



Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας
Πολυτεχνική Σχολή
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΣΤΗΝ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΠΡΟΒΛΗΤΑ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΒΟΛΟΥ

Αναστασία Παμπουροπούλου

Επιβλέπων Καθηγητής: Παναγιώτης Ντακούλας Καθηγητής Γεωτεχνικής Μηχανικής

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των
απαιτήσεων για την απόκτηση του
Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

Βόλος, Οκτώβριος 2017

© 2017 Αναστασία Παμπουροπούλου

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΣΤΗΝ ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΠΡΟΒΛΗΤΑ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΒΟΛΟΥ

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2017

Αναστασία Παμπουροπούλου

Επιβλέπων Καθηγητής: Παναγιώτης Ντακούλας Καθηγητής Γεωτεχνικής Μηχανικής

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των

απαιτήσεων για την απόκτηση του

Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

**Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής την 11^η Οκτωβρίου
2017:**

Δρ. Παναγιώτης Ντακούλας
Καθηγητής ΠΘ (Επιβλέπων)

Πολυξένη Καλλιόγλου
Λέκτορας ΠΘ

Γεώργιος Εφραμίδης
Επίκουρος Καθηγητής ΠΘ

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στη πραγματοποίηση αυτής της εργασίας. Πρώτο από όλους τον καθηγητή μου και επιβλέποντα αυτής της εργασίας κ. Πάνο Ντακούλα για την υπομονή του, την καθοδήγησή του και τις γνώσεις που μου μετέδωσε πάνω σε αυτό το ενδιαφέρον θέμα. Ύστερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές μου κ. Τζένη Καλλιόγλου και κ. Γιώργο Εφραιμίδη που δέχτηκαν να συμμετέχουν ως μέλη της εξεταστικής επιτροπής.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τη φίλη μου Άννα Μαρία Κολλάτου για τη στήριξη και τη συμβολή της. Το Νίκο Ταξιλάρη για τη στήριξη, το εξώφυλλο και την βοήθεια στα τεχνικά προβλήματα. Την Κωσταντίνα Γιαγιάκου για την ανάγνωση της εργασίας και τις συμβουλές της.

Τέλος ευχαριστώ τους γονείς μου και τον αδερφό μου για την αγάπη τους, την ηθική και υλική υποστήριξη που υπήρξαν αναγκαία για την περάτωση των σπουδών μου.

Περίληψη

Ο σκοπός αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης του κρηπιδότοιχου της κεντρικής προβλήτας του λιμένα Βόλου. Γίνεται χρήση του προγράμματος πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D για την προσομοίωση του προβλήματος. Τα συνεκτικά εδάφη προσομοιώνονται με το καταστατικό μοντέλο Mohr-Coulomb, ενώ τα μη συνεκτικά εδάφη προσομοιώνονται με χρήση του καταστατικού μοντέλου Finn-Byrne. Το προσομοίωμα αυτό είναι κατάλληλο για την προσομοίωση μη συνεκτικών εδαφών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, συνεκτιμά την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων που ευθύνεται για το καταστροφικό φαινόμενο της ρευστοποίησης και είναι ενσωματωμένο στο λογισμικό FLAC 2D. Τα αποτελέσματα που εξάγονται από τις αναλύσεις συγκρίνονται με τα αντίστοιχα των Dakoulas and Vazouras (2016) που προέκυψαν σε εργασία με χρήση της προχωρημένης μεθόδου προσομοίωσης ρευστοποιήσιμων εδαφών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση που ανέπτυξαν οι Ντακούλας και Γκαζέτας (2005, 2008). Με τον τρόπο αυτό αξιολογείται η αξιοπιστία της μεθόδου Finn-Byrne που είναι άμεσα προσβάσιμη στους χρήστες του λογισμικού FLAC 2D με μια επιστημονικά περισσότερο άρτια προσέγγιση. Τέλος αξιολογείται η συμπεριφορά του κρηπιδότοιχου και διερευνούνται οι μηχανισμοί αστοχίας με έμφαση στην ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στις άμμους.

Abstract

The scope of this thesis aims to evaluate the seismic response of the quay wall of the main wharf of Volos harbor. For this purpose a dynamic analysis using the finite-difference program FLAC 2D was performed utilizing the built-in Finn-Byrne constitutional model. Byrne's formulation on Finn equation was designed to model non-cohesive soils on cyclic loading, taking into account the development of excess pore water pressures in saturated sands that is responsible for the effect of liquefaction. The overall performance of the wall is evaluated and the mechanisms of failure are observed with emphasis on the development of excess pore water pressures. The results are compared to results that were obtained by P. Dakoulas & P. Vazouras (2016) for the same problem, implementing a more rigorous method to model liquefiable soils that was proposed by P. Dakoulas & G.Gazetas. With this comparison some insight is gained on the reliability of the widely accessible Finn-Byrne modeling method

Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	ΕισαγωγήError! Bookmark not defined.
1.1	Κίνητρο και ΥπόβαθροError! Bookmark not defined.
1.2	Βιβλιογραφική Ανασκόπηση 2
1.3	Οργάνωση Διπλωματικής ΕργασίαςError! Bookmark not defined.
Κεφάλαιο 2	Αντιστήριξη Εδάφους, Λιμενικοί Κρηπιδότοιχοι	Error! Bookmark not defined.
2.1	Τοίχοι ΑντιστήριξηςError! Bookmark not defined.
2.2	Λιμενικοί Κρηπιδότοιχοι 5
Κεφάλαιο 3	Ανασκόπηση Βιβλιογραφίας9
3.1	Kobe 9
3.2	Κως 13
3.3	Κύριες Παράμετροι Αστοχίας Κρηπιδότοιχων 15
Κεφάλαιο 4	Μέθοδοι Ανάλυσης17
4.1	Ψευδοστατική Μέθοδος Mononobe Okabe 17
4.2	Πρόγραμμα Πεπερασμένων Διαφορών FLAC 23
4.2.1	Μέθοδος Πεπερασμένων Διαφορών 23
4.2.2	Άμεση Μέθοδος Δυναμικής Επίλυσης 24
4.2.3	Καταστατικά Μοντέλα 24
4.2.4	Δυναμική Φόρτιση και Συνοριακές Συνθήκες 25
4.2.5	Απόσβεση Δυναμικών Συστημάτων 28
4.2.5.1	Local Damping 28
4.2.5.2	Rayleigh Damping 30
4.2.5.3	Υστερητική Απόσβεση 31
4.3	Προσομοίωση Ρευστοποίησης 32
4.3.1	Μοντέλο Finn-Byrne για άμμους 33
4.3.2	Προχωρημένη Μέθοδος-Τροποποιημένο Μοντέλο Pastor 36
Κεφάλαιο 5	Ο κρηπιδότοιχος του Λιμένα Βόλου39
5.1	Σεισμικότητα της Περιοχής του Βόλου 39
5.2	Περιγραφή Κρηπιδότοιχου και του Αριθμητικού Προσομοιώματος 40

5.3	Επίδραση Σεισμικής Διέγερσης	43
5.3.1	Σεισμός Friuli	45
5.3.2	Σεισμός Kobe.....	50
5.3.3	Σεισμός Καλαμάτας	54
5.3.4	Σεισμός Λευκάδας.....	59
5.3.5	Σεισμός Northridge (Rinaldi).....	64
5.3.6	Συμπεράσματα Επίδρασης Σεισμικής Διέγερσης.....	69
5.4	Επίδραση έντασης Σεισμού	70
5.4.1	Σεισμός Λευκάδας, επιτάχυνση 0.1 g.....	71
5.4.2	Σεισμός Λευκάδας, επιτάχυνση 0.3 g.....	74
5.4.3	Σεισμός Λευκάδας, επιτάχυνση 0.4 g.....	77
5.4.4	Συμπεράσματα Επίδρασης Έντασης Σεισμού	80
Κεφάλαιο 6 Συμπεράσματα		85
Κεφάλαιο 7 Βιβλιογραφία		87

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια εκτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης σεισμικής απόκρισης των λιμενικών έργων που υπάρχουν στην Ελλάδα αυτή η διπλωματική εργασία αποσκοπεί στην ανάλυση σεισμικής απόκρισης μιας τυπικής διατομής του κεντρικού προβλήτα του Λιμένα Βόλου. Στην εργασία περιγράφονται οι τυπικοί μέθοδοι σχεδιασμού ενός κρηπιδότοιχου, καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς γεωδών υλικών, ενώ στη συνέχεια πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση σε όρους ενεργών τάσεων προσομοιώματος σε πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών.

1.1 ΚΙΝΗΤΡΟ ΚΑΙ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Τα λιμενικά έργα εμπεριέχουν εύρος κατασκευών: κρηπιδότοιχους, κυματοθραύστες και κρηπιδώματα βάθρων γεφυρών. Τα έργα αυτά κατατάσσονται από γεωτεχνικής άποψης στις κατασκευές αντιστήριξης και στις θεμελιώσεις. Η δράση του εδάφους επί της κατασκευής εξαρτάται από την αλληλεπίδρασή τους. Απλοποιητικά, αυτή ανάγεται σε πιέσεις, αντίδραση στήριξης και φέρουσα ικανότητα.

Η πραγματική απόκριση αυτών των κατασκευών είναι αποτέλεσμα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής και είναι πολύ πιο πολύπλοκη απ' ό τι την θέτουν οι απλοποιητικές μέθοδοι ανάλυσης.

Ανάμεσα σε διάφορες καταστροφές που μπορεί να προκληθούν λόγω γεωτεχνικών αστοχιών σε σεισμό, αυτές των λιμενικών κρηπιδότοιχων έχουν ιδιαίτερη βαρύτητα. Αυτό διότι οι μεταφορές από και προς τα λιμάνια είναι απαραίτητες σε εκκενώσεις και διασώσεις μετά από έναν σεισμό, αλλά και στην ανακατασκευή των πληγέντων περιοχών. Επιπλέον τα λιμάνια αποτελούν συχνά το οικονομικό κέντρο μιας περιοχής και η υπολειτουργία τους μετά από έναν σεισμό μπορεί να επιδράσει αρνητικά στην τοπική οικονομία.

1.2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

Οι ιστορικοί σεισμοί που έπληξαν παραθαλάσσιες περιοχές και κατέστρεψαν λιμενικά έργα, έδωσαν κίνητρο για μεγαλύτερη εμβάθυνση στη κατανόηση των μηχανισμών με τους οποίους αστοχούν οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι για την επίτευξη ασφαλέστερου και οικονομικότερου σχεδιασμού. Οι απλοποιητικές προσεγγίσεις απορρίπτονται ενώ άλλες πιο σύγχρονες αναδύονται που περιγράφουν με ολόενα και περισσότερες λεπτομέρειες την αλληλεπίδραση των τοίχων με το κορεσμένο έδαφος σε σεισμικές συνθήκες.

1.3 ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Το υπόλοιπο αυτής της διπλωματικής εργασίας χωρίζεται σε τέσσερις ενότητες που καταλαμβάνουν τα κεφάλαια 2-5. Συγκεκριμένα:

Στο κεφάλαιο 2 περιγράφονται οι τύποι έργων αντιστήριξης και οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι περιπτώσεις καταστροφών από τους σεισμούς του Kobe και της Κω.

Στο κεφάλαιο 4 περιγράφεται η συμβατική ψευδοστατική μέθοδος υπολογισμού, παρουσιάζεται η μέθοδος πεπερασμένων διαφορών και οι παράμετροι που υπεισέρχονται στην προσομοίωση ενός γεωτεχνικού προβλήματος και παρουσιάζονται δύο καταστατικοί νόμοι που προσομοιώνουν την συμπεριφορά μη συνεκτικών εδαφών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται η περίπτωση του κρηπιδότοιχου του λιμένα Βόλου, περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.

Στο κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα και τα προς διερεύνηση ερωτήματα που προκύπτουν

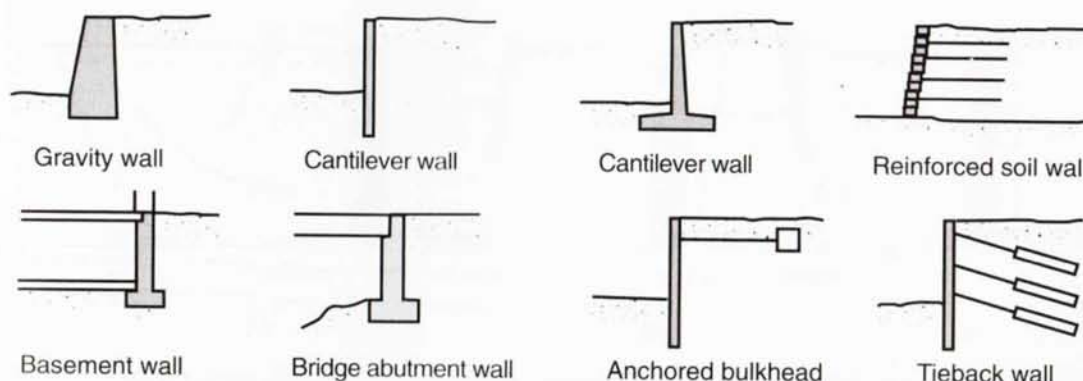
2 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΕΔΑΦΟΥΣ, ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ

2.1 ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Το πρόβλημα της αντιστήριξης εδάφους είναι ένα από τα παλαιότερα γεωτεχνικά προβλήματα. Μερικές από τις πρώτες και θεμελιωδέστερες αρχές της γεωτεχνικής μηχανικής αναπτύχθηκαν για τον αρτιότερο σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης. Έχουν αναπτυχθεί και έχουν εφαρμοστεί με επιτυχία πολλές διαφορετικές προσεγγίσεις της αντιστήριξης εδαφών. Πιο πρόσφατα η χρήση μετάλλου, πολυμερών και γεωϋφασμάτων για τον οπλισμό γαιών οδήγησε σε πολλούς καινοτόμους τύπους συστημάτων αντιστήριξης.



