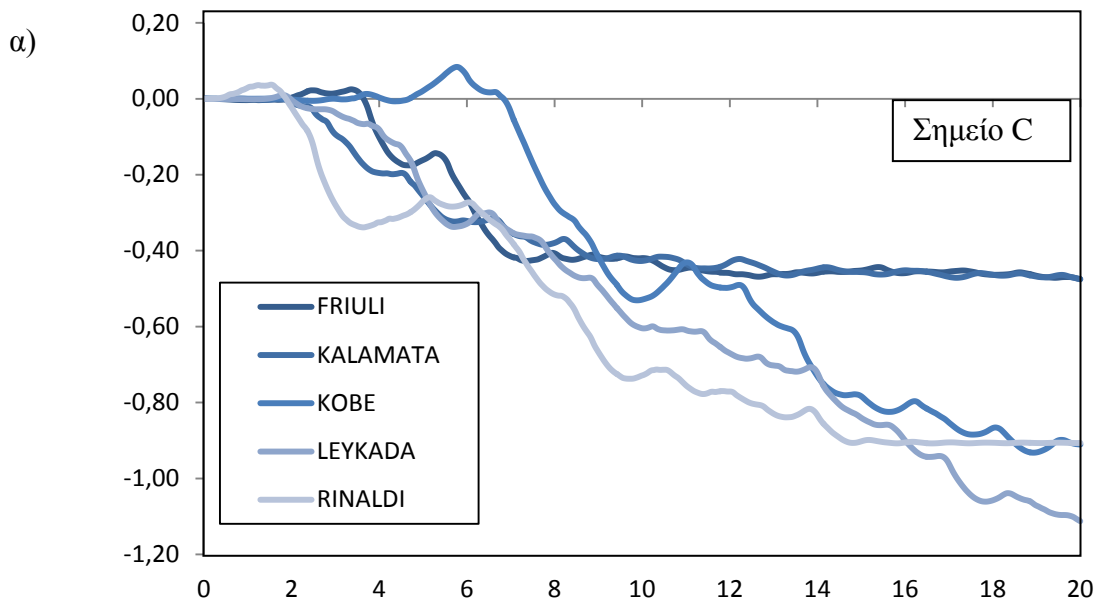
- Στοιχεία Λιμένα Βόλου. Διαθέσιμο στον δικτυακό τόπο:<http://www.port-volos.gr/cgi-bin/pages/index.pl?type=article&arlang=Greek&argenkat=%CE%9F%20%CE%9B%CE%99%CE%9C%CE%95%CE%9D%CE%91%CE%A3&rcode=110721195424>
- Kalamata Greece 1986 (car): Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα <https://gemecd.org/event/18>
- Jeffrey Hays (2009): KOBE EARTHQUAKE OF 1995 Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα <http://factsanddetails.com/japan/cat26/sub160/item863.html#chapter-4>
- Lefkada Island Greece 2003 (CAR): Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://gemecd.org/event/166>
- Northridge, USA 1994 (SPA): Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://gemecd.org/event/2>
- Kobe, Japan 1995 (Kyoto): Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα <https://gemecd.org/event/134>
- Friuli Italy 1976 (CAR): Διαθέσιμο στην ιστοσελίδα <https://gemecd.org/event/12>
- U.J. Na et al.(2008),’’Soil Dynamics and Earthquake Engineering’’ 28 (2008) 147–158 153

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

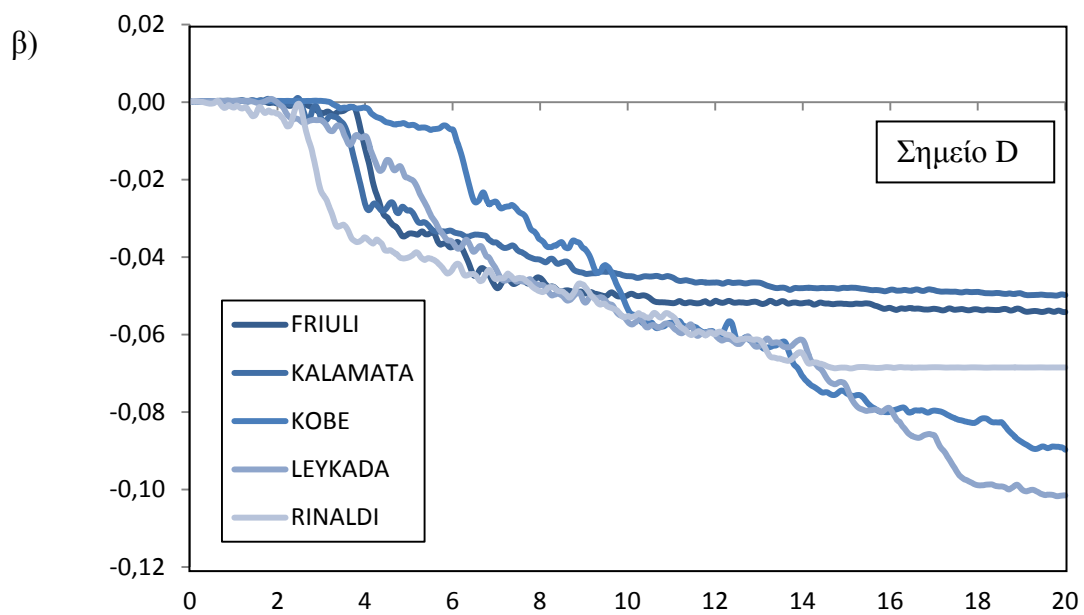
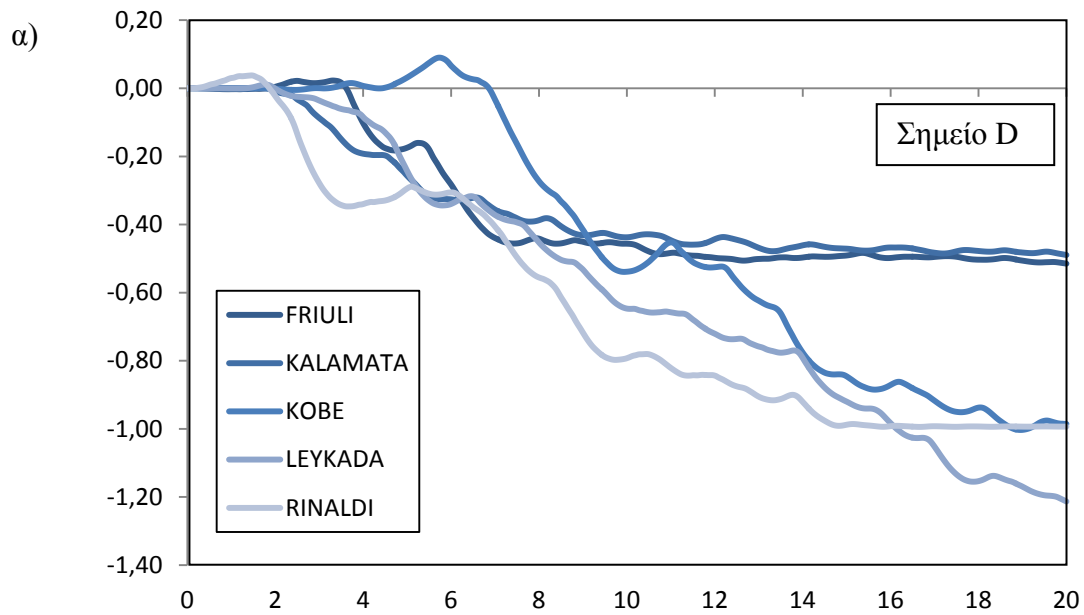
Περίπτωση Α: διαγράμματα οριζόντιων μετατοπίσεων και καθίζησης όλων των σημείων του Σχήματος 3.12.