Εικόνα 2.1.1 Κρηπιδότοιχος με πασσαλοσανίδες στο ιστορικό κέντρο του Άμστερνταμ [πηγή: www.iv-groep.nl]



Σχήμα 2.1.1 Συνηθισμένοι τύποι κατασκευών αντιστήριξης [πηγή: S. L. Kramer 1996]

Οι τοίχοι αντιστήριξης κατηγοριοποιούνται συνήθως με βάση το σχετικό τους βάρος, τη δυσκαμψία και τις συνθήκες αγκύρωσης. Στο σχήμα 2.1.1 φαίνονται οι κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης που περιγράφονται παρακάτω:

- Οι *τοιχοί βαρύτητας* είναι ογκώδεις και αρκετά δύσκαμπτοι έτσι ώστε να θεωρούμε πως δεν κάμπτονται· η αντίστασή τους στις ωθήσεις γαιών γίνεται κυρίως μέσω του ίδιου βάρους τους και της συνεπαγόμενης αντίστασης σε ολίσθηση. Παίρνουν κυρίως μετακινήσεις στερεού σώματος και στροφή.
- Οι τοίχοι με φατώματα (cribwalls Εικόνα 2.1.2) και η σπλισμένη γη, είναι αρκετά ογκώδεις ώστε να θεωρούνται άκαμπτοι και να σχεδιάζονται ως τοίχοι βαρύτητας.
- Οι *διαφραγματικοί τοίχοι* (εικόνα 2.1.1) οι οποίοι παίρνουν εγκάρσιες μετατοπίσεις, καμπτικές παραμορφώσεις και στροφές βασίζονται τη φέρουσα ικανότητά τους στην καμπτική τους αντοχή. Η κατανομή των πιέσεων πάνω στους διαφραγματικούς τοίχους επηρεάζεται από τη δυσκαμψία και τη παραμόρφωση του αντιστηριζόμενου εδάφους και του τοίχου.
- Στις *εκσκαφές με αντηρίδες* οι μετακινήσεις περιορίζονται από τις αντηρίδες.
- Στις περιπτώσεις των τοίχων υπογείων και βάρων γεφυρών οι μετακινήσεις στη κορυφή περιορίζονται από τις υπερκείμενες κατασκευές.
- Οι *αγκυρωμένοι τοίχοι* συγκρατούνται από αγκύρια που βρίσκονται στο έδαφος πίσω από τον τοίχο. Σε αυτές τις περιπτώσεις αν τα αγκύρια τοποθετηθούν σε διάφορα σημεία οι καμπτικές ροπές μπορούν να παραμείνουν σε τόσο χαμηλά επίπεδα που ο τοίχος επιτρέπεται να είναι αρκετά εύκαμπτος. (Kramer 1996)

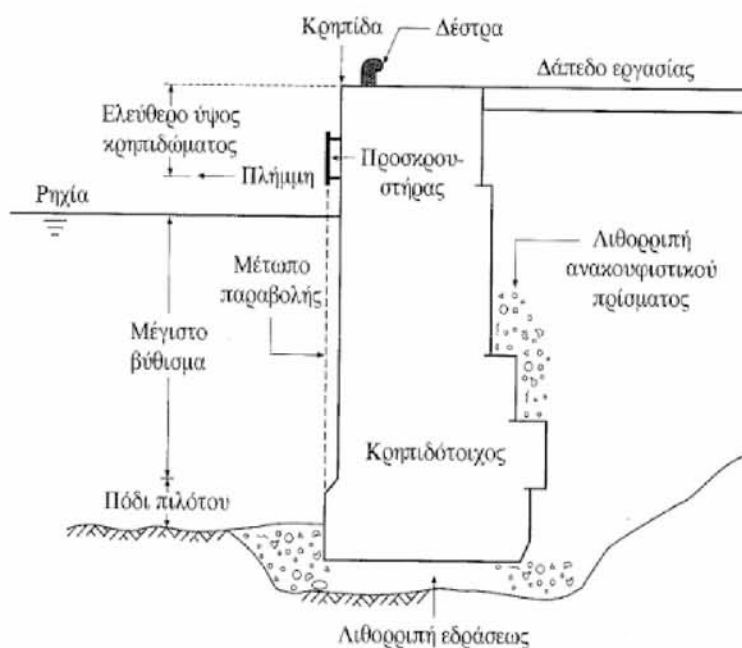


Εικόνα 2.1.2 Τοίχος αντιστήριξης με φατώματα [πηγή: <http://www.concrib.com.au>]

2.2 ΛΙΜΕΝΙΚΟΙ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ

Ως κρηπιδότοιχος ορίζεται το έργο αντιστήριξης που διαχωρίζει τη λιμενολεκάνη από τη θάλασσα και στον οποίο γίνεται η πρόσδεση των σκαφών. Για το σκοπό αυτό διαμορφώνεται ένα κατακόρυφο μέτωπο, το μέτωπο παραβολής, στο οποίο πλευρίζει, πρυμνοδετεί ή γενικά προσδένει το σκάφος για να ακινητοποιηθεί κατά το δυνατόν. Το κατακόρυφο μέτωπο συνήθως διαμορφώνεται με ογκόλιθους που τοποθετούνται ο ένας επί του άλλου και γι αυτό το έργο αυτό ονομάζεται συνήθως κρηπιδότοιχος ακόμα και αν ο τρόπος κατασκευής διαφέρει.

Το ύψος του κρηπιδότοιχου εξαρτάται από το βύθισμα του τυπικού σκάφους σχεδιασμού, την διακύμανση της στάθμης του νερού λόγω παλίρροιας και της διάταξ απόθεσης ιζημάτων. Τα κρηπιδώματα εξοπλίζονται όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.2 με προσκρουστήρες, δέστρες καθώς και με τα δίκτυα παροχών και συστήματα μετακίνησης γερανών φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων. (Μέμος 2013)

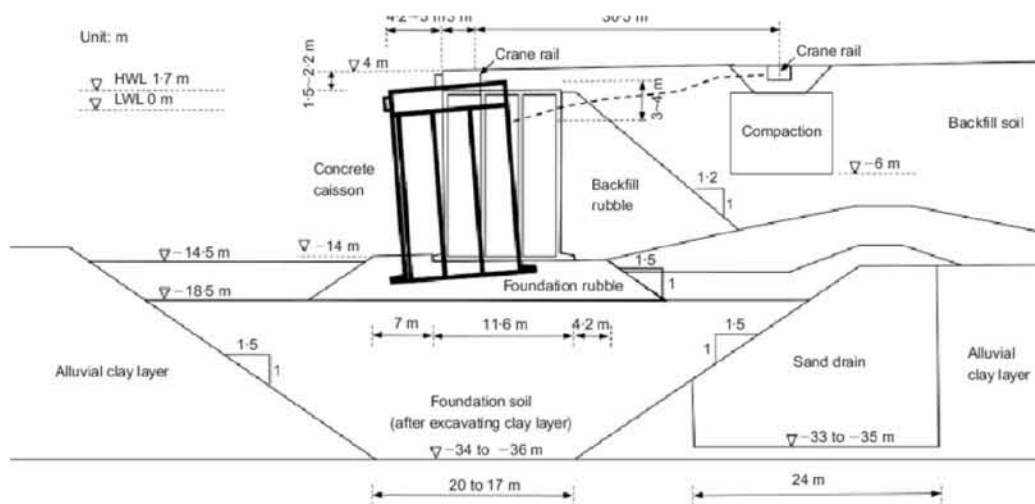


Σχήμα 2.2.2 Βασική ονοματολογία κρηπιδώματος [πηγή: Κ. Μέμος 2013]

Οι κρηπιδότοιχοι βαρύτητας προτιμώνται όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι υγιές ή μπορεί εύκολα να εξυγιανθεί μέσω στρώσης λιθορριπής έδρασης. Η θεμελίωση των κρηπιδότοιχων γίνεται πάνω σε λιθορριπή έδραση, πάχους τουλάχιστον 1 m η οποία συμπληρώνεται με πιο λεπτόκοκκο υλικό, ως εξισωτική στρώση για τη τοποθέτηση του στοιχείου.

Δύο συνήθεις τύποι κρηπιδότοιχου βαρύτητας είναι με προκατασκευασμένους συμπαγείς ογκόλιθους σκυροδέματος και τα προκατασκευασμένα κυψελωτά κιβώτια (caissons).

Τα κυψελωτά κιβώτια είναι κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν κατακόρυφες κυψέλες με ανοιχτό το πάνω τους μέρος (Σχήμα 2.2.2, Εικόνα 2.2.1). Τα κιβώτια σκυροδετούνται κοντά στο σημείο που θα τοποθετηθούν. Στη συνέχεια αφού τοποθετηθούν γεμίζονται με άμμο, κροκάλες ή και σκυρόδεμα. Τα κενά, που υπάρχουν μεταξύ τους σκόπιμα για να μην προκληθεί πρόβλημα λόγω διαφορετικών καθιζήσεων, σφραγίζονται με σκυρόδεμα. Η ανωδομή σκυροδετείται στο τέλος αφού πρώτα έχει συμπυκνωθεί το υλικό των κυψελών. (Μέμος 2013)



Σχήμα 2.2.2 Διατομή κυψελωτού κρηπιδότοιχου στο νησί Rokko του Kobe [πηγή: Iai et al. 1998]

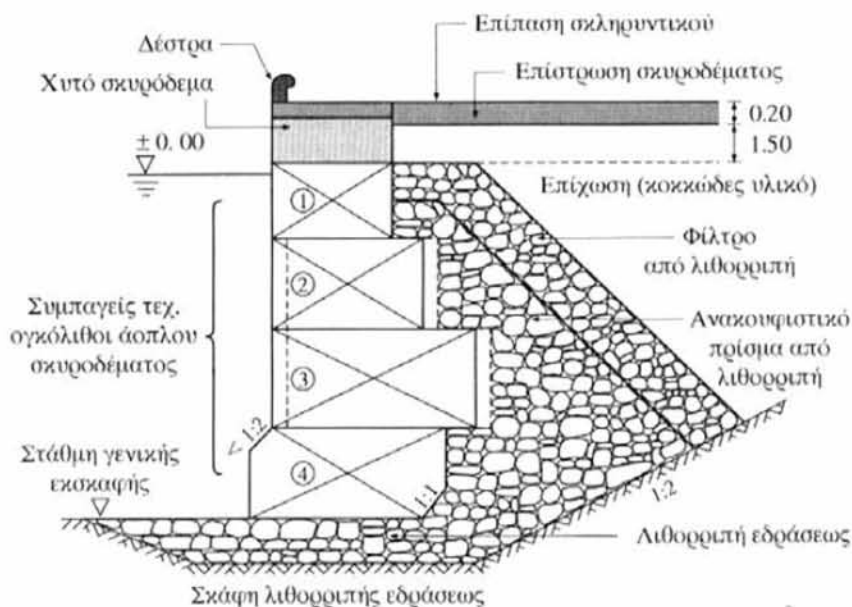


Εικόνα 2.2.1 Κρηπιδότοιχος από κυψελωτά κιβώτια στη φάση της κατασκευής [πηγή: <https://research.engineering.ucdavis.edu>]

Για τη κατασκευή κρηπιδότοιχων από τεχνητούς ογκόλιθους αυτοί τοποθετούνται σε επάλληλες στρώσεις συνήθως 2 μέτρα πάνω από τη στάθμη της θάλασσας. Η κατασκευή τους

μπορεί να γίνει εν υγρώ και εν ξηρώ όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.2.4. Η γεωμετρία των τεμαχίων με την απότμηση του αρμού εδράσεως και την εισχώρηση των μεσαίων ογκόλιθων προς το ανακουφιστικό πρίσμα όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2.3 γίνεται για την μείωση της εκκεντρότητας του πέδου και την εξισορρόπηση των ροπών από την επίχωση ειδικά σε περίπτωση σεισμού.

Στην πίσω πλευρά του κρηπιδότοιχου τοποθετείται ανακουφιστικό πρίσμα, έδαφος δηλαδή με αυξημένη γωνία διατμητικής αντοχής που αποσκοπεί στη μείωση ωθήσεων γαιών. Ανάμεσα σε αυτή τη στρώση και τον τοίχο χρησιμοποιείται φίλτρο για να μην διαρρέει υλικό προς τη θάλασσα.



Σχήμα 2.2.3 Τυπική διατομή κρηπιδότοιχου από συμπαγείς ογκόλιθους [πηγή: Κ. Μέμος 2013



Εικόνα 2.2.4 Κατασκευή εν ξηρώ κρηπιδότοιχου από συμπαγείς ογκόλιθους σκυροδέματος στο Κατάρ [πηγή: <http://www.npp.com.qa>]

3 ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑΣ

3.1 ΚΟΒΕ

Τη Τρίτη 17 Ιανουαρίου του 1995 ο σεισμός Hyogoken-Nanbu που προήλθε από το ρήγμα Hanshin έντασης $M_w=6.9$ χτύπησε τη περιοχή Kobe-Osaka της Ιαπωνίας. Η περιοχή είναι η δεύτερη πιο πολυπληθής και βιομηχανοποιημένη περιοχή, μετά το Tokyo, με συνολικό πληθυσμό 14.3 εκατομμύρια περίπου.

Συνολικά 6.434 άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους ενώ καταστράφηκαν 100.000 σπίτια και μεγάλα έργα υποδομών. Η οικονομική καταστροφή που προκάλεσε ο σεισμός είναι, μετά τον σεισμό Τōhoku και το τσουνάμι του 2011, η δεύτερη μεγαλύτερη οικονομική καταστροφή που έχει προκληθεί από φυσικά αίτια με το κόστος να εκτιμάται στα 300 δισεκατομμύρια δολάρια.

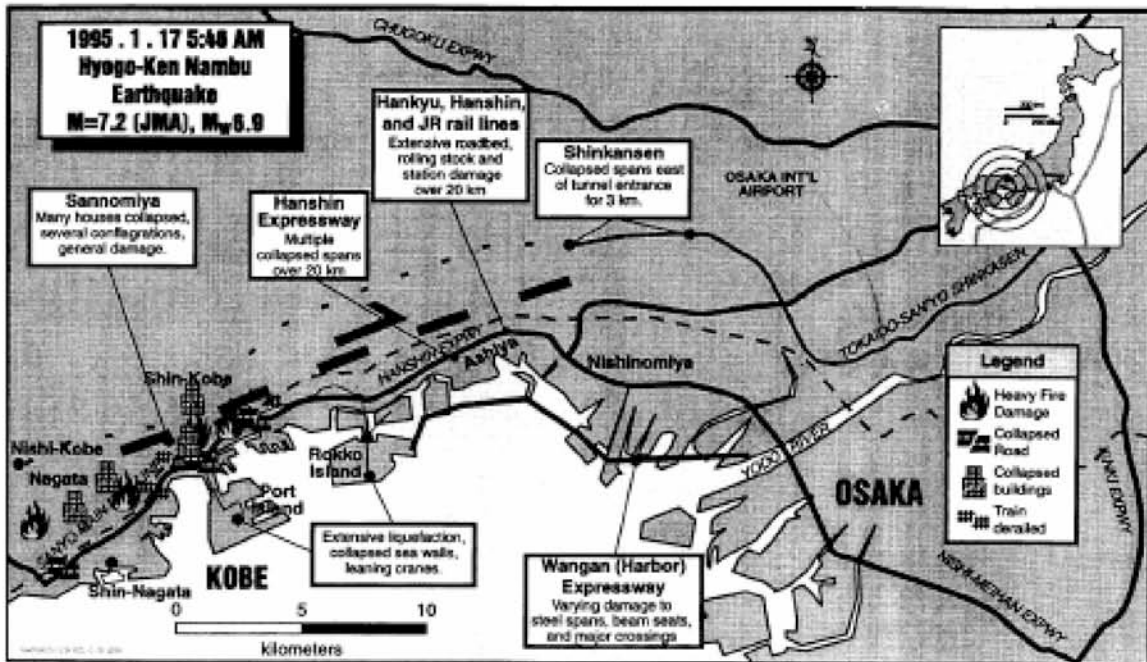
Το λιμάνι του Κόμπε βρίσκεται νότια του Κόμπε και σε απόσταση 17 χιλιομέτρων από το επίκεντρο του σεισμού. Καλύπτει μια περιοχή 6 km πλάτους και 12 km απόστασης από την ακτογραμμή του. Περιλαμβάνει την ακτή και δύο τεχνητά νησιά το Port Island και το Rokko Island.

Η μεγαλύτερη τιμή της επιτάχυνσης που καταγράφηκε στο Κόμπε ήταν 0.54 g και 0.45 g στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση με μέγιστες ταχύτητες 122 cm/sec και 34 cm/sec



Εικόνα 3.2 Κατάρρευση γερανού στο νησί Rokko [πηγή: <https://research.engineering.ucdavis.edu>]

Το λιμάνι είχε 186 κρηπιδότοιχους το 90% των οποίων ήταν κυβελωτοί κρηπιδότοιχοι βαρύτητας. Οι περισσότεροι από αυτούς τους τοίχους μετακινήθηκαν προς τη θάλασσα κατά 5 m το μέγιστο και 3m κατά μέσο όρο, ενώ στράφηκαν προς τη θάλασσα 4 μοίρες περίπου με τους περισσότερους να διατηρούν το μέτωπό τους ευθύ και χωρίς να υπάρχουν περιπτώσεις κατάρρευσης ή ανατροπής. Της ίδιας τάξης μεγέθους ήταν και οι καθιζήσεις πίσω από τους τοίχους. Αυτές οι μετακινήσεις ήταν οι μεγαλύτερες που έχουν συμβεί σε λιμενικούς κρηπιδότοιχους στην Ιαπωνία.



Σχήμα 3.1 Χάρτης του Kobe και της Osaka όπου φαίνονται τα νησιά Rokko και Port [πηγή: Ch. Scawthorn and P. I. Yanev 1991]



Εικόνα 3.3 Σημαντική παραμόρφωση πίσω από κρηπιδότοιχο στο λιμάνι του Κόμπε [πηγή: Towhata et al. 2009]

Οι κυβελωτοί κρηπιδότοιχοι σχεδιάστηκαν με ψευδοστατική μέθοδο με χρήση σεισμικών συντελεστών από 0.10 έως 0.25 μονάδες βαρύτητας που κυμαίνονταν αναλόγως από την σημαντικότητα και τις συνθήκες. Τα εδάφη που βρίσκονταν φυσικά εκεί ήταν αργιλώδη και αντικαταστάθηκαν σε μεγάλο βαθμό - σε ορισμένες περιπτώσεις πλήρως - για βελτίωση της φέρουσας ικανότητας και περιορισμό των καθιζήσεων, από αμμοχάλικο αποσαθρωμένων πετρωμάτων που βρίσκονταν στην ευρύτερη περιοχή (γρανίτης, πηλίτης, τόφος).

Οι σημαντικότερες καταστροφές συνέβησαν στους τοίχους εκείνους του Port Island και του Rokko Island που ήταν σχεδόν παράλληλοι στην ακτογραμμή- και άρα και στο ρήγμα - και σε εκείνους που είχαν σχεδιαστεί με πολύ χαμηλό σεισμικό συντελεστή, μόλις 0.1-0.15 g.

Τρεις τοίχοι δεν αντιμετώπισαν σοβαρά προβλήματα δύο κιβωτιοειδούς διατομής και ένας ανοικτού τύπου. Αυτοί οι τοίχοι που ονομάζονται τοίχοι υψηλής σεισμικής αντοχής, σχεδιάστηκαν πολύ συντηρητικά ειδικά για να αντέξουν την υψηλότερη δυνατή δόνηση που μπορεί να προκαλέσει το ρήγμα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η προμήθεια ειδών ανάγκης σε περίπτωση μεγάλου σεισμού. Η τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε ήταν 0.25 g οπότε και προέκυψαν μεγάλες αναλογίες πάχους προς ύψους. Συγκεκριμένα ο κρηπιδότοιχος στη κεντρική προβλήτα στο Maya Futo που εκτός του ότι είχε σχεδιαστεί με σεισμικό συντελεστή 0.25 g είχε και διεύθυνση κάθετη στο ρήγμα, δεν αντιμετώπισε ορατές φθορές παραμένοντας λειτουργικός μετά τον σεισμό.



Εικόνα 3.4 Kobe memorial park [πηγή: google images]

Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των τοίχων έδειξε πως υπήρξε στενή σχέση μεταξύ του πάχους και της πυκνότητας της στρώσης άμμου που είχε τοποθετηθεί κάτω από τους κρηπιδότοιχους με τις μετακινήσεις των τοίχων. Ειδικότερα οι τοίχοι που είχαν κατασκευαστεί πάνω σε θεμελιώσεις που είχαν βελτιωθεί με sand compaction piles (SCP) παρουσίασαν

σημαντικά μικρότερες μετακινήσεις από αυτούς που κατασκευάστηκαν πάνω σε εξυγιαντική στρώση άμμου που δεν είχε συμπυκνωθεί.

Ένα από τα ερωτήματα που διερευνήθηκαν πιο έντονα ήταν ο ρόλος που μπορεί να έπαιξε η ρευστοποίηση εδάφους στην αστοχία των τοίχων

Δοκιμές σε σεισμική τράπεζα έδειξαν πως οι μετακινήσεις συνέβησαν όχι με την έντονη εδαφική κίνηση στους πρώτους κύκλους, αλλά προκλήθηκαν σταδιακά με την αύξηση της πίεσης των πόρων στο ανακουφιστικό πρίσμα και στη θεμελίωση. Δεν υπήρξε μεγάλη ανάπτυξη υπερπίεσης των πόρων κάτω από τον τοίχο ίσως λόγω του βάρους του τοίχου.

3.2 ΚΩΣ

Τα ξημερώματα της 21^{ης} Ιουλίου ισχυρός σεισμός $M=6,7$ έπληξε την Κω, με επίκεντρο το νησάκι Καρα Άντά μπροστά από την Αλικαρνασσό, αφήνοντας πίσω πολλούς τραυματίες και εκτεταμένες ζημιές σε υποδομές και αρχαιολογικούς χώρους. Το λιμάνι της Κω υπέστη σοβαρές ζημιές όπως φαίνεται και πιο κάτω στις εικόνες. Τον κύριο σεισμό ακολούθησαν 400 μετασεισμοί με ισχυρότερο έναν έντασης 4,8 Ρίχτερ, ενώ 180 ξεπέρασαν τα τρία Ρίχτερ. Μετά το σεισμό η πόλη της Κω είχε υποστεί καθίζηση 4 cm ενώ το βόρειο τμήμα του νησιού ανυψώθηκε κατά 10 cm.



Σχήμα 3.2 Χάρτης της περιοχής της Κω όπου φαίνεται το ρήγμα και το επίκεντρο του σεισμού [πηγή: google images]



Εικόνα 3.5 - 3.6 Το λιμάνι της Κω πριν και μετά την προέκταση του λιμανιού [πηγή: google images]

Η προβλήτα όπου δένουν τα πλοία της γραμμής υπέστη καθίζηση έως και 1.5 μέτρο στο ανάχωμα και εξίσου σοβαρές φαίνονται και οι ζημιές στη μαρίνα σκαφών αναψυχής. Το λιμάνι αποκαταστάθηκε και τέθηκε σε λειτουργία αρκετά σύντομα μετά το σεισμό καθώς ο σεισμός έπληξε την Κω σε πολύ σημαντική για την τοπική οικονομία εποχή.



Εικόνες 3.7 - 3.10 Ζημιές στο λιμάνι της Κω[πηγή: google images]

3.3 ΚΥΡΙΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

Με βάση στοιχεία που πάρθηκαν από δοκιμές σε σεισμικό προσομοιωτή αλλά και μελέτες ζημιών που προκλήθηκαν σε σεισμούς στο παρελθόν οι Towhata *et al.* (2009) προσδιορίζουν τους μηχανισμούς αστοχίας ως εξής:

1. Ολίσθηση του τοίχου στην επιφάνεια της έδρασης με αστοχία στο ανακουφιστικό πρίσμα και στην επίχωση.
2. Ολίσθηση του τοίχου και των αντιστηριζόμενων εδαφών επί της θεμελίωσης.
3. Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους θεμελίωσης και απώλεια εδάφους θεμελίωσης κάτω από τον πόδα του κρηπιδότοιχου, επακόλουθες μετατοπίσεις, κατακόρυφες και οριζόντιες, και στροφή του τοίχου προς τη θάλασσα.
4. Δημιουργία κυκλικής επιφάνειας ολίσθησης που διέρχεται από τη θεμελίωση προκαλώντας κατακόρυφες και οριζόντιες μετατοπίσεις και στροφή του τοίχου προς το αντιστηριζόμενο έδαφος.

Αναφέρονται επίσης οι κύριες δυνάμεις που επενεργούν στον τοίχο και στη θεμελίωση κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης:

1. Η αδρανειακή δύναμη του τοίχου
2. Οι στατικές εδαφικές ωθήσεις στην επιφάνεια του κρηπιδότοιχου
3. Οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις στην επιφάνεια του κρηπιδότοιχου
4. Οι στατικές διατμητικές τάσεις στο έδαφος θεμελίωσης
5. Οι μη ομοιόμορφη κατανομή των κατακόρυφων πιέσεων στο έδαφος θεμελίωσης

Αναγνωρίστηκαν τέλος τρεις μορφές σεισμικής απόκρισης του κρηπιδότοιχου (Towhata *et al.*, 2009):

1. Οριζόντια ταλάντωση
2. Κατακόρυφη κίνηση
3. Περιστροφική ταλάντωση

4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί απαιτούν:

- i. Ψευδοστατικό υπολογισμό της ενεργού δύναμης που ασκείται στον τοίχο για τιμή επιτάχυνσης σχεδιασμού
- ii. Προσδιορισμό της κρίσιμης επιτάχυνσης αστοχίας σε ολίσθηση, ανατροπή ή φέρουσα ικανότητα
- iii. Υπολογισμό των μόνιμων παραμορφώσεων σε περίπτωση που η επιτάχυνση υπερβεί τις παραπάνω κρίσιμες τιμές

4.1 ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΟΝΟΝΟΒΕ – ΟΚΑΒΕ

Ο Coulomb (1776) ήταν ο πρώτος που μελέτησε το πρόβλημα των ωθήσεων πάνω σε κατασκευές αντιστήριξης. Υποθέτοντας πως οι ωθήσεις που ασκούνται πάνω σε μία κατασκευή αντιστήριξης προκύπτουν από το βάρος μιας σφήνας εδάφους που ορίζεται από την επιφάνεια θραύσης, ο Coulomb χρησιμοποίησε τις συνθήκες ισορροπίας για να προσδιορίσει τις μέγιστες παθητικές και τις ελάχιστες ενεργητικές ωθήσεις γαιών που ασκούνται επί της κατασκευής. Εφόσον το πρόβλημα είναι αόριστο πρέπει να γίνουν δοκιμές για να προσδιοριστεί η κρίσιμη επιφάνεια θραύσης (δηλαδή αυτή που θα δώσει τις μέγιστες παθητικές ωθήσεις η τις ελάχιστες ενεργητικές ωθήσεις).