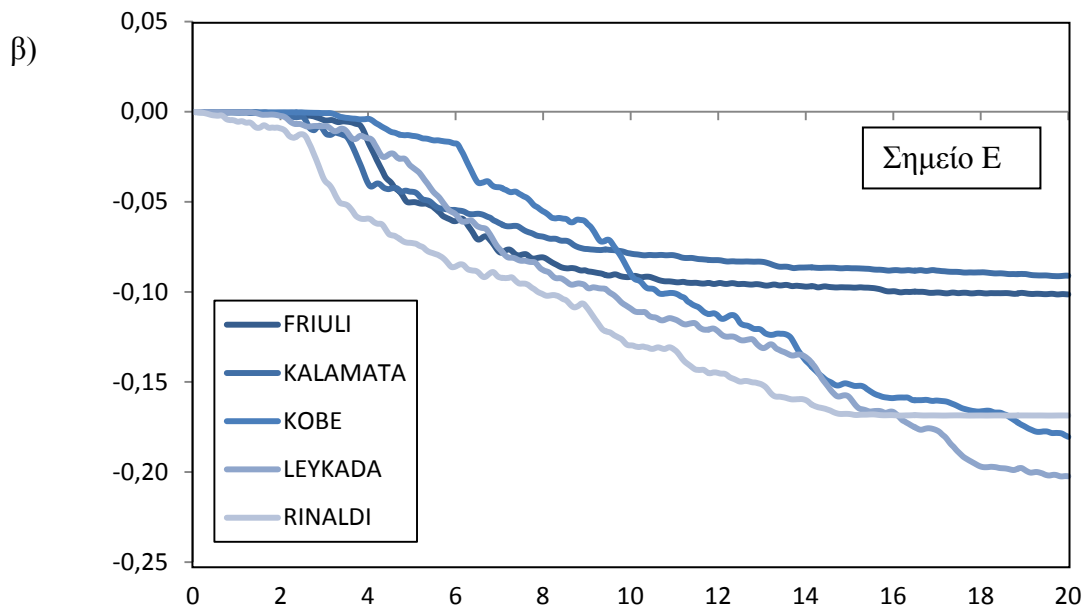
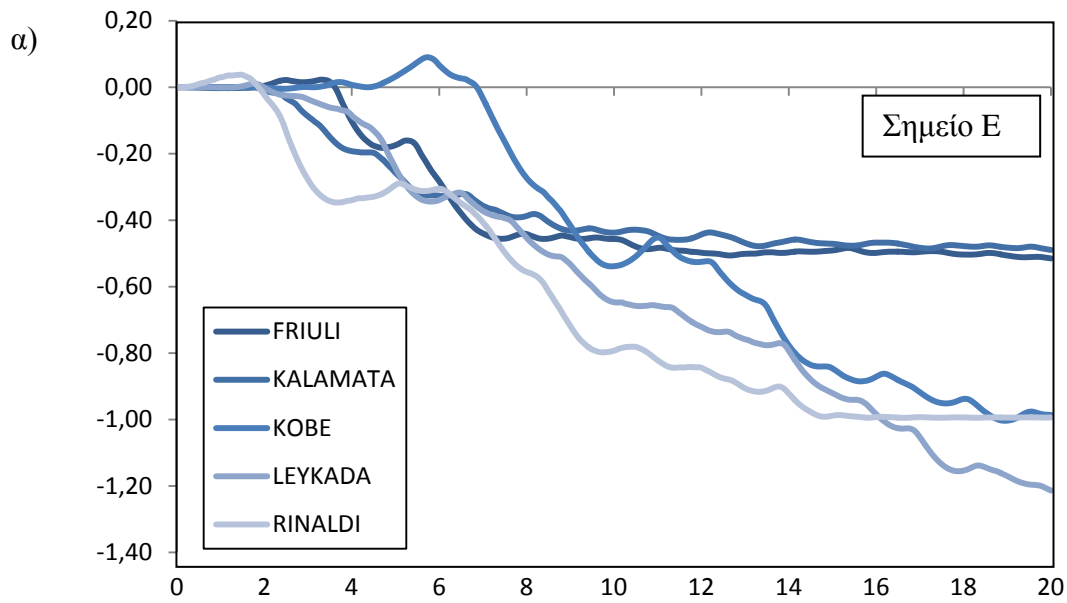
Σχήμα 0.1 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου Β ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις.



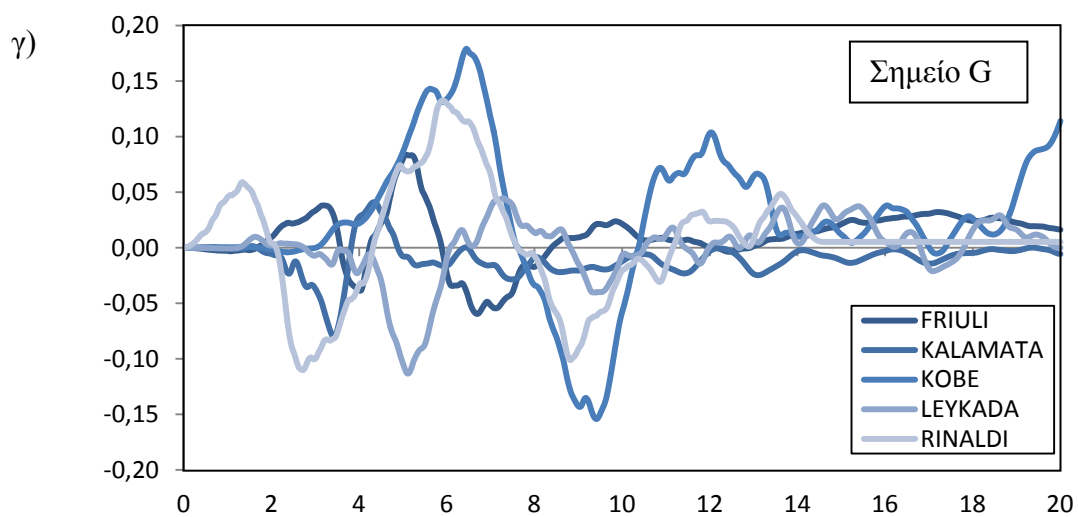
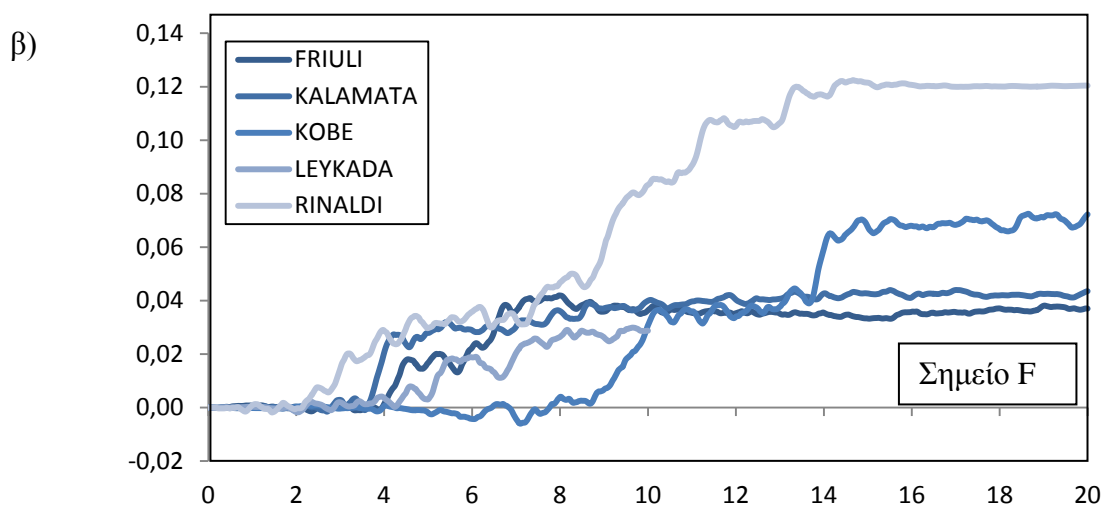
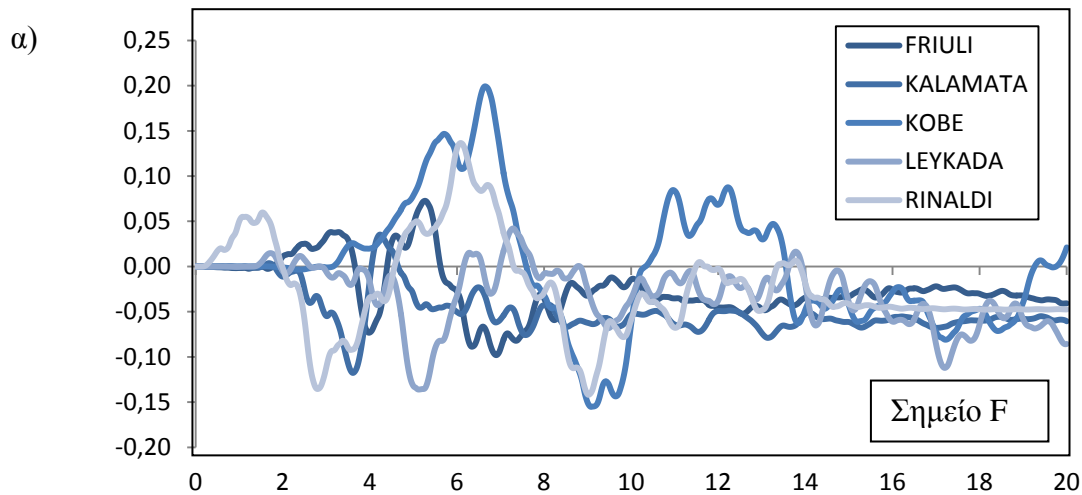
Σχήμα 0.2 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου C ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις



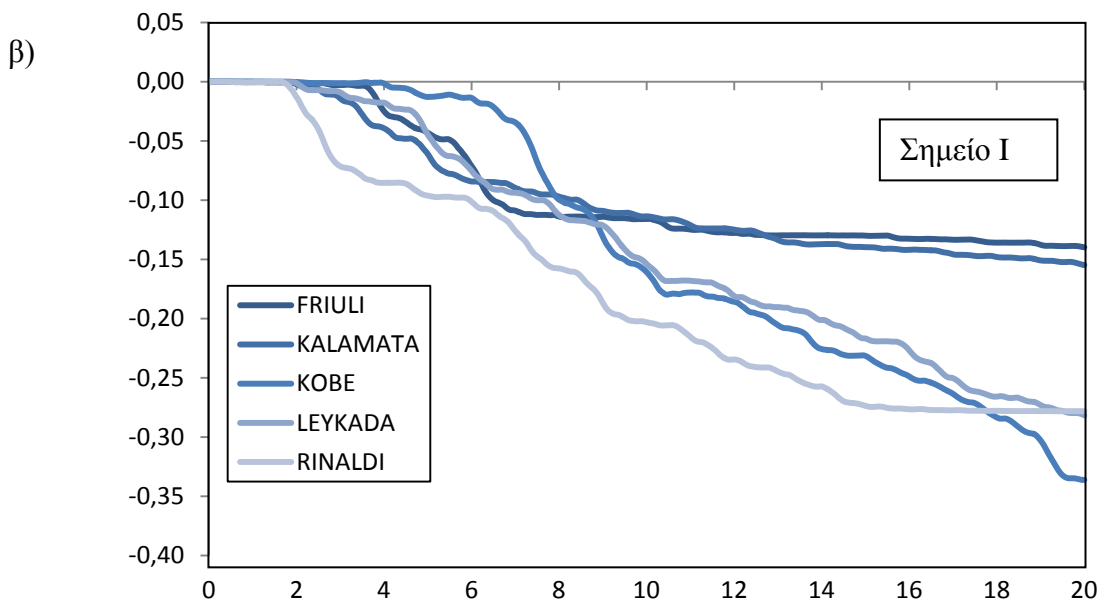
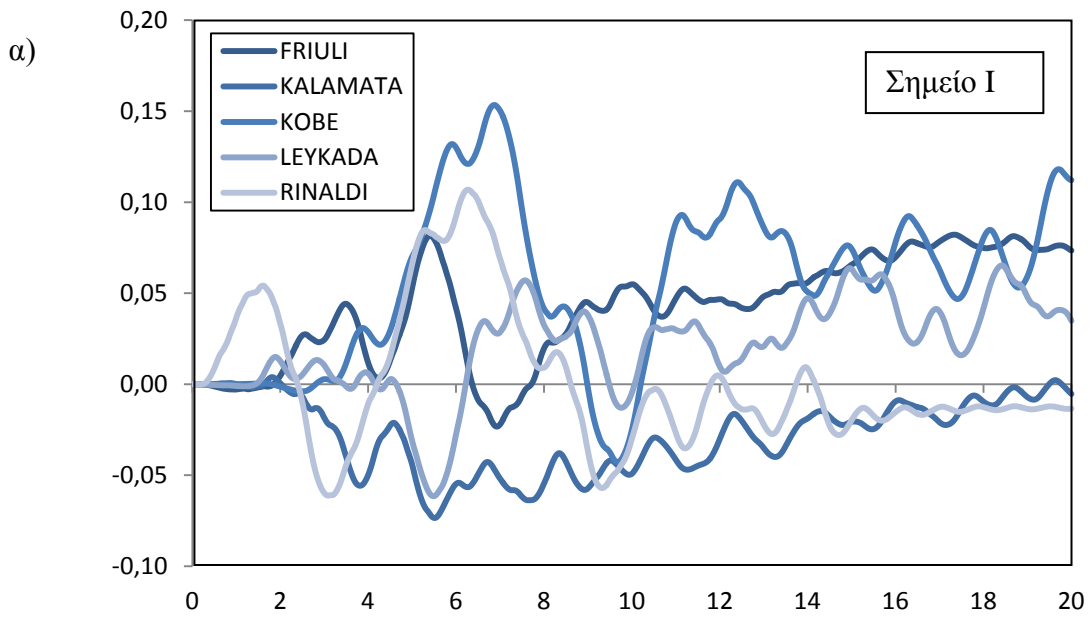
Σχήμα 0.3 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου D ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις



Σχήμα 0.4 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου E ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις.



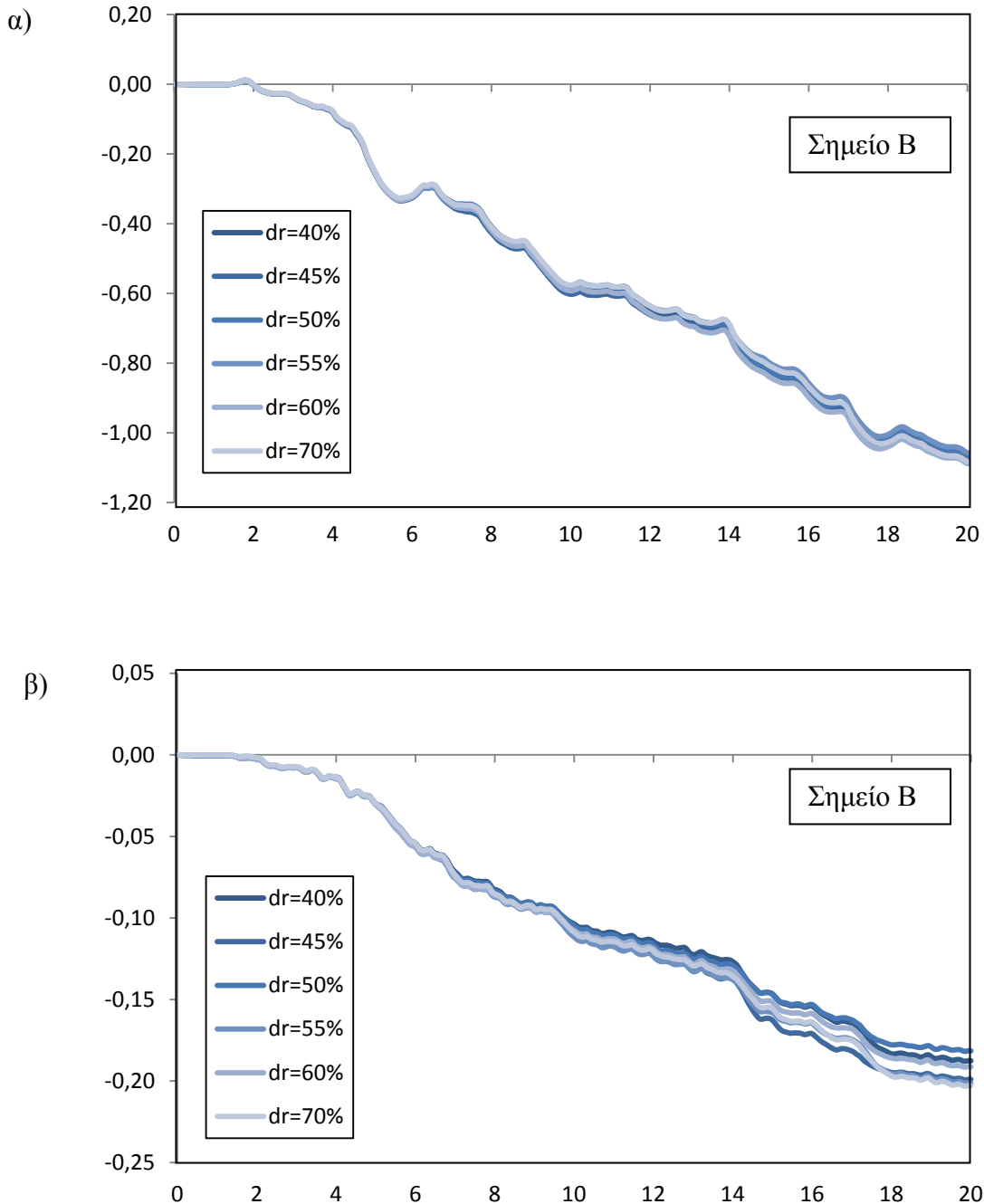
Σχήμα 0.5 Χρονιστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης β) καθίζησης του σημείου F και γ) οριζόντιας μετατόπισης του σημείου G ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις



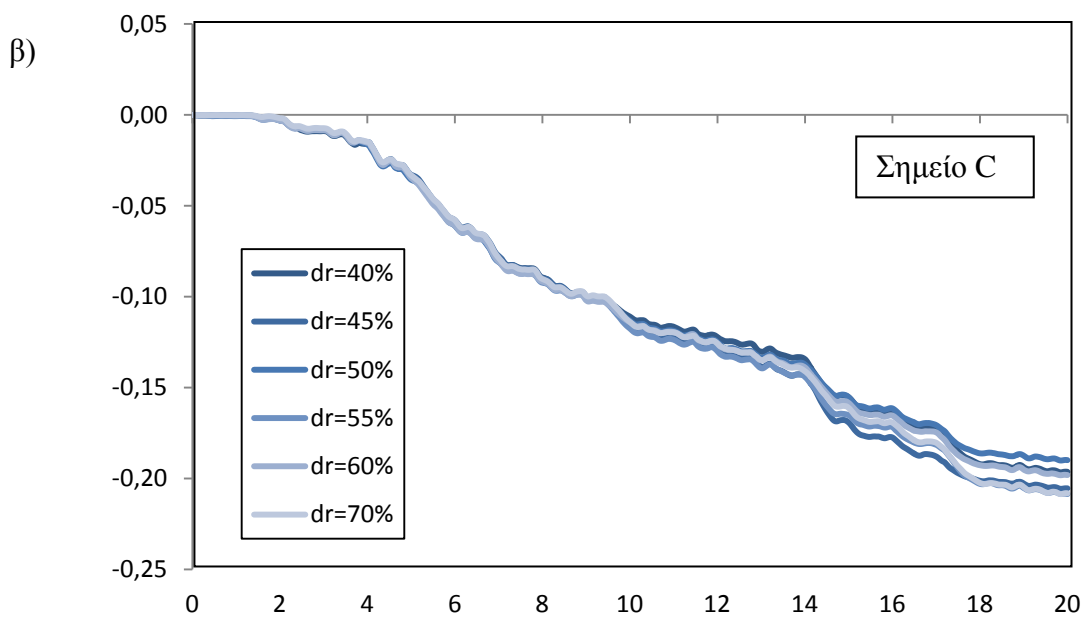
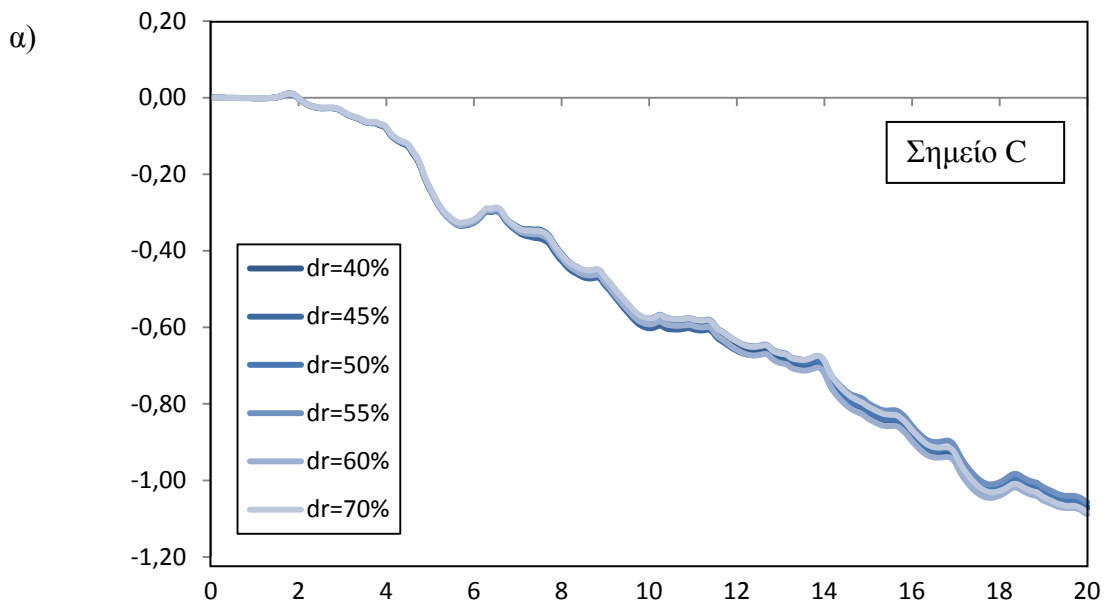
Σχήμα 0.6 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου I ως προς τον χρόνο για τις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