Ο Rankine (1857) ανέπτυξε την απλούστερη μέθοδο υπολογισμού ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων γαιών θεωρώντας ότι δεν αναπτύσσεται τριβή κατά μήκος της διεπιφάνειας εδάφους-στοιχείου αντιστήριξης.

Οι εδαφικές ωθήσεις σε στατικές συνθήκες υπολογίζονται συνήθως με τις μεθόδους του Rankine ή του Coulomb και στις σεισμικές με τη μέθοδο Mononobe-Okabe (Prakash *et al.* 2012).

Ο Okabe (1926) και οι Mononobe, Matsuo (1929) ανέπτυξαν τη βάση μιας ψευδοστατικής ανάλυσης σεισμικών εδαφικών ωθήσεων σε κατασκευές αντιστήριξης γνωστή ως μέθοδος Mononobe-Okabe. Η μέθοδος αυτή είναι μια άμεση επέκταση της θεωρίας του Coulomb για ψευδοστατικές συνθήκες. Στη μέθοδο M-O εφαρμόζουμε ψευδοστατικές επιταχύνσεις στην ενεργή ή παθητική σφήνα εδάφους και στη συνέχεια με επίλυση της ισορροπίας βρίσκουμε τις δυναμικές ωθήσεις του εδάφους.

Η θεωρία του Rankine

Η πίεση στο πίσω μέρος ενός τοίχου αντιστήριξης p_A υπολογίζεται από την εξίσωση 4.1.1:

$$p_A = K_A \sigma'_V - 2c\sqrt{K_A} \quad (4.1.1)$$

όπου για κατακόρυφο τοίχο:

$$K_A = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.1.2)$$

K_A = ο συντελεστής της μέγιστης ενεργούς εδαφικής ώθησης

σ'_V = η κατακόρυφη ενεργός τάση

c = η συνοχή του εδάφους

Έτσι προκύπτει από τις παραπάνω εξισώσεις ότι η κατανομή των τάσεων στο πίσω μέρος του τοίχου εξαρτάται από την γωνία τριβής και την συνοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους (Σχήμα 4.1.1). Η ύπαρξη συνοχής στο έδαφος υποδεικνύει πως στο πάνω μέρος του τοίχου θα αναπτυχθούν εφελκυστικές ωθήσεις κάτι το οποίο προφανώς δεν συμβαίνει. Τα συνεκτικά εδάφη αποφεύγονται για χρήση ως ανακουφιστικό πρίσμα στους τοίχους αντιστήριξης. Για ξηρά μη συνεκτικά εδάφη ο Rankine προβλέπει τριγωνικό διάγραμμα κατανομής των τάσεων παράλληλο στη διεπιφάνεια εδάφους-τοίχου (Σχήμα 4.1.1). Η συνισταμένη δύναμη P_A δρα σε ύψος $H/3$ από τη βάση του τοίχου με ύψος H και υπολογίζεται από την εξίσωση 4.1.3:ζ

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (4.1.3)$$

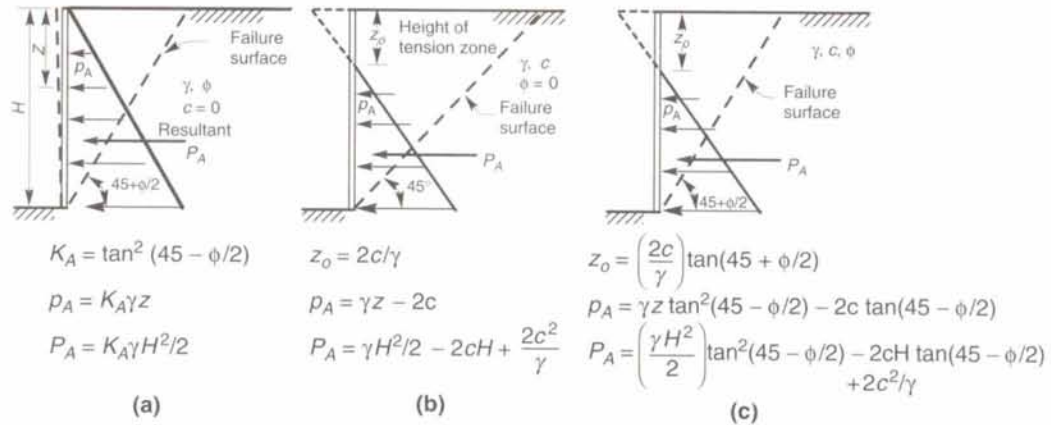
Αντίστοιχα για τις παθητικές ωθήσεις που ενεργούν στο μπροστά μέρος ενός τοίχου ισχύει:

$$p_P = K_P \sigma'_V - 2c\sqrt{K_P} \quad (4.1.4)$$

$$K_P = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.1.5)$$

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \quad (4.1.6)$$

Η ύπαρξη νερού στο επίχωμα αυξάνει τις τάσεις που δρουν στον τοίχο. Συγκεκριμένα το διάγραμμα υδροστατικών πιέσεων προστίθεται σ' αυτό των ωθήσεων.



Σχήμα 4.1.1 Κατανομή ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine για τρεις διαφορετικούς συνδυασμούς γωνίας διατμητικής αντοχής-συνοχής (α) μηδενική συνοχή και διατμητική αντοχή (β) συνοχή και διατμητική αντοχή (γ) συνεκτικό έδαφος χωρίς διατμητική αντοχή [πηγή: S. L.Kramer1996]

Η θεωρία του Coulomb

Για μη συνεκτικό έδαφος η ενεργητικές ωθήσεις υπολογίζονται από την Εξίσωση 4.1.6:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (4.1.6)$$

Όπου:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad (4.1.7)$$

δ είναι η γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, και β και θ είναι η γωνία κλίσης του εδάφους και του τοίχου (για μη κατακόρυφο τοίχο η γωνία που σχηματίζει η εσωτερική του πλευρά με την κατακόρυφο) αντίστοιχα όπως φαίνεται στο Σχήμα (4.2.1).

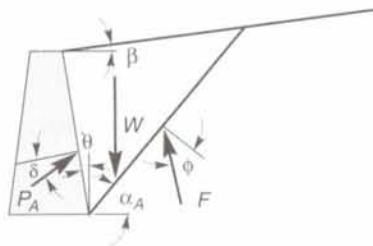
Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας έχει κλίση ως προς την οριζόντια:

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (4.1.8)$$

Όπου

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\varphi - \theta)]} \quad (4.1.9)$$

$$C_2 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] \} \quad (4.1.10)$$



Σχήμα 4.1.2 Τριγωνική ενεργός σφήνα εδάφους που οριοθετείται από τη κεκλιμένη επιφάνεια του εδάφους, την επιφάνεια αστοχίας και τον τοίχο [πηγή:Kramer 1996]

Ο Coulomb δεν περιγράφει με ακρίβεια την κατανομή των ενεργητικών ωθήσεων, όμως μπορούμε να την υποθέσουμε ως τριγωνική, με τη συνισταμένη να δρα στο σημείο $H/3$ από τη βάση ενός τοίχου με ύψος H .

Για μέγιστες παθητικές ωθήσεις και μη συνεκτικό έδαφος οι ωθήσεις υπολογίζονται από την Εξίσωση 4.1.11:

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \quad (4.1.11)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.1.12)$$

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας έχει κλίση ως προς την οριζόντια:

$$\alpha_P = -\varphi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\varphi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (4.1.13)$$

Όπου

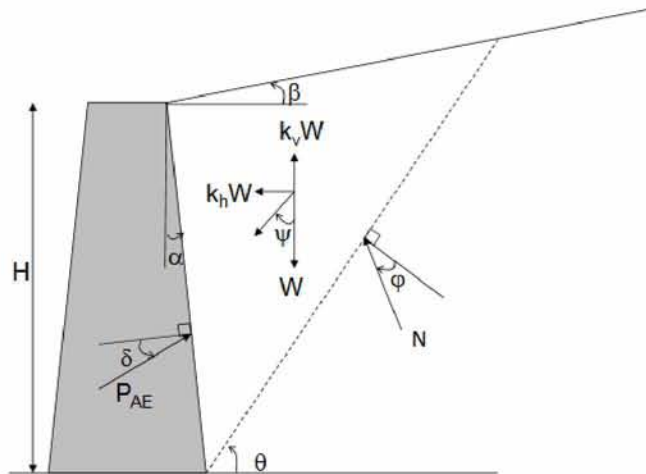
$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\varphi + \theta)]} \quad (4.1.14)$$

$$C_4 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] \} \quad (4.1.15)$$

Σε αντίθεση με τη θεωρία του Rankine, η θεωρία του Coulomb μπορεί να υπολογίσει ωθήσεις γαιών όπου το επίχωμα έχει ανώμαλη επιφάνεια, συγκεντρωμένες δυνάμεις και δυνάμεις λόγω ροής. Θεωρώντας διάγραμμα ελευθέρου σώματος για την ενεργητική ή παθητική σφήνα και προσθέτοντας σ' αυτήν τα φορτία, μπορούν να υπολογιστούν με ευκολία οι τελικές συνιστώσες των ωθήσεων.

Κλασικός τρόπος υπολογισμού Mononobe-Okabe

Με τροποποίηση των γωνιών α και β όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 4.1.3, στις οποίες προστίθεται η περιστροφή, οι Mononobe-Okabe προσδιόρισαν τον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K_{AE} (Εξίσωση 4.1.17) υπό σεισμική δράση.



Σχήμα 4.1.3 Οι δυνάμεις που επενεργούν σε μια ενεργητική σφήνα εδάφους κατά την ανάλυση M-O [πηγή: C. Tsai & E.J. Newman (2014)]

Στο Σχήμα (4.1.3) φαίνονται οι δυνάμεις που επενεργούν σε μια σφήνα ξηρού, μη συνεκτικού εδάφους. Επιπρόσθετα με τις στατικές φορτίσεις, εφαρμόζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες ψευδοστατικές δυνάμεις οι οποίες έχουν μέγεθος το οποίο σχετίζεται με τη μάζα της ενεργού σφήνας μέσω των ψευδοστατικών επιταχύνσεων a_h και a_v . Η συνολική ενεργητική ώθηση εκφράζεται από την Εξίσωση 4.1.16 και δρα σε σημείο πιο ψηλά από τη συνισταμένη των στατικών ωθήσεων σαν αποτέλεσμα της συνισταμένης σεισμικής δράσης ΔP_{AE} .

$$P_{AE} = 0.5\gamma H^2(1 - a_v)K_{AE} \quad (4.1.16)$$

Όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\delta + \alpha + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha + \psi)\cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (4.1.17)$$

Όπου: γ = το ειδικό βάρος του εδάφους

H = το ύψος του τοίχου

φ = η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους

δ = η γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του τοίχου

α = η κλίση του τοίχου σε σχέση με την κατακόρυφο

$\psi = \tan^{-1}(a_h/(1 - a_v))$, όπου a_h a_v οι συνιστώσες των σεισμικών επιταχύνσεων

θ = η κλίση της επιφάνειας αστοχίας που ορίζεται ως εξής:

$$\cot(\theta - \beta) = -\tan(\varphi + \delta + \alpha - \beta) + \sec(\varphi + \delta + \alpha - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta + \psi)\sin(\varphi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta)\sin(\varphi - \beta - \psi)}}$$

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης υπολογίζεται σε απόσταση 2/3 Η από την κορυφή του τοίχου (Seed and Whitman 1970)

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας εδάφους για στατικές και σεισμικές εδαφικές συνθήκες. Ο σχεδιασμός θεωρείται ασφαλής αν οι συντελεστές ασφαλείας πληρούν τα απαιτούμενα κριτήρια.

Οι υποθέσεις που εμμέσως γίνονται κατά την ανάλυση ενός κορεσμένου επιχώματος είναι :

- (i) ότι οι πιέσεις των πόρων δεν μεταβάλλονται με την οριζόντια μετακίνηση, και
- (ii) η διαπερατότητα του εδάφους είναι αρκετά χαμηλή ώστε το νερό να μετακινείται ενιαία με τον εδαφικό σκελετό.

Μια άλλη παραδοχή που γίνεται στη ψευδοστατική μέθοδο είναι ότι οι μέγιστες εδαφικές δυναμικές πιέσεις επί του τοίχου καθώς και η μέγιστη αδρανειακή του δύναμη δρουν ταυτόχρονα. Βασισμένος σε πειραματικά δεδομένα ο Nakamura (2006) αλλά και άλλοι καταλήγουν πως μια τέτοια παραδοχή οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα κάτι το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και να γίνεται σύγκριση με άλλες μεθόδους κατά την επιλογή της μεθόδου Mononobe-Okabe.