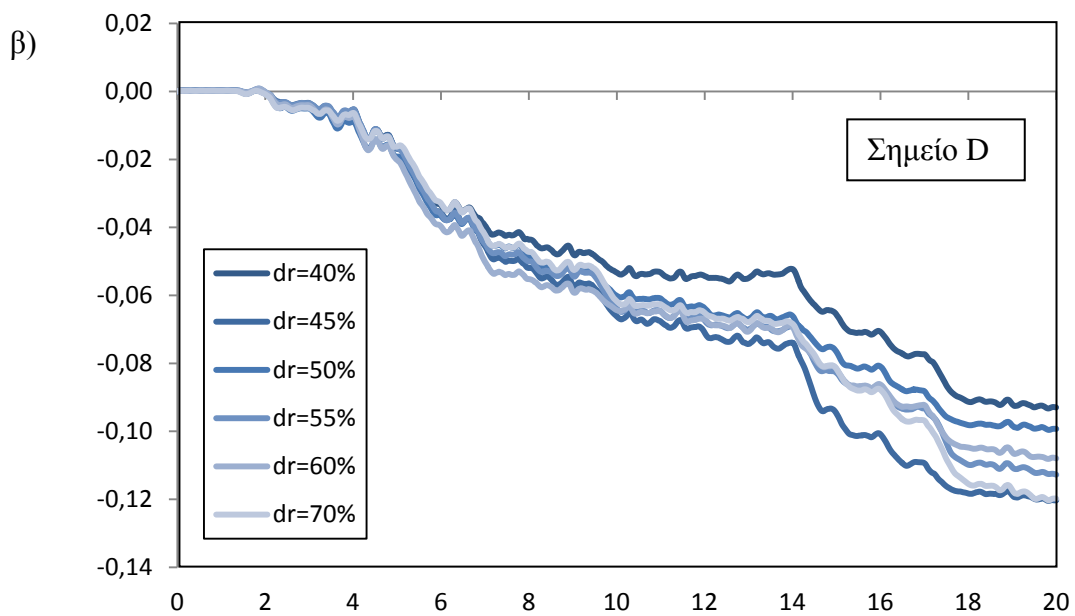
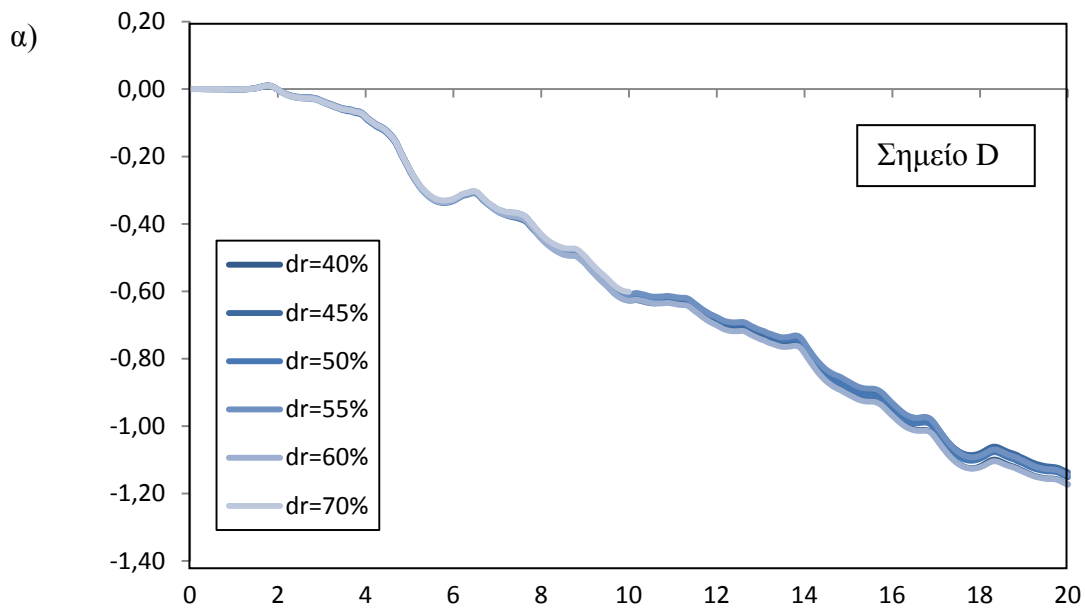
Περίπτωση Β: διαγράμματα οριζόντιων μετατοπίσεων και καθίζησης όλων των σημείων του Σχήματος 3.12



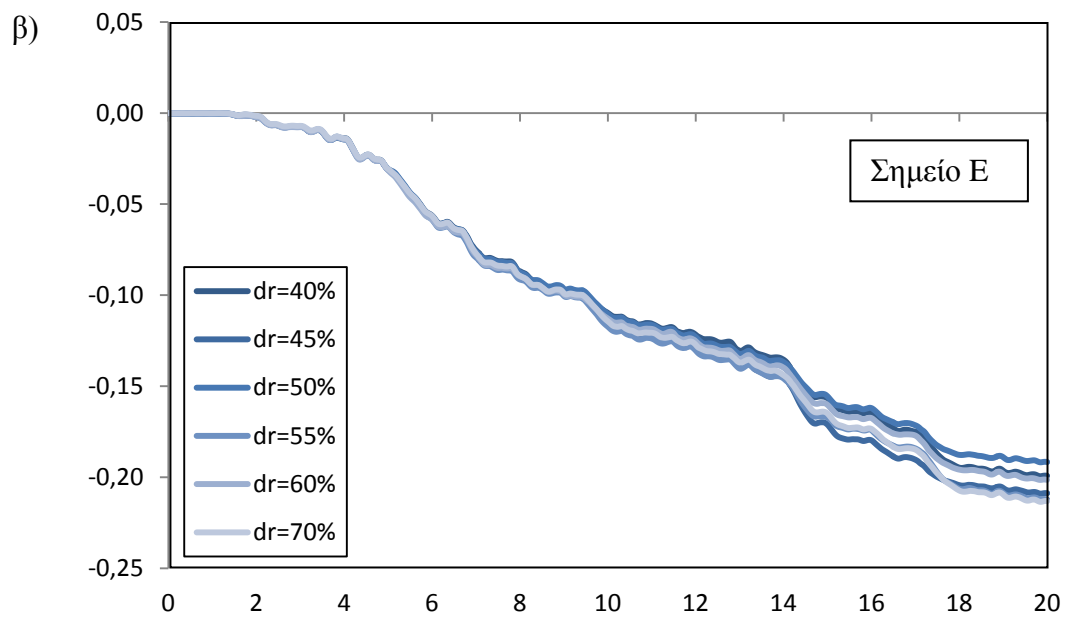
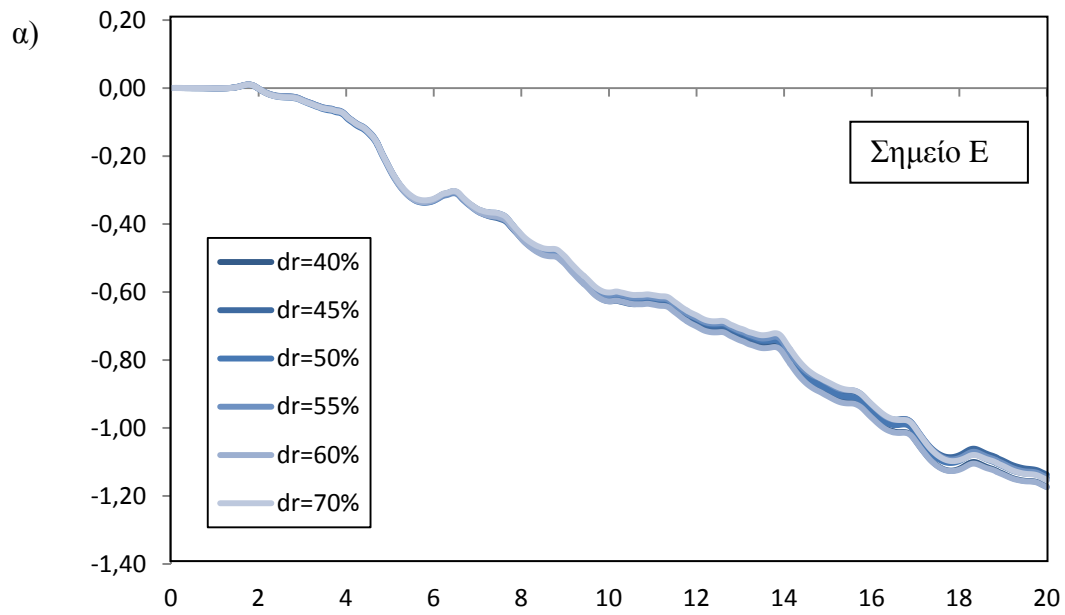
Σχήμα 0.1 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου Β ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.



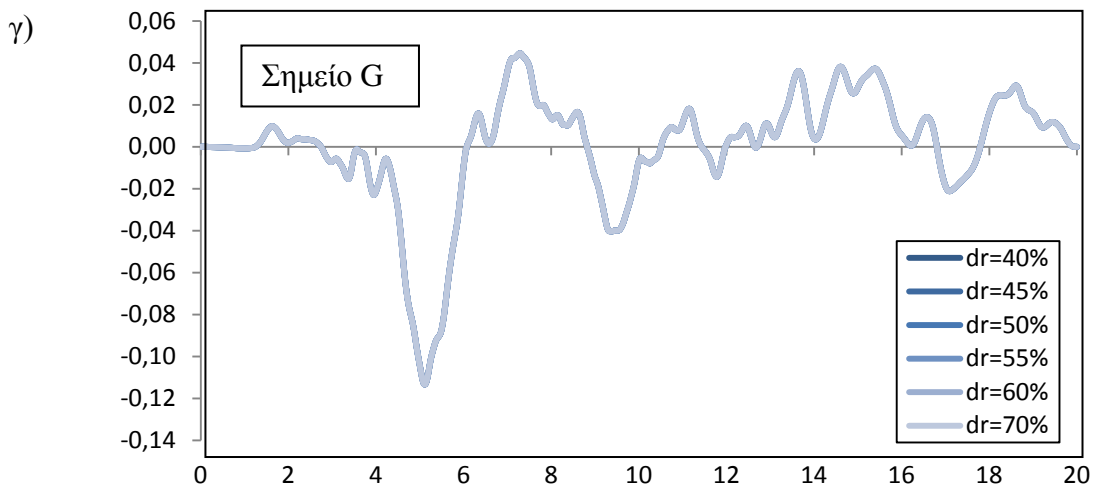
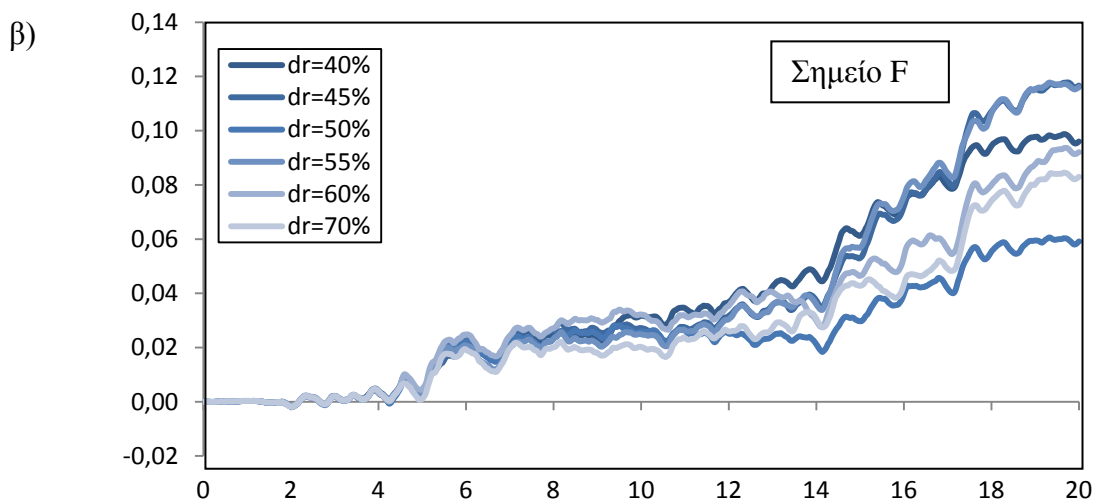
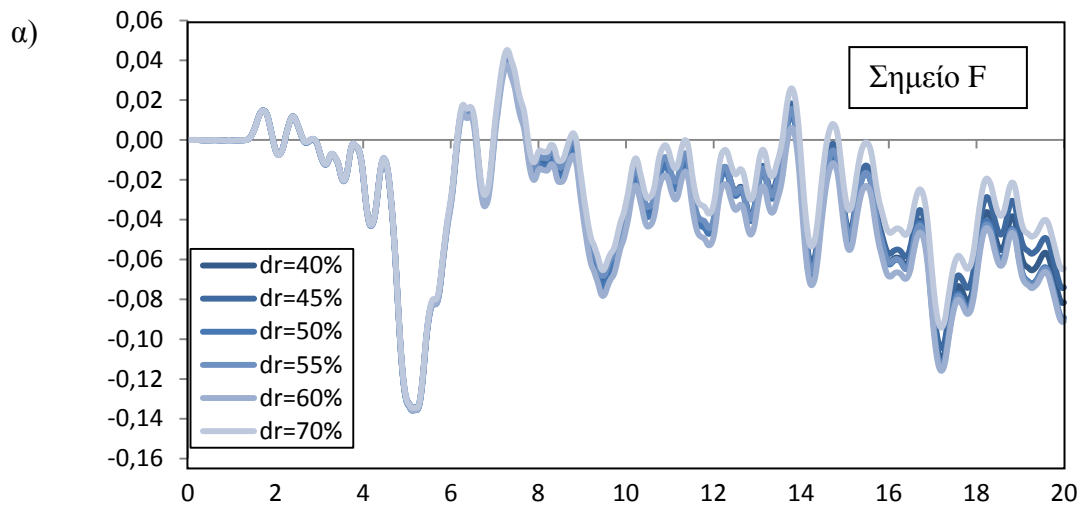
Σχήμα 0.2 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου C ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.



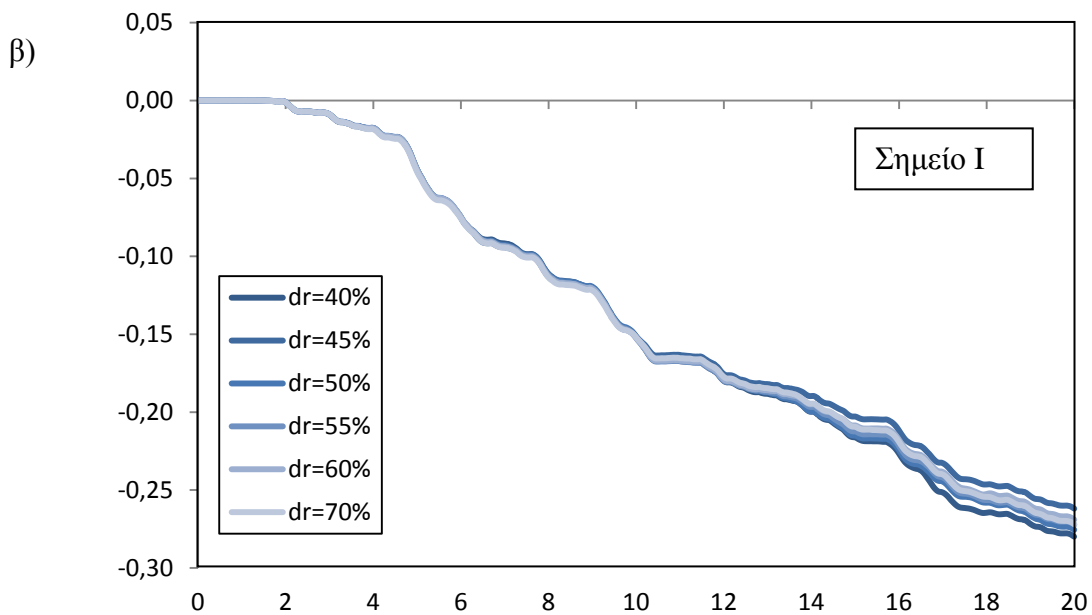
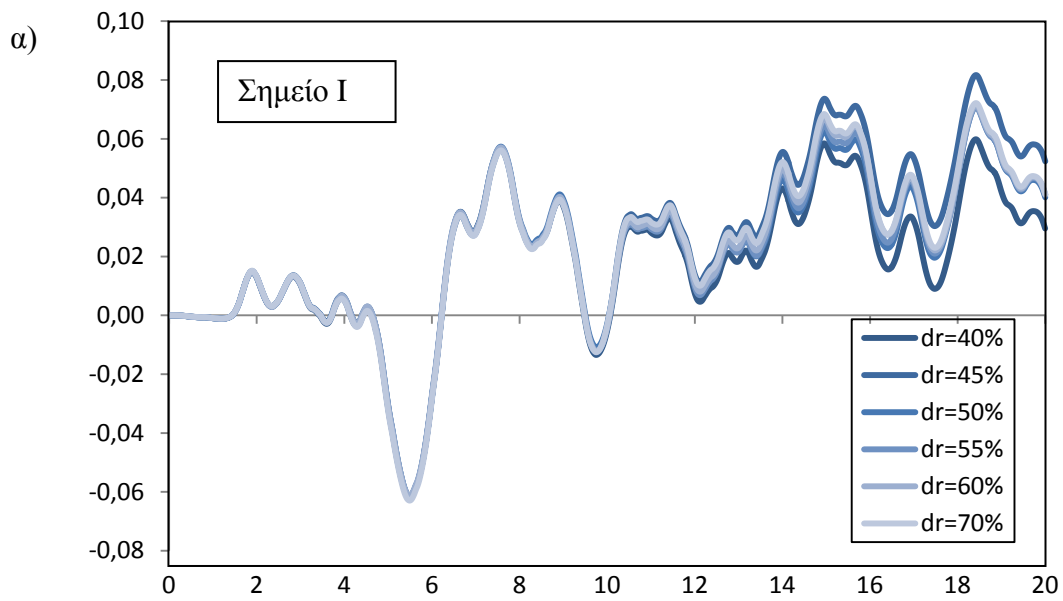
Σχήμα 0.3 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου D ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.