4.2 ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ FLAC

Το FLAC είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών που χρησιμεύει στον υπολογισμό διάφορων διδιάστατων προβλημάτων πολιτικού μηχανικού. Το πρόγραμμα προσομοιώνει τη συμπεριφορά κατασκευών πάνω σε βράχο, έδαφος και άλλων υλικών που ακολουθούν πλαστικές διαδρομές τάσεων όταν διαρρεύσουν. Τα υλικά αντιπροσωπεύονται από στοιχεία ή ζώνες, που σχηματίζουν έναν κάναβο που διαμορφώνεται από τον χρήστη έτσι ώστε να ταιριάζει στη γεωμετρία του προβλήματος που αναπαριστά. Κάθε στοιχείο συμπεριφέρεται σύμφωνα με έναν προδιαγεγραμμένο γραμμικό ή μη γραμμικό νόμο τάσεων/παραμορφώσεων αποκρινόμενο στις επιβαλλόμενες δυνάμεις και συνοριακές συνθήκες. Τα υλικά στο προσομοίωμα έχουν τη δυνατότητα να διαρρεύσουν καθώς και να ολισθήσουν και ο κάναβος να παραμορφωθεί και να μετακινηθεί ακολουθώντας έτσι τη μορφή του αναπαριστώμενου υλικού. Αυτή η μέθοδος υπολογισμού ονομάζεται μέθοδος ανάλυσης Lagrange (μετακινούμενου παρατηρητή) και εξασφαλίζει την ακρίβεια της προσομοίωσης των πλαστικών παραμορφώσεων. Λόγω του ότι δεν μορφώνονται μητρώα, μπορούν να υπολογιστούν μεγάλα διδιάστατα προβλήματα χωρίς ιδιαίτερες υπολογιστικές απαιτήσεις. Το FLAC μπορεί να προγραμματιστεί είτε μέσω των επιλογών του μενού είτε ως πρόγραμμα εντολών μέσω της ενσωματωμένης γλώσσας εντολών FISH.

4.2.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Διαφορών

Η μέθοδος πεπερασμένων διαφορών είναι μια αριθμητική μέθοδος επίλυσης διαφορικών εξισώσεων, με δοσμένες αρχικές συνθήκες ή οι συνοριακές τιμές. Σύμφωνα με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών η διακριτοποίηση έγκειται στην αντικατάσταση των παραγώγων των καταστατικών νόμων που περιγράφουν ένα φυσικό πρόβλημα με μια αλγεβρική έκφραση σε όρους τάσεων ή μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία του προβλήματος.

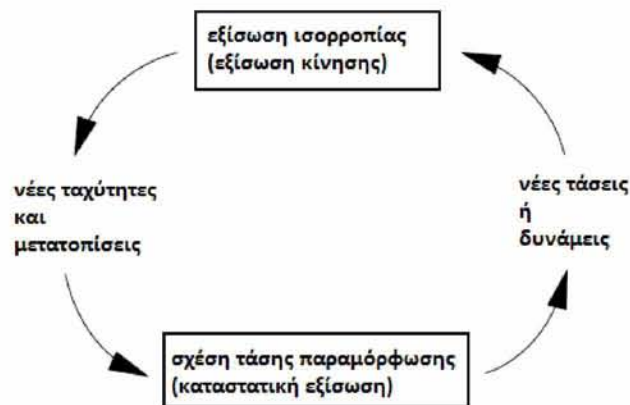
Οι μέθοδοι πεπερασμένων διαφορών και πεπερασμένων στοιχείων εξάγουν μία σειρά από αλγεβρικές εξισώσεις οι οποίες στις περισσότερες περιπτώσεις είναι ίδιες για τη μια και την άλλη μέθοδο. Έτσι λοιπόν οι διαφορές τους δεν εντοπίζονται στα αποτελέσματα που δίνουν.

Τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων συγκεντρώνουν τα μητρώα των στοιχείων σε τεράστια μητρώα ολικής δυσκαμψίας, κάτι το οποίο δεν γίνεται στη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών διότι συμφέρει από άποψη μνήμης οι εξισώσεις πεπερασμένων διαφορών να μεταβάλλονται σε κάθε βήμα.

4.2.2 Άμεση Μέθοδος Δυναμικής Επίλυσης (explicit dynamic analysis)

Το αποτέλεσμα ενός προβλήματος που θέλουμε να λάβουμε από το FLAC μπορεί να είναι στατικό, εμείς όμως περιλαμβάνουμε τις δυναμικές εξισώσεις κίνησης στο προσομοίωμα διότι παρότι το φυσικό πρόβλημα μπορεί να είναι ασταθές κατά τη διάρκεια μιας φόρτισης, το αριθμητικό προσομοίωμα οφείλει να είναι ευσταθές. Το FLAC προσομοιώνει άμεσα την αστάθεια διότι περιλαμβάνονται οι αδρανειακοί όροι επομένως προκύπτει άμεσα κινητική ενέργεια η οποία μετατρέπεται ανάλογα.

Η σειρά που πραγματοποιούνται οι υπολογισμοί στο FLAC αναπαριστάται στο Σχήμα (4.2.1). Οι εξισώσεις κίνησης καλούνται να δώσουν από τις τάσεις ταχύτητες και μετατοπίσεις. Από τις μετατοπίσεις υπολογίζονται οι παραμορφώσεις και στη συνέχεια οι τιμές νέων τάσεων από τις καταστατικές εξισώσεις. Αυτός ο κύκλος επαναλαμβάνεται συνεχώς σε ρυθμό που ορίζεται ως χρονικό βήμα υπολογισμού και εξαρτάται από τη ταχύτητα διάδοσης της πληροφορίας στο φυσικό πρόβλημα (πχ ταχύτητα διάδοσης σεισμικού κύματος).



Σχήμα 4.2.1 Βασικός κύκλος υπολογισμού (πηγή: Itasca 2004)

4.2.3 Καταστατικά Μοντέλα

Η αριθμητική προσομοίωση γεωδών υλικών αντιμετωπίζει τρεις κύριες δυσκολίες σε σχέση με την συμπεριφορά τους.

- (i) η φυσική αστάθεια
- (ii) ο τρόπος φόρτισης (ταχεία, σταδιακή)
- (iii) η μη γραμμικότητα της απόκρισης τάσης παραμόρφωσης, η οποία περιλαμβάνει τη μη γραμμική εξάρτηση της ελαστικής δυσκαμψίας και της περιβάλλουσας των τάσεων προφόρτισης, καθώς και τη συμπεριφορά του υλικού αφού διαρρεύσει.

Οι δυσκολίες αυτές αντιμετωπίζονται με την *άμεση δυναμική ανάλυση* που προσφέρει το FLAC, διότι η αριθμητική ανάλυση ακολουθεί ρεαλιστικά την ανάπτυξη του γεωλογικού συστήματος. Επίσης η *άμεση δυναμική ανάλυση* προσφέρει τη δυνατότητα εφαρμογής έντονα μη γραμμικών καταστατικών νόμων αφού επιτρέπει τα μεγέθη του προβλήματος (δυνάμεις/τάσεις και επιταχύνσεις/μετατοπίσεις) σε κάθε στοιχείο του μοντέλου να παραμένουν ανεξάρτητα μεταξύ τους κατά τη διάρκεια ενός υπολογιστικού βήματος.

4.2.4 Δυναμική Φόρτιση και Συνοριακές Συνθήκες

Το FLAC προσομοιώνει τη δυναμική φόρτιση θέτοντας μια δυναμική συνοριακή συνθήκη στα σύνορα του μοντέλου ή σε εσωτερικούς κόμβους. Οι ανακλάσεις των κυμάτων στο όριο ελαχιστοποιούνται ορίζοντας συνοριακές συνθήκες είτε ιξώδεις, ελευθέρου πεδίου ή τριδιάστατης διάχυσης.

Η δυναμική φόρτιση εισάγεται με τέσσερις τρόπους

1. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων
2. Χρονοϊστορία ταχυτήτων
3. Χρονοϊστορία τάσεων ή πιέσεων
4. Χρονοϊστορία δυνάμεων

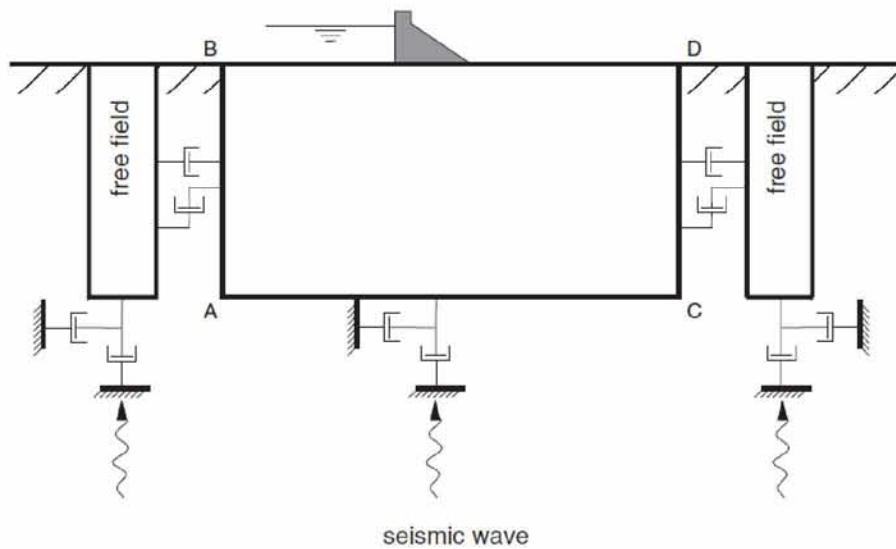
Στη εδαφομηχανική υποθέτουμε πως οι βαθιές εκσκαφές περιβάλλονται από άπειρο μέσο, ενώ σε επιφανειακές κατασκευές πως εδράζονται σε ημι-άπειρο χώρο.

Στα στατικά προβλήματα το όριο του μοντέλου μπορεί επιτυχώς να προσομοιωθεί με ένα σύνορο που δεν επιτρέπεται η οριζόντια μετατόπιση. Στα δυναμικά όμως προβλήματα κάτι τέτοιο θα οδηγούσε στον εγκλωβισμό μεγάλης ποσότητας ενέργειας στο πρόβλημα. Η εναλλακτική λύση είναι η χρήση «απορροφητικών» ορίων.

Η μέθοδος των ιξωδών ορίων (quiet, viscous boundaries) είναι αποτελεσματική για την ακτινοβολούμενη ενέργεια κατακόρυφα προς τον βράχο στην περίπτωση που η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται ως σεισμική διατμητική ή ορθή τάση στη βάση του εδαφικού σχηματισμού. Σε αυτήν την περίπτωση, για την οριζόντια ακτινοβολία ενέργειας πρέπει να χρησιμοποιήσουμε συνθήκες που προσομοιώνουν το ελεύθερο πεδίο (free field conditions).

Η αριθμητική ανάλυση σεισμικής απόκρισης επιφανειακών κατασκευών προϋποθέτει τη διακριτοποίηση μιας περιοχής του προσκείμενου εδάφους. Κανονικά ο σεισμός αναπαριστάται από επίπεδα κύματα που διαδίδονται προς τα πάνω μέσω του υλικού. Τα πλευρικά όρια πρέπει να

αντιστοιχούν σε εδαφική κίνηση απουσία της κατασκευής, δηλαδή σε έδαφος που δεν αλληλεπιδρά με τη κατασκευή. Σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να αρκούν απλά πλευρικά όρια. Αυτά τα όρια για να επιτευχθούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου και για να αποφευχθούν ανακλάσεις κυμάτων πρέπει να εφαρμοστούν σε αρκετά μεγάλη απόσταση. Αν όμως η απόσβεση του υλικού είναι χαμηλή, η απαιτούμενη απόσταση οδηγεί σε μη πρακτικό μοντέλο. Μια εναλλακτική διαδικασία είναι να επιβληθεί η κίνηση του ελεύθερου πεδίου με τέτοιο τρόπο ώστε να διατηρούνται οι απορροφητικές ιδιότητες των ορίων.



Σχήμα 4.2.2 Αναπαράσταση σεισμικής ανάλυσης επιφανειακής κατασκευής (Itasca 2004)

Τα πλευρικά όρια του κυρίως κανάβου συνδέονται με το ελεύθερο πεδίο με ιζώδη όρια ενώ οι δυνάμεις από το ελεύθερο πεδίο εφαρμόζονται στον κυρίως κανάβο. Οι δύο αυτές συνθήκες εκφράζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$F_x = [\rho C_p (u_x^m - u_x^{ff}) - \sigma_x^{ff}] \Delta S_y \quad (4.2.1)$$

$$F_y = [\rho C_s (u_y^m - u_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (4.2.2)$$

Όπου ρ = η πυκνότητα του υλικού κατά μήκος του κατακόρυφου ορίου

C_p = η ταχύτητα του κύματος P στο αριστερό όριο

C_s = η ταχύτητα του S κύματος στο αριστερό όριο

ΔS_y = το μέγεθος της κατακόρυφης ζώνης στο οριακό κομβικό σημείο

u_x^m = η κατά x ταχύτητα του κομβικού σημείου στο αριστερό όριο

u_y^m = η κατά y ταχύτητα του κομβικού σημείου στο αριστερό όριο

u_x^{ff} = η κατά x ταχύτητα του κομβικού σημείου στο αριστερό ελεύθερο πεδίο

u_y^{ff} = η κατά y ταχύτητα του κομβικού σημείου στο αριστερό ελεύθερο πεδίο

σ_x^{ff} = η κύρια οριζόντια τάση στο ελεύθερο πεδίο

σ_{xy}^{ff} = η κύρια διατμητική τάση στο ελεύθερο πεδίο

Με αυτόν τον τρόπο τα επίπεδα κύματα που διαδίδονται με ανοδική κατεύθυνση δεν δέχονται παρεμβολές στο όριο επειδή οι συνθήκες ελευθέρου πεδίου παρέχουν πανομοιότυπες συνθήκες με αυτές ενός άπειρου μοντέλου. Αν στον κανάβο βρίσκεται κατασκευή που ανακλά προσπίπτοντα σε αυτήν κύματα τότε το προσομοίωμα του ελευθέρου πεδίου φέρεται σαν ιζώδες όριο και απορροφά τα κύματα αυτά.