Σχήμα 0.4 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου E ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.



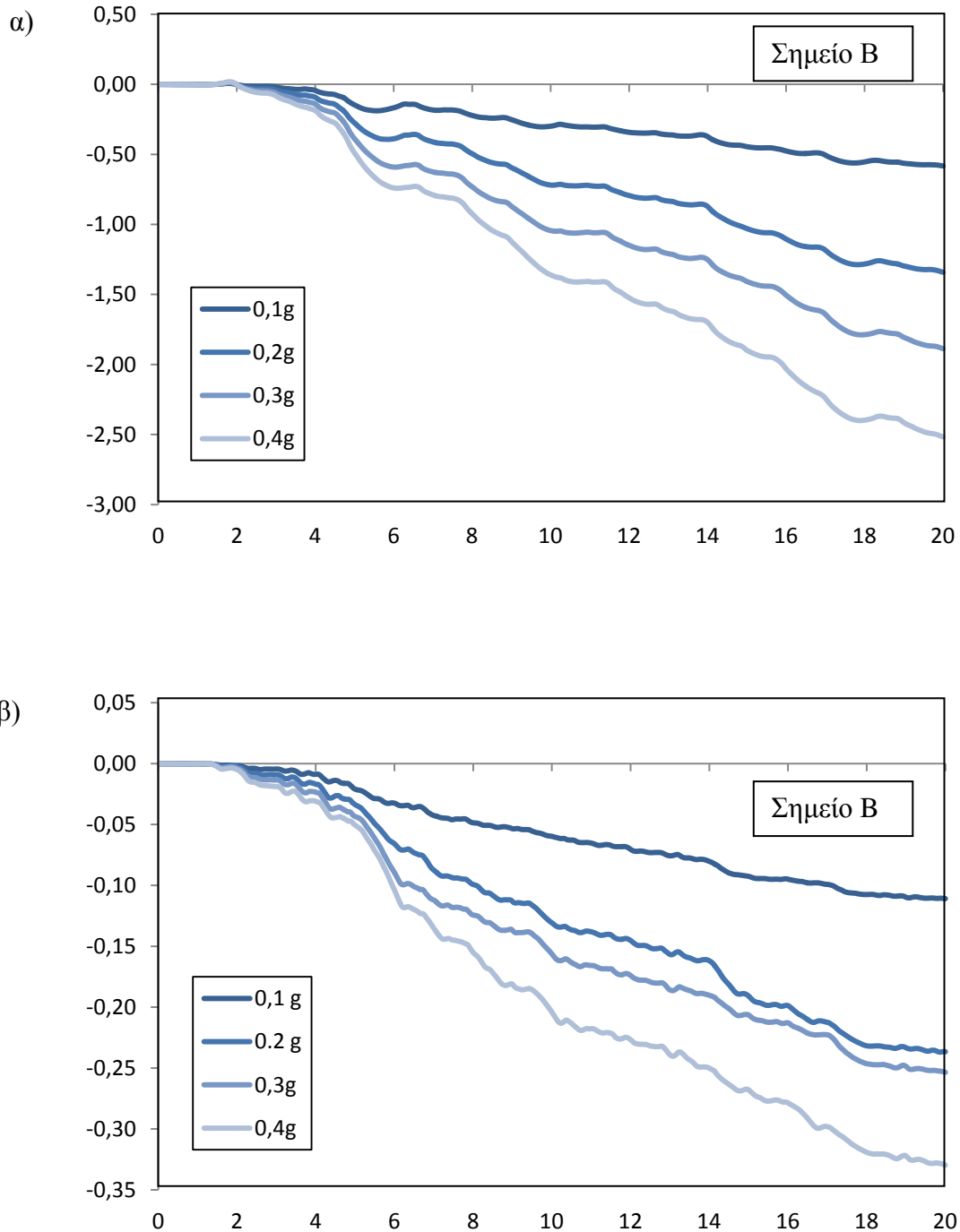
Σχήμα 0.5 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης , β) καθίζησης του σημείου F και γ) οριζόντιας μετατόπισης του σημείου G ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.



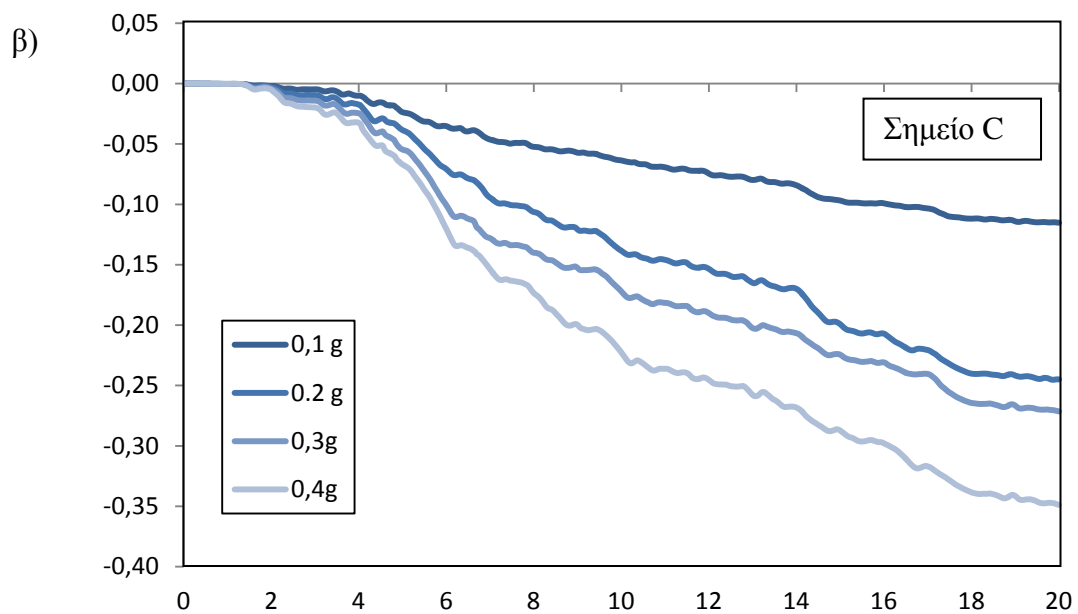
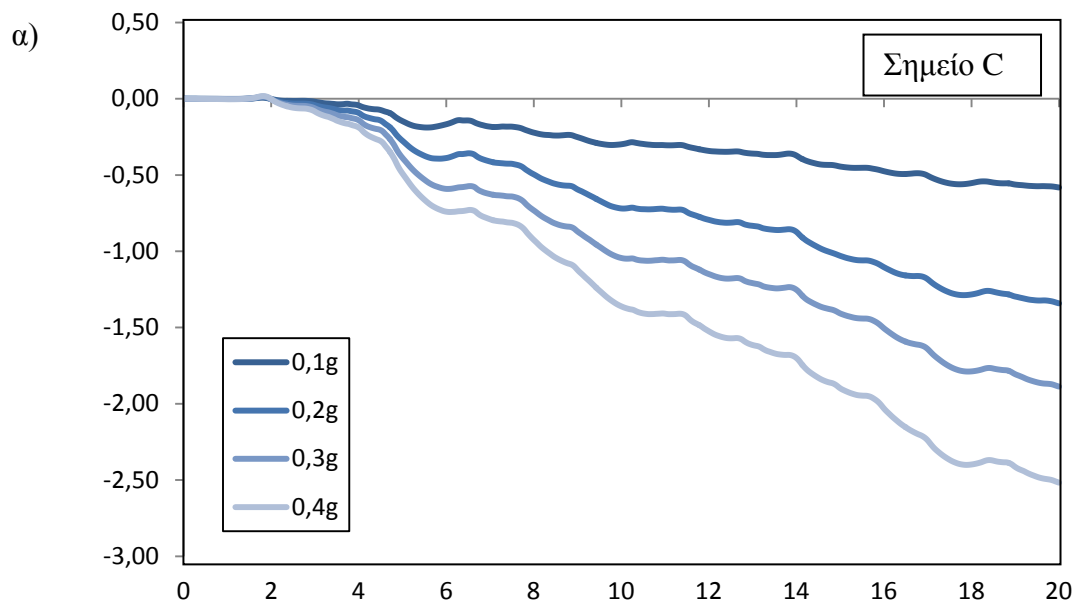
Σχήμα 0.6 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου I ως προς τον χρόνο για μεταβολή της σχετικής πυκνότητας.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