Το προσομοίωμα του ελευθέρου πεδίου είναι μια μονοδιάστατη στήλη μοναδιαίου πλάτους που προσομοιώνει τη συμπεριφορά του εκτεταμένου μέσου. Χρησιμοποιείται για το προσομοίωμα μέθοδος πεπερασμένων διαφορών. Το ύψος της στήλης ισούται με το μήκος των πλευρικών ορίων. Διακριτοποιείται σε n στοιχεία ανάλογα από το πλήθος των ζωνών. Το πεδίο μετατοπίσεων απεικονίζεται σε γραμμική μορφή εντός του κάθε στοιχείου, τα οποία επομένως βρίσκονται σε κατάσταση ομοιόμορφων παραμορφώσεων και τάσεων.

Οι παρακάτω συνθήκες πρέπει να ισχύουν για την εφαρμογή συνοριακών συνθηκών ελευθέρου πεδίου:

1. Τα πλευρικά όρια του κανάβου πρέπει να είναι ευθύγραμμα και κατακόρυφα.
2. Οι συνθήκες εφαρμόζονται στην αρχή και το τέλος του προσομοιώματος.
3. Και τα δύο πλευρικά όρια τροποποιούνται αυτόματα σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου με την εντολή **APPLY ff**.
4. Μπορεί να ενταχθεί η ροή νερού στις συνοριακές συνθήκες.
5. Οι διεπιφάνειες και οι γραμμές επαφής δεν επεκτείνονται εντός των συνόρων.
6. Ο ορισμός της μηχανικής απόσβεσης πρέπει να γίνει πριν τοποθετηθούν οι συνοριακές συνθήκες.

4.2.5 Απόσβεση Δυναμικών Συστημάτων

Για την επίλυση στατικών προβλημάτων οι εξισώσεις κίνησης πρέπει να αποσβεστούν για να επιτευχθεί κατάσταση ισορροπίας. Ο στόχος είναι κάτι τέτοιο να γίνει με την μικρότερη δυνατή απαίτηση σε υπολογιστική ισχύ. Η βασική μέθοδος απόσβεσης βασίζεται στη γενική ιδέα του αποσβεστήρα δηλαδή στην αναλογία απόσβεσης – ταχύτητας.

Η ιξώδης προσομοίωση της απόσβεσης σε γεώδη υλικά παρουσιάζει τρεις κύριες δυσκολίες:

1. Η απόσβεση εισάγει δυνάμεις που είναι λανθασμένες για περιοχές του προβλήματος που βρίσκονται σε έντονη κινητική κατάσταση.
2. Η βέλτιστη σταθερά αναλογίας εξαρτάται από τις ιδιοτιμές του πίνακα που για να υπολογιστούν χρειάζεται τεράστια υπολογιστική ισχύς.
3. Η εξαρτώμενη από την ταχύτητα απόσβεση στη βασική της μορφή εφαρμόζεται το ίδιο σε όλο το πρόβλημα. Σε πολλές περιπτώσεις όμως η συμπεριφορά που παρατηρείται ποικίλει. Σε κάποια σημεία του προβλήματος μπορεί να υπάρχει αστοχία ενώ σε άλλες όχι. Επομένως χρειάζεται διαφορετική ποσότητα απόσβεσης για την κάθε περίπτωση.

Η φυσική απόσβεση των γεωδών υλικών είναι υστερητική. Η προσομοίωση της απόσβεσης αυτής εμπεριέχει πολλές δυσκολίες όπως για παράδειγμα ο προσδιορισμός της κλίσης του βρόγχου απόσβεσης για μη ημιτονοειδή φόρτιση.

4.2.5.1 Τοπική απόσβεση (Local damping)

Προκειμένου να αντιμετωπισθούν οι παραπάνω τρεις δυσκολίες εισάγεται η απόσβεση local damping η οποία εξαρτάται από τις μη ισορροπημένες δυνάμεις. Η φορά της δύναμης της απόσβεσης είναι τέτοια ώστε πάντα να αφαιρείται ενέργεια. Η εξίσωση επιτάχυνσης των κόμβων σύμφωνα με τη μορφή πεπερασμένων διαφορών του δεύτερου νόμου του Νευτώνα τροποποιείται ως εξής:

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - (F_d)_i \right\} \frac{\Delta t}{m_n} \quad (4.2.3)$$

Όπου

$$(F_d)_i = \alpha \left| \sum F_i^{(t)} \right| \operatorname{sgn} \left(\dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} \right) \quad (4.2.4)$$

F_d είναι η δύναμη απόσβεσης, το a είναι μια σταθερά που στο FLAC είναι ίσο με 0.8, και m_n είναι μια υποθετική μάζα κόμβου που ορίζεται ως το σύνολο της μάζας όλων των συνδεδεμένων τριγωνικών στοιχείων.

Το local damping σχεδιάστηκε αρχικά για στατικές αναλύσεις έχει όμως κάποια χαρακτηριστικά που το κάνουν επιθυμητό και για δυναμικές. Λειτουργεί αφαιρώντας ή προσθέτοντας μάζα σε ένα στοιχείο ή σε έναν κόμβο σε ορισμένες στιγμές κατά τη διάρκεια ενός κύκλου φόρτισης. Επειδή η μάζα που αφαιρείται ισούται με τη μάζα που προστίθεται υπάρχει διατήρηση της συνολικής μάζας. Προστίθεται μάζα όταν η ταχύτητα αλλάζει πρόσημο και αφαιρείται όταν αυτή φτάνει σε μέγιστο ή ελάχιστο. Συνεπακόλουθα οι προσαυξήσεις της κινητικής ενέργειας αφαιρούνται δύο φορές σε κάθε κύκλο. Η ποσότητα της ενέργειας που αφαιρείται, ΔW είναι ανάλογη της μέγιστης περιοδικής διατημητικής ενέργειας, W , ενώ ο λόγος $\Delta W/W$ είναι ανεξάρτητος της συχνότητας. Ο λόγος $\Delta W/W$ μπορεί να εξαρτάται από υποδιαίρεση της οριακής απόσβεσης άρα προκύπτει η παρακάτω έκφραση:

$$a_L = \pi D \quad (4.2.5)$$

Όπου a_L είναι η παράμετρος του local damping

Το Local damping δίνει καλά αποτελέσματα για απλές περιπτώσεις και επειδή δεν εξαρτάται από τις συχνότητες δεν απαιτεί τον υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας του υπολογιζόμενου συστήματος. Τα αποτελέσματα όμως πρέπει πάντα να συγκρίνονται με αυτά που προκύπτουν από Rayleigh damping. Πρέπει να σημειωθεί πως το local damping δεν είναι κατάλληλο για ιδιάζουσες κυματικές μορφές όπως είναι ο σεισμός γιατί δεν αποσβένει επαρκώς τις ψηλές συχνότητες, εκτός αν είναι μόνο συμπληρωματικό και μικρής τιμής (π.χ. 1% ή 2%).

Στα φυσικά δυναμικά προβλήματα υπάρχει ένα ποσοστό απόσβεσης που προέρχεται κυρίως από την εσωτερική τριβή. Αν δεν υπήρχε αυτή η απόσβεση το σύστημα θα ταλαντωνόταν αενάως. Σε μια δυναμική ανάλυση η απόσβεση του αριθμητικού προσομοιώματος θα πρέπει να μιμείται σε ποσότητα και ποιότητα την απόσβεση του φυσικού συστήματος σε δυναμική φόρτιση. Η διαδικασία υλοποίησης συναντά δύο κυρίως εμπόδια. Πρώτον σε μία επαλληλία κυματικών μορφών οι απλές υστερητικές συναρτήσεις αδυνατούν να αποσβέσουν ισότιμα όλους τους παράγοντες και δεύτερον υπάρχει μεγάλη εξάρτηση από την διαδρομή των τάσεων. Αν μπορεί να προγραμματιστεί καταστατικός νόμος ενός υλικού που να εμπεριέχει επαρκώς την υστέρηση που το χαρακτηρίζει τότε η επιπλέον απόσβεση είναι περιττή.

Η πραγματική απόκριση στην αριθμητική προσομοίωση δεν είναι όμως πρακτική επειδή δεν υπάρχουν νόμοι που να περιγράφουν πλήρως την απόκριση των υλικών και επειδή ένας τέτοιος νόμος θα χρειαζόταν εκτεταμένη βαθμονόμηση.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι απόσβεσης για δυναμικές αναλύσεις.

4.2.5.2 Απόσβεση Rayleigh

Το Rayleigh damping χρησιμοποιήθηκε αρχικά για την απόσβεση επιταχύνσεων λόγω ιδιοσυχνοτήτων σε κατασκευές και ελαστικά μέσα. Οι εξισώσεις επομένως εκφράζονται υπό τη μορφή μητρώων.

Χρησιμοποιείται μητρώο απόσβεσης με δύο παράγοντες ανάλογους στο μητρώο μάζας και στο μητρώο δυσκαμψίας:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.2.6)$$

Όπου α = η σταθερά απόσβεσης που είναι ανάλογη με τη μάζα και

β = η σταθερά απόσβεσης που είναι ανάλογη με τη δυσκαμψία

M = το μητρώο μάζας

K = το μητρώο δυσκαμψίας

C = το μητρώο απόσβεσης

Το σκέλος της εξίσωσης που είναι ανάλογο με τη μάζα αντιστοιχεί σε αποσβεστήρα που συνδέει το κάθε κομβικό σημείο με την έδραση ενώ το σκέλος που είναι ανάλογο της δυσκαμψίας είναι αντιστοιχεί σε αποσβεστήρα που συνδέεται κατά μήκος κάθε ζώνης και αποκρίνεται σε όρους ποσοστών παραμόρφωσης. Παρότι και οι δύο όροι εξαρτώνται από τις συχνότητες για ένα εύρος συχνοτήτων μπορεί να επιτευχθεί ανεξαρτησία από αυτές με την επιλογή κατάλληλων παραμέτρων.

Για σύστημα πολλαπλών βαθμών ελευθερίας μπορεί να προσδιοριστεί ο κρίσιμος λόγος απόσβεσης ξ_i σε κάθε γωνιακή συχνότητα ω_i από τους παρακάτω τύπους:

$$a + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (4.2.7)$$

ή

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (4.2.8)$$

Η ανάλογη της δυσκαμψίας απόσβεση προκαλεί μείωση του κρίσιμου χρονικού βήματος κατά τη διάρκεια της επίλυσης. Καθώς ο λόγος απόσβεσης που απαντά στην ψηλότερη ιδιοσυχνότητα αυξάνει, το χρονικό βήμα μειώνεται και αυτό μπορεί να προκαλέσει σημαντική καθυστέρηση του χρόνου υπολογισμού.

Το χρονικό βήμα υπολογισμού προσδιορίζεται για λόγους ευστάθειας του συστήματος σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$\Delta t_\beta = \left\{ \frac{2}{\omega_{max}} \right\} (\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda) \quad (4.2.9)$$

Όπου ω_{max} = η ψηλότερη ιδιοσυχνότητα του συστήματος και

λ = το κλάσμα της κρίσιμης απόσβεσης στην αντίστοιχη συχνότητα

$$\omega_{max} = \frac{2}{\Delta t_d} \quad (4.2.10)$$

$$\lambda = \frac{0.4 \beta}{\Delta t_d} \quad (4.2.11)$$

και

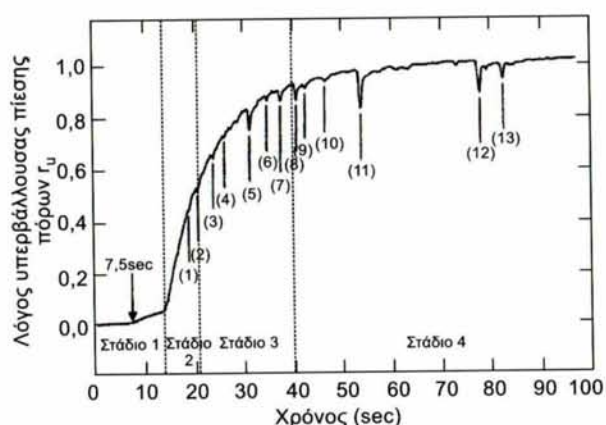
$$\beta = \xi_{min} / \omega_{min} \quad (4.2.11)$$

4.2.5.3 Υστερητική απόσβεση

Η υστερητική απόσβεση επιτρέπει την άμεση ενσωμάτωση των συναρτήσεων απόσβεσης και μέτρου ελαστικότητας που εξαρτώνται από το μέγεθος της διατμητικής παραμόρφωσης. Γίνεται δυνατή με αυτόν τον τρόπο η άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων της πλήρως μη γραμμικής ανάλυσης με την ισοδύναμη γραμμική και προσφέρεται ελευθερία στη χρήση καταστατικού μοντέλου. Γενικά η υστερητική απόσβεση είναι η πιο ρεαλιστική για σεισμική ανάλυση και μπορεί να συνδυασθεί με χρήση 0.2% Rayleigh για την απόσβεση των πολύ ψηλών συχνοτήτων χωρίς σημαντική αύξηση του απαιτούμενου χρόνου υπολογισμού.

4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Ως ρευστοποίηση ορίζεται η απώλεια διατμητικής αντοχής του εδάφους σε ανακυκλιζόμενη ή μονοτονική φόρτιση που προκύπτει από τη τάση του εδάφους να συμπυκνώνεται σε διατμητική φόρτιση. Η συμπύκνωση παρεμποδίζεται λόγω αστράγγιστων συνθηκών έτσι οι ορθές τάσεις μεταβιβάζονται από τον εδαφικό σκελετό στο νερό των πόρων και η ενεργός τάση μεταξύ των κόκκων ελαττώνεται. Αξίζει να σημειωθεί πως δεν είναι αναγκαίος ο μηδενισμός των ενεργών τάσεων για τη πραγματοποίηση του φαινομένου, η απότομη μείωσή τους με την ταυτόχρονη αύξηση του λόγου υπερπίεσης των πόρων είναι αρκετή.



Σχήμα 4.3.1 Ανάπτυξη λόγου υπερπίεσης πόρων μέχρι τη στιγμή της ρευστοποίησης στο Wildlife Refuge, California [πηγή: Πιτλάκης 2010]

Τα συνήθη ενσωματωμένα καταστατικά μοντέλα του FLAC δεν προσομοιώνουν άμεσα την διαδικασία της ρευστοποίησης. Μπορεί να πραγματοποιηθεί υπολογισμός όπου τα φαινόμενα ροής νερού συμβαίνουν ταυτόχρονα με τη δυναμική φόρτιση. Εξ ορισμού, το υγρό των πόρων του προσομοιώματος αποκρίνεται στις μεταβολές του όγκου των πόρων που προκαλεί η δυναμική φόρτιση · η μέση πίεση των πόρων όμως παραμένει οπωσδήποτε σταθερή.

Τα περισσότερα καταστατικά μοντέλα που επιχειρούν να προσομοιώσουν την πίεση των πόρων το κάνουν με εσφαλμένο τρόπο καθώς βασίζονται σε συγκεκριμένες εργαστηριακές μετρήσεις. Ένα επαρκές μοντέλο θα πρέπει να βασίζεται στη φυσική διεργασία που λαμβάνει χώρα ώστε να είναι γενικό και όχι να περιλαμβάνει όρους που αφορούν συγκεκριμένες εργαστηριακές δοκιμές. Η βασική φυσική διεργασία περιλαμβάνεται στο παρακάτω απλό μοντέλο ενώ στη συνέχεια παρουσιάζεται η προχωρημένη μέθοδος .

4.3.1 Μοντέλο Finn-Byrne για άμμους

Οι Martin *et al.* (1975) περιγράφουν τον μηχανισμό αύξησης της πίεσης των πόρων με τον τρόπο που περιγράφεται παραπάνω θεωρώντας επιπλέον ότι οι παραμένουσες ογκομετρικές και διατμητικές παραμορφώσεις είναι ανεξάρτητες των τάσεων στερεοποίησης.

Πειραματικά αποτελέσματα αποδεικνύουν πως οι ογκομετρικές παραμορφώσεις προέρχονται από τις δυναμικές διατμητικές παραμορφώσεις λόγω μιας σχέσης ανάμεσα στη διατμητική και την ογκομετρική απόκριση της άμμου. Η φύση αυτών των ογκομετρικών παραμορφώσεων είναι πλαστική και όχι ελαστική καθώς παραμένουν μετά το τέλος της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Μια συνεπής δυναμική ανάλυση ενεργών τάσεων χωμάτινων κατασκευών που αποτελούνται από αμμώδη εδάφη απαιτεί έναν νόμο τάσεων-παραμορφώσεων που να περιλαμβάνει αυτή τη σχέση για επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης.

Μια πρώτη προσέγγιση για ανάλυση σε όρους ενεργών τάσεων είχε αρχικά προταθεί από τους Martin *et al.* (1975). Η προσέγγιση βασίζεται σε μια εξίσωση (4.3.1) που συνδέει την αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά κύκλο φόρτισης με τη διατμητική παραμόρφωση που προκύπτει στον δεδομένο κύκλο. Οι μεταβολές της παραμόρφωσης προστίθενται για να προκύψει η συνολική παραμόρφωση (Finn and Byrne 1976).

$$\Delta\varepsilon_V = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_V) + \frac{C_3(\varepsilon_V)^2}{\gamma + C_4\varepsilon_V} \quad (4.3.1)$$

Όπου

$\Delta\varepsilon_V$ = η αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά κύκλο φόρτισης

ε_V = η συνολική παραμόρφωση από τους προηγούμενους κύκλους

γ = το εύρος διατμητικής παραμόρφωσης του δεδομένου κύκλου

C_1, C_2, C_3, C_4 = σταθερές για τη δεδομένη άμμο στη δεδομένη σχετική πυκνότητα

Για αστράγγιστες συνθήκες η αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης οδηγεί σε αύξηση της πίεσης των πόρων η οποία μπορεί να υπολογιστεί από τις ογκομετρικές παραμορφώσεις και το μέτρο ελαστικότητας.

Μια εναλλακτική και απλούστερη συνάρτηση προτείνεται από τον Byrne:

$$\frac{\Delta\varepsilon_V}{\gamma} = C_1 \text{EXP}(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_V}{\gamma}\right)) \quad (4.3.1)$$

Όπου

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (4.3.2)$$

Κάνοντας χρήση της παρακάτω μετατροπής της σχετικής πυκνότητας σε αριθμό κτύπων δοκιμής πρότυπης διείδυσης που έχει προταθεί από τους Tokimatsu και Seed (1987) για

$30 < D_r < 90$:

$$D_r = 15 (N_1)_{60}^{1/2} \quad (4.3.3)$$

Προκύπτει:

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (4.3.4)$$

$$C_2 = 0.4/C_1 \quad (4.3.5)$$

Η εξίσωση ογκομετρικών παραμορφώσεων (4.3.1) μπορεί να εισαχθεί σε μια δυναμική ανάλυση για τον υπολογισμό των ογκομετρικών παραμορφώσεων που προκύπτουν από τη διέλευση διατμητικών κυμάτων. Η εξίσωση (4.3.1) τροποποιείται κατάλληλα για τον υπολογισμό των ογκομετρικών παραμορφώσεων ανά μισό κύκλο τυχαίας διατμητικής ανακυκλιζόμενης φόρτισης ως εξής:

$$(\Delta\varepsilon_V)_{\frac{1}{2}cycle} = 0.5 \gamma C_1 \text{EXP}(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_V}{\gamma}\right)) \quad (4.3.6)$$

Επιστρέφοντας στο θέμα του υπολογισμού της πίεσης των πόρων του νερού που είναι σημαντικό για την πρόβλεψη της ρευστοποίησης, αυτές υπολογίζονται ως εξής:

$$\Delta\varepsilon_V = \Delta\varepsilon_V^e + \Delta\varepsilon_V^p \quad (4.3.7)$$

Όπου:

$\Delta \varepsilon_V = \eta$ συνολική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

$\Delta \varepsilon_V^e = \eta$ ελαστική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

$\Delta \varepsilon_V^p = \eta$ πλαστική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

Γι απλές συνθήκες διάτμησης:

$$\Delta \varepsilon_V = \frac{\Delta \sigma'_V}{M} \quad (4.3.8)$$

Όπου:

$\Delta \sigma'_V = \eta$ μεταβολή της ενεργού τάσης ανά μισό κύκλο

$M =$ το εφαπτομενικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης του εδαφικού σκελετού κατά την αποφόρτιση

Οι ογκομετρικές παραμορφώσεις που μας απασχολούν δεν είναι αντιστρεπτές αλλά πλαστικές παραμορφώσεις. Για κορεσμένες αστράγγιστες συνθήκες $\Delta \varepsilon_V \approx 0$ οπότε από τις εξισώσεις (4.3.7) και (4.3.8) προκύπτει:

$$\Delta \sigma'_V = -M \Delta \varepsilon_V^p \quad (4.3.8)$$

Αν δεν υπάρχει μεταβολή των ολικών τάσεων τότε $\Delta \sigma_V = 0$ και η μεταβολή της πίεσης των πόρων είναι ίση με τη μεταβολή των τάσεων γενικά $\Delta u_V = -\Delta \sigma$ άρα :

$$\Delta u = M \Delta \varepsilon_V^p \quad (4.3.9)$$

Γνωρίζοντας το $\Delta \varepsilon_V^p$ από την εξίσωση (4.3.6) για οποιονδήποτε γνωστό κύκλο φόρτισης, η αύξηση της πίεσης πόρων υπολογίζεται από την παραπάνω εξίσωση. Το εφαπτομενικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης M εξαρτάται μόνο από την εφαρμοζόμενη ενεργό τάση και όχι από τη σχετική πυκνότητα:

$$M = K_m P_a \left(\frac{\sigma'_V}{P_a} \right)^m \quad (4.3.10)$$

Όπου οι τιμές $K_m \approx 1600$ και $m=0.5$.

4.3.2 Προχωρημένη μέθοδος- Τροποποιημένο μοντέλο Pastor

Η ανάγκη ρεαλιστικό υπολογισμό των παραμενουσών παραμορφώσεων στο σχεδιασμό ενός τοίχου βαρύτητας οδήγησε τους Ντακούλα και Γκαζέτα (2005) στην ανάπτυξη ανάλυσης ενεργών τάσεων με χρήση κατάλληλου ελαστοπλαστικού καταστατικού μοντέλου. Οι Ντακούλας και Γκαζέτας, (2005) εφάρμοσαν μια ανάλυση ενεργών τάσεων με στόχο τη διερεύνηση της επίδρασης των βασικών παραμέτρων μιας κατασκευής κρηπιδότοιχου στο νησί Rokko του λιμανιού Kobe που αστόχησε στον σεισμό του 1995 και την παρουσίαση βάσιμων λύσεων βελτίωσης των κατασκευών. Το πρόβλημα προσομοιώθηκε σε κώδικα πεπερασμένων διαφορών και για την προσομοίωση των άμμων χρησιμοποιήθηκε το ελαστοπλαστικό καταστατικό μοντέλο που αναπτύχθηκε από τους Pastor *et al.* (1990) μετά από μικρές τροποποιήσεις. Το μοντέλο αναπτύχθηκε στα πλαίσια της γενικευμένης πλαστικότητας και επιλύει ορισμένες επιπλοκές που συνδέονται με τη κλασική πλαστικότητα. Η σχέση τάσεων παραμορφώσεων δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$d\sigma' = D_{L/U}^{ep} d\varepsilon = \left(D^c - \frac{D^c n_{gL/U} n D^c}{H_{L/U} + n^T D^c n_{gL/U}} \right) d\varepsilon \quad (4.4.1)$$

Όπου: $d\sigma'$ = η αύξηση της τάσης

$d\varepsilon$ = η αύξηση της παραμόρφωσης

$D_{L/U}^{ep}$ = το ελαστοπλαστικό μητρώο δυσκαμψίας για φόρτιση και αποφόρτιση

n = η κατεύθυνση φόρτισης

$n_{gL/U}$ = η διεύθυνση της πλαστικής παραμόρφωσης. Το διάνυσμα $n_{gL/U}$ δίνεται για φόρτιση από:

$$n_{gL/U} = \frac{(d_g \cdot 1, -0.5M_g q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad (4.4.2)$$

και για αποφόρτιση:

$$n_{gL/U} = \frac{(-|d_g|, 1, -0.5M_g q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad (4.4.3)$$

Όπου d_g η διασταλτικότητα του εδάφους που ορίζεται ως:

$$d_g = \frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = (1 + a)(M_g - \eta) \quad (4.4.4)$$

και

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (4.4.5)$$

$$p' = (\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33})/3 \quad (4.4.6)$$

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (4.4.7)$$

$$M_g = \frac{6M_{gc}}{6 + M_{gc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (4.4.8)$$

Όπου: M_g , a = παράμετροι του μοντέλου

θ = γωνία που εξαρτάται από τις αναλλοιώτες των τάσεων

Το πλαστικό μέτρο για αποφόρτιση τροποποιείται ώστε να περιλαμβάνει εξάρτηση από τις τάσεις.

Τέλος οι μετατροπές στο ολικό μέτρο ελαστικότητας και στο μέτρο διάτμησης:

$$K = K_0 \left(\frac{p'}{p_0} \right)^m \quad (4.4.8)$$

$$G = G_0 \left(\frac{p'}{p_0} \right)^m \quad (4.4.8)$$

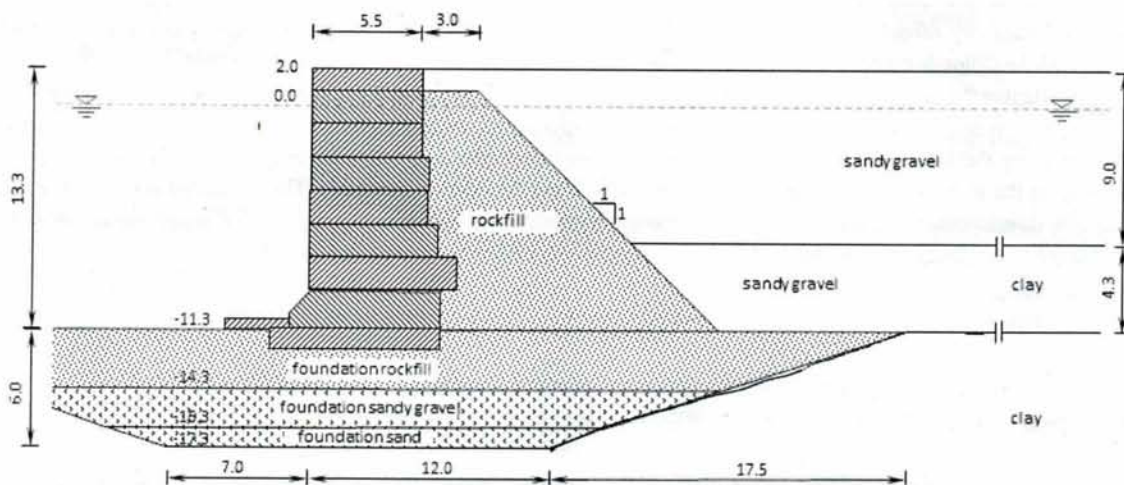
Όπου K_0 , G_0 είναι παράμετροι του υλικού, το p_0 είναι μια πίεση αναφοράς που συνδέεται με την στερεοποίηση, το p' είναι η κύρια ενεργός τάση και το m είναι συνήθως 0.5.

Το μοντέλο προσομοιώνει την συμπίεση (ογκομετρική παραμόρφωση) της άμμου σε συνθήκες στράγγισης, και την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων και τη ρευστοποίηση σε αστράγγιστες συνθήκες. Για πολύ πυκνές άμμους με διασταλτική συμπεριφορά, το μοντέλο υπολογίζει τη χαλάρωση των τάσεων και τις παραμένουσες συνθήκες στη κρίσιμη κατάσταση. Σύγκριση με πειραματικά δεδομένα δείχνει πολύ καλή συμφωνία.

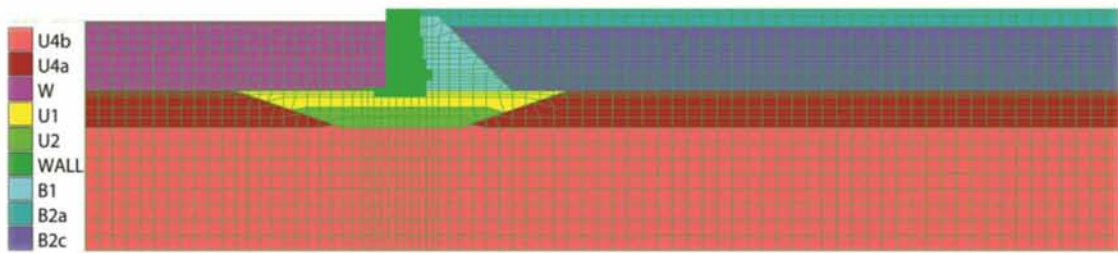
5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται ο κρηπιδότοιχος της κεντρικής προβλήτας του λιμένα Βόλου. Οι ιδιότητες των υλικών (πίνακας 5.2.1) ανακτήθηκαν από εργαστηριακές δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια από δύο γεωτρήσεις στην περιοχή του κρηπιδότοιχου και μια κοντινή γεωτεχνική μηκοτομή (cross hole test). Ο τοίχος έχει διαστάσεις σε κάτοψη 475 m x 173 m και χρησιμεύει στη πρόσδεση πλοίων και στη στέγαση του λιμεναρχείου, του Οργανισμού Λιμένος Βόλου, ενός χώρου αναμονής επιβατών και χώρου στάθμευσης οχημάτων επιβατών.

Ο κρηπιδότοιχος αποτελείται από εννέα συμπαγή κιβώτια σκυροδέματος συνολικού ύψους 14,3 m και εδράζεται πάνω σε εξυγιαντική στρώση λιθορριπής και αμμοχάλικου πάχους 6m που τοποθετήθηκε μετά από αφαίρεση αργιλώδους στρώσης εδάφους. Πίσω από τον τοίχο υπάρχει ανακουφιστικό πρίσμα με κλίση 1:1. Το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει πάχος 13.3 m και αποτελείται από αμμοχάλικο με προσμίξεις αργίλου και ιλύος (σχήμα 5.2.1) Η αριθμητική ανάλυση γίνεται με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D. Το μοντέλο της προσομοίωσης δίνεται στο σχήμα 5.2.2.



Σχήμα 5.2.1 Τυπική διατομή του κρηπιδότοιχου του Βόλου



Σχήμα 5.2.2 Μοντέλο προσομοίωσης του κρηπιδότοιχου στο FLAC

Στην αρχή μορφώνεται ο κánaβος ο οποίος αποτελείται από 80 στοιχεία στον οριζόντιο άξονα και 30 στον κατακόρυφο, σύνολο 240 στοιχεία. Το μοντέλο έχει διαστάσεις 180 m πλάτος επί 40 μέτρα ύψος. Η πρώτη στρώση αργίλου έχει πάχος 6 m και η δεύτερη φτάνει τα 10 m πάχος. Για τη στατική προφόρτιση χρησιμοποιείται ελαστικός καταστατικός νόμος για τον τοίχο και για όλα τα υπόλοιπα υλικά το μοντέλο Mohr Coulomb.

Πίνακας 5.1 Ιδιότητες του εδάφους στη στατική ανάλυση

		Density $\rho(t/m^3)$	Bulk M. B (Mpa)	Shear M. G (Mpa)	por	Su (kPa)	ϕ (°)	k (m/s)
WALL	τοίχος	2,4	20000	10000	0,01			10-8
W	νερό	0,01	2000	0,02	0,99			10-4
B2a	αμμοχάλικο	1,75	600	180	0,35	50	40	4 10-6
B2b	αμμοχάλικο	1,75	600	180	0,35	50	40	4 10-6
B1	λιθορριπή	1,75	600	180	0,35	50	40	4 10-5
U1	λιθορριπή θεμελίωσης	1,75	600	180	0,35	50	40	4 10-5
U2	αμμοχάλικο	1,75	600	180	0,35	50	40	10-5
U4a	άργιλος	1,4	990	30	0,45	20		10-8
U4b	άργιλος	1,75	4700	190	0,35	125		10-8

Ο κρηπιδότοιχος προσομοιώνεται ως ελαστικά μπλοκ διαστάσεων των πραγματικών κιβωτίων ενώ επιτρέπεται η ολίσθηση μεταξύ των τεμαχών. Στις διεπιφάνειες μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και μεταξύ των τεμαχών του τοίχου επιτρέπεται η ολίσθηση και η διάνοιξη. Στις διεπιφάνειες αυτές τοποθετούνται διατμητικά ελατήρια, οι σταθερές των οποίων προτείνεται από το FLAC να ορίζονται ως δέκα φορές η ισοδύναμη δυσκαμψία της γειτονικής ζώνης με τη μεγαλύτερη δυσκαμψία:

$$k_n = k_s = 10 \max \left(\frac{K+G}{3} \right) \quad (5.2.1)$$

Όπου ΔZ_{min} = το μικρότερο πλάτος των γειτονικών ζωνών

K = μέτρο ισοτροπικής συμπίεσης (MPa)

G = μέτρο διάτμησης (MPa)

Οι κόμβοι του θαλάσσιου νερού που έρχονται σε επαφή με αυτούς του τοίχου και του πυθμένα της θάλασσας δεν ολισθαίνουν. Η ροή του νερού μεταξύ των κόκκων είναι εφικτή και ανάλογη της διαπερατότητας.

Στη δυναμική ανάλυση αλλάζουν οι καταστατικοί νόμοι για τα μη συνεκτικά υλικά και χρησιμοποιείται το μοντέλο Finn με τη τροποποίηση του Byrne όπως περιγράφηκε στη παράγραφο 4.3.2. Η απόσβεση είναι υστερητική αλλά υπάρχει και ένα μικρό ποσοστό local damping (2%). Οι σταθερές C_1 και C_2 των υλικών για το μοντέλο Finn υπολογίζονται από τη σχετική πυκνότητα από τους παρακάτω τύπους:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (5.2.2)$$

$$C_2 = 0.4/C_1 \quad (5.2.3)$$

Οι συνοριακές συνθήκες που χρησιμοποιούνται είναι αυτές του ελευθέρου πεδίου (free field conditions) όπως περιγράφηκαν στη Παράγραφο 4.2.4, ώστε να αποσβένονται τα ανακλώμενα σεισμικά κύματα.

Πίνακας 5.1 Ιδιότητες του εδάφους στη δυναμική ανάλυση

		Density $\rho(\text{kg/m}^3)$	K (Mpa)	G (Mpa)	Dr (%)	Su (kPa)	ϕ (°)	k (m/s)	por
B2a	αμμοχάλικο	1,625	600	180	49		40	$4 \cdot 10^{-6}$	0,375
B2b	αμμοχάλικο	1,625	600	180	49		40	$4 \cdot 10^{-6}$	0,375
B1	λιθορριπή	1,625	600	180	67		40	$4 \cdot 10^{-6}$	0,375
U1	λιθορριπή θεμελίωσης	1,625	600	180	67		40	$4 \cdot 10^{-6}$	0,375
U2	αμμοχάλικο	1,625	600	180	67			$4 \cdot 10^{-6}$	0,375
U4a	άργιλος	1,4	990	30		20	0	10^{-8}	0,45
U4b	άργιλος	1,75	4700	190		125		10^{-8}	0,45

5.3 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

Ο κρηπιδότοιχος υποβλήθηκε σε πέντε καταγεγραμμένες σεισμικές διεγέρσεις ιστορικών σεισμών, κανονικοποιημένες σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του ευρωκώδικα για βράχο ή έδαφος κατηγορίας Α. Ο χρόνος διέγερσης ορίστηκε για ομοιομορφία 20 sec σε όλους τους σεισμούς και εξετάζονται οι μετακινήσεις και οι στροφές του τοίχου καθώς και η ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων στο έδαφος που ορίζεται ως:

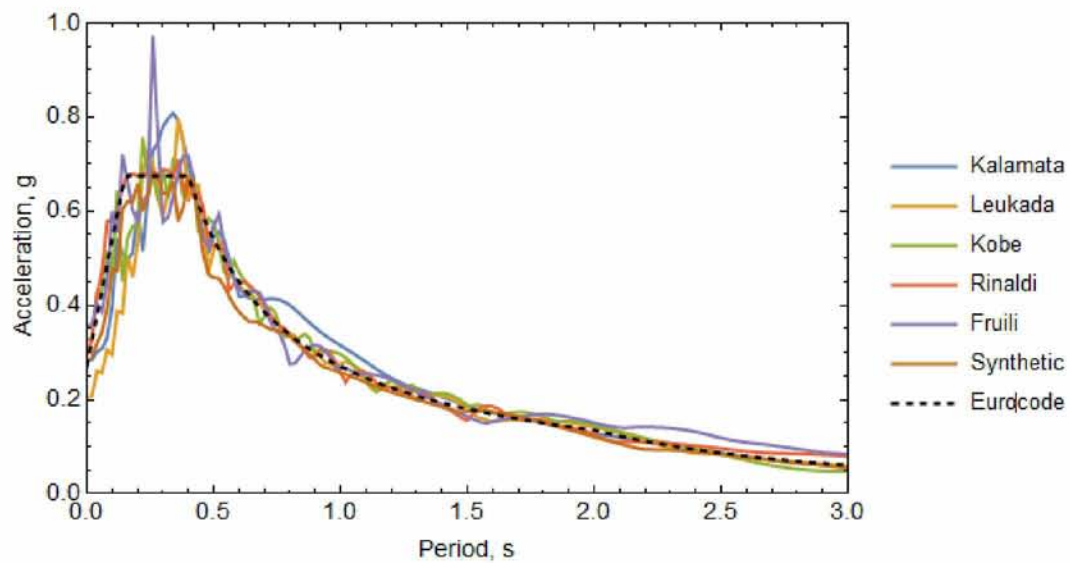
$$r_u = \Delta u / \sigma'_{v0} \quad (5.3.1)$$

Όπου:

r_u = λόγος υπερπίεσης πόρων

Δu = μεταβολή της πίεσης των πόρων

σ'_{v0} = αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση

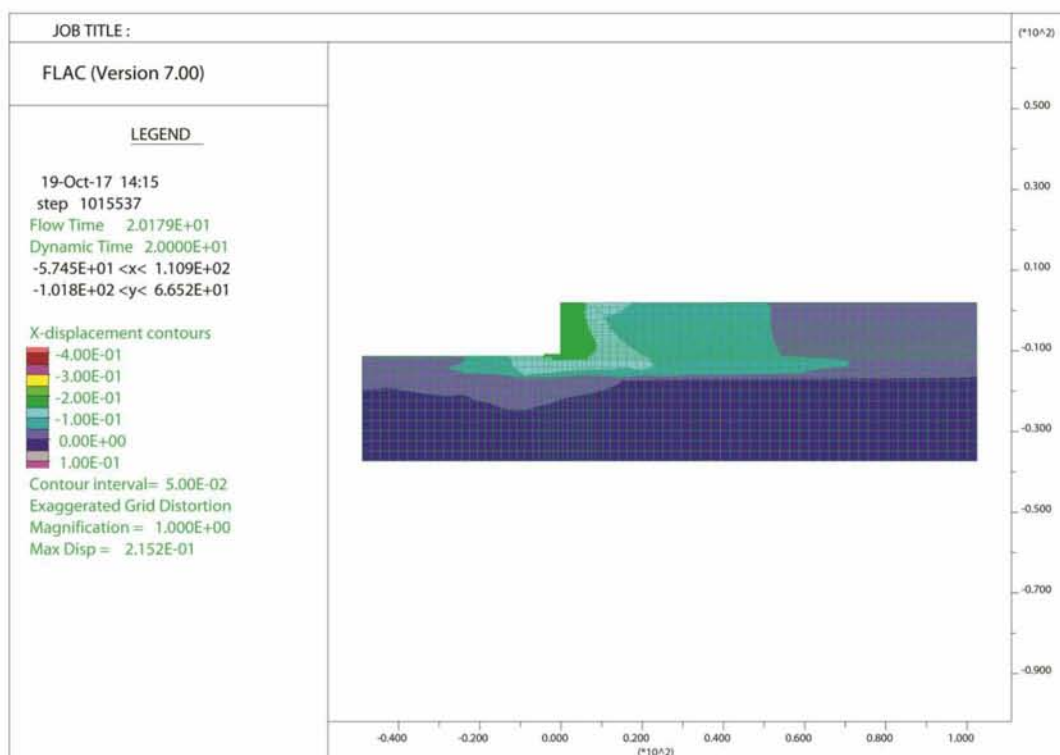


Διάγραμμα 5.3.1 Φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης με τροποποιημένες διεγέρσεις που ταιριάζουν στον Eurocode 8 για βράχο