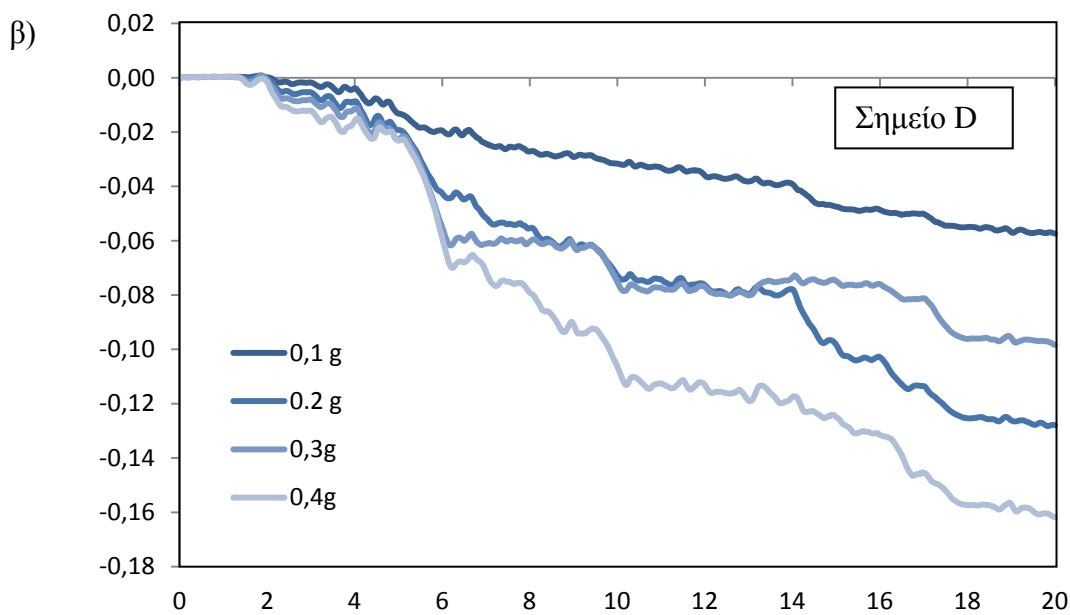
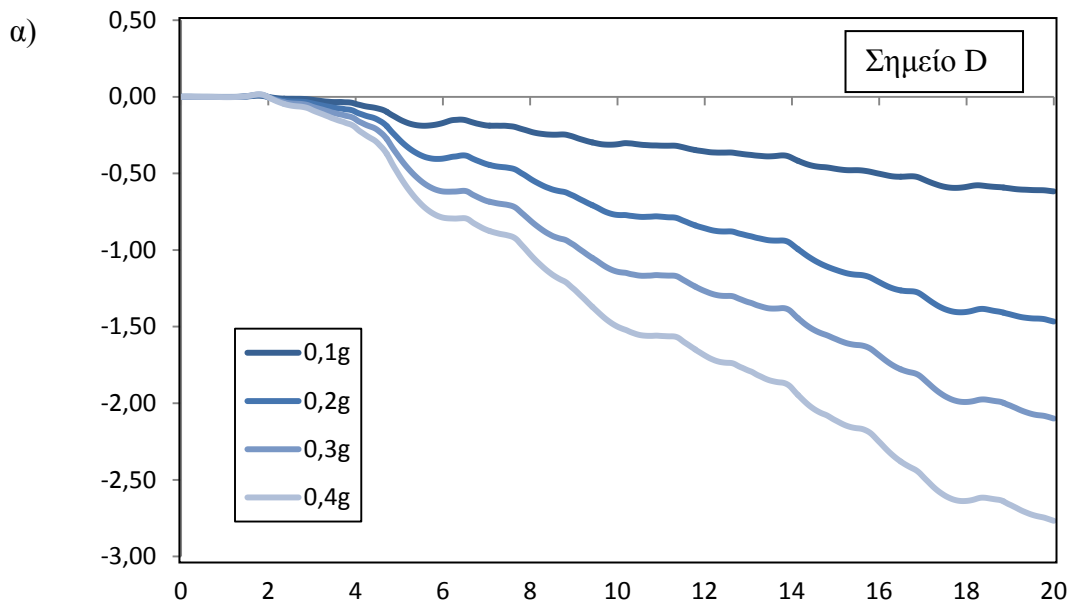
Περίπτωση Γ: διαγράμματα οριζόντιων μετατοπίσεων και καθίζησης όλων των σημείων του Σχήματος 3.12.



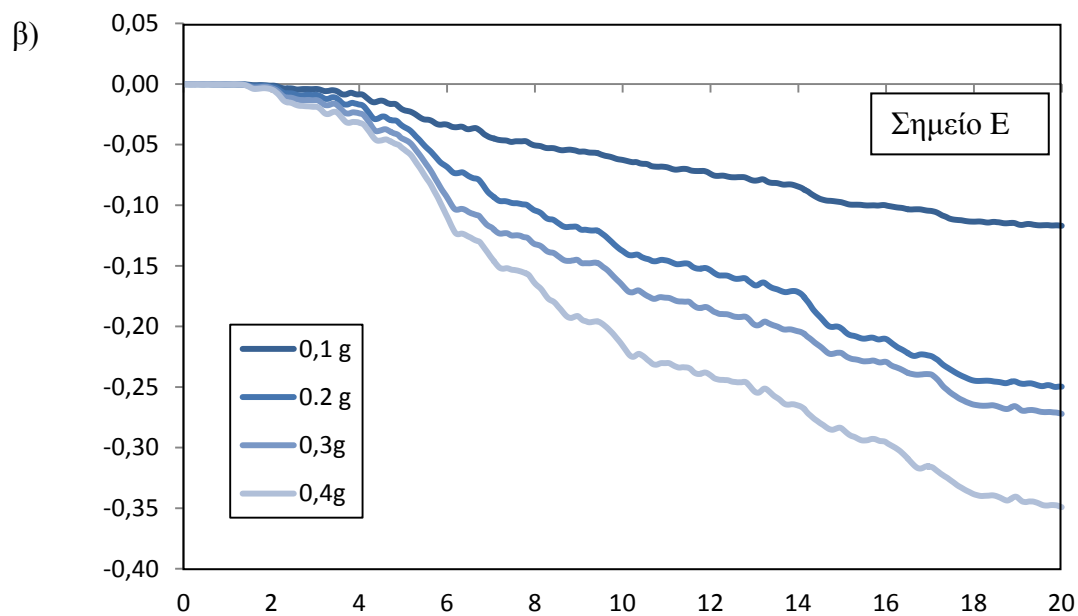
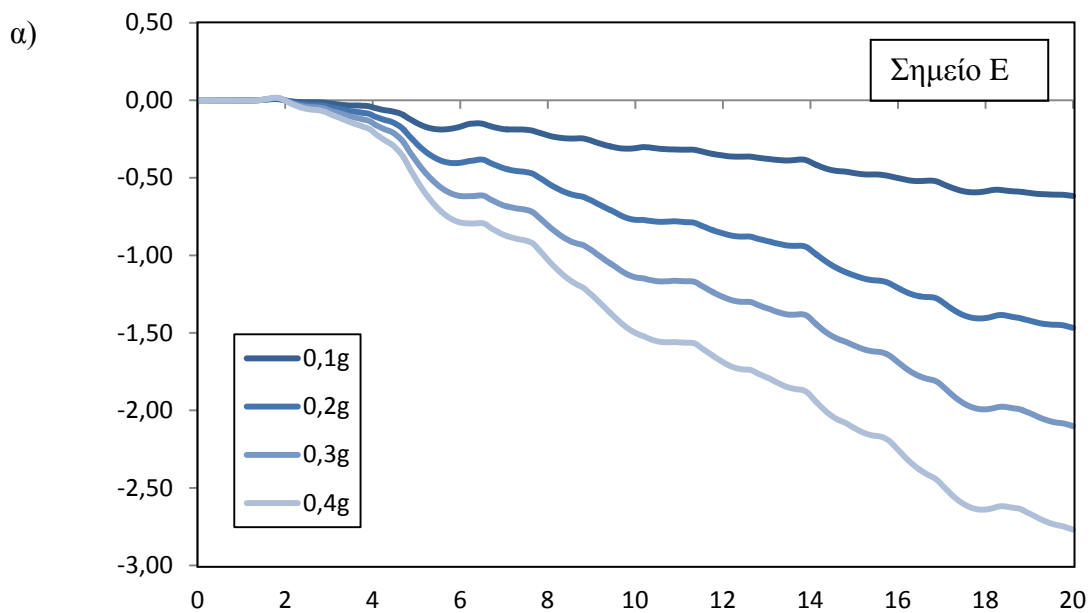
Σχήμα 0.1 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου B ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.



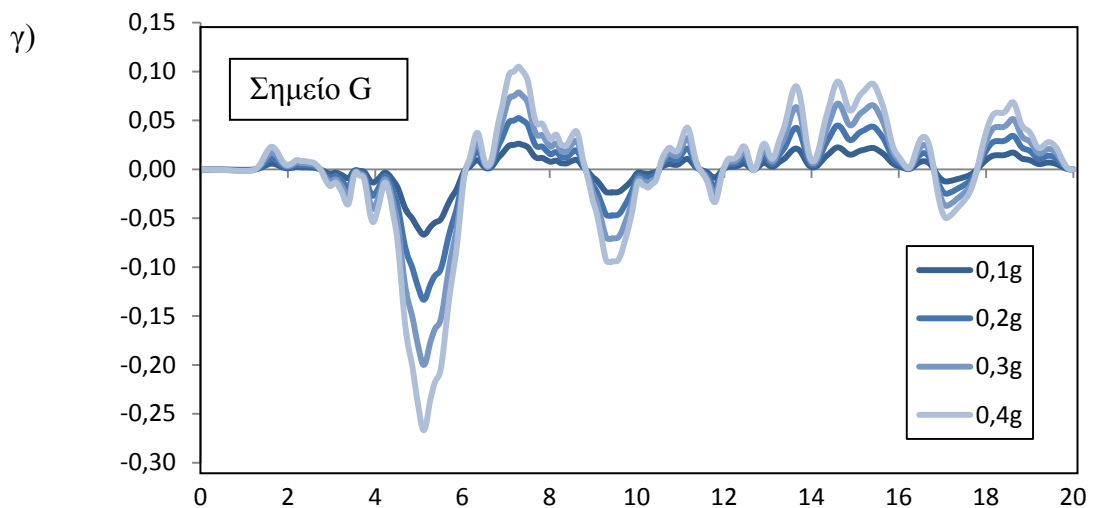
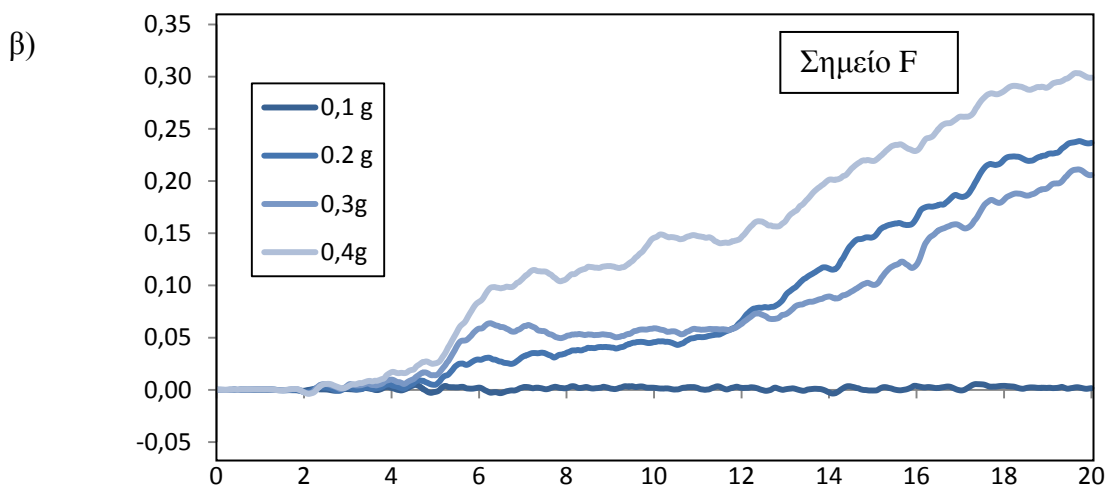
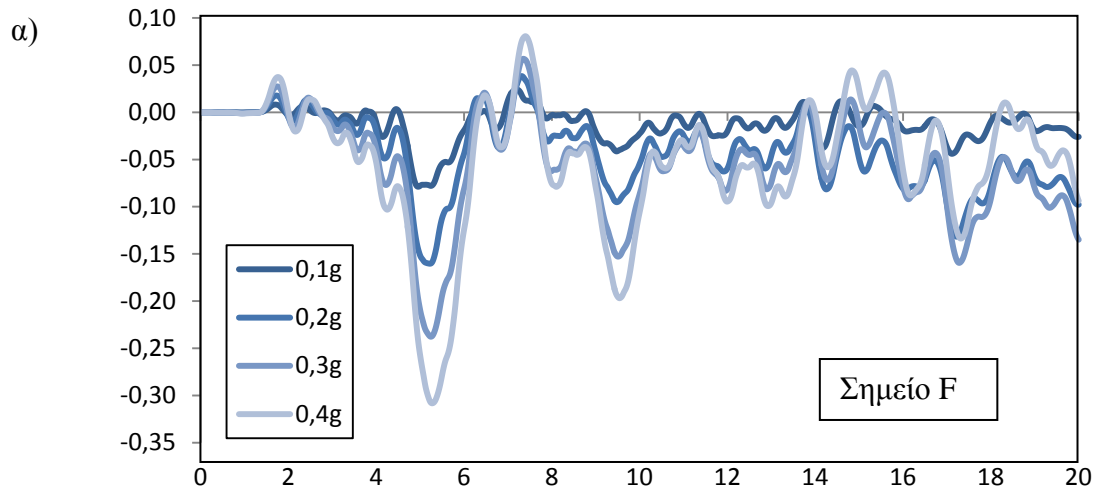
Σχήμα 0.2 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου C ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.



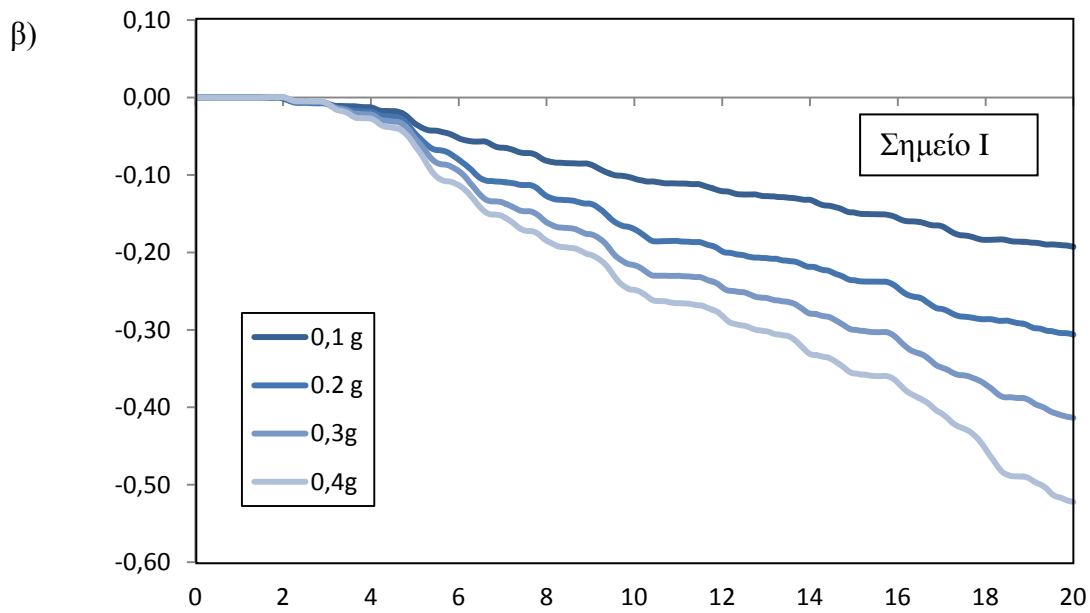
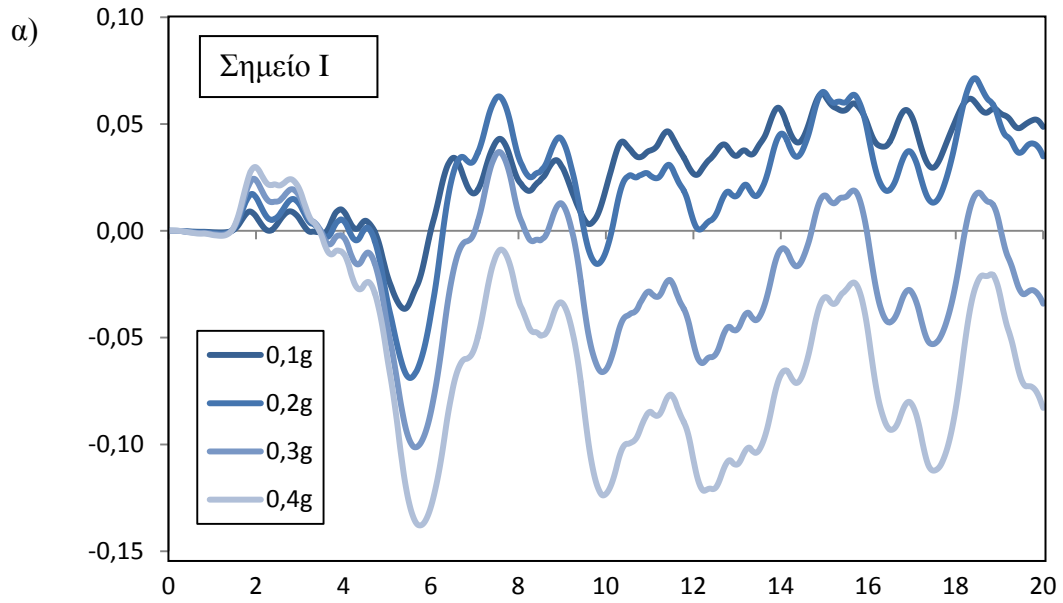
Σχήμα 0.3 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου D ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.



Σχήμα 0.4 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου Ε ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.



Σχήμα 0.5 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης, β) καθίζησης του σημείου F και γ) οριζόντιας μετατόπισης του σημείου G ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.



Σχήμα 0.6 Χρονοϊστορίες α) οριζόντιας μετατόπισης και β) καθίζησης του σημείου I ως προς τον χρόνο για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους.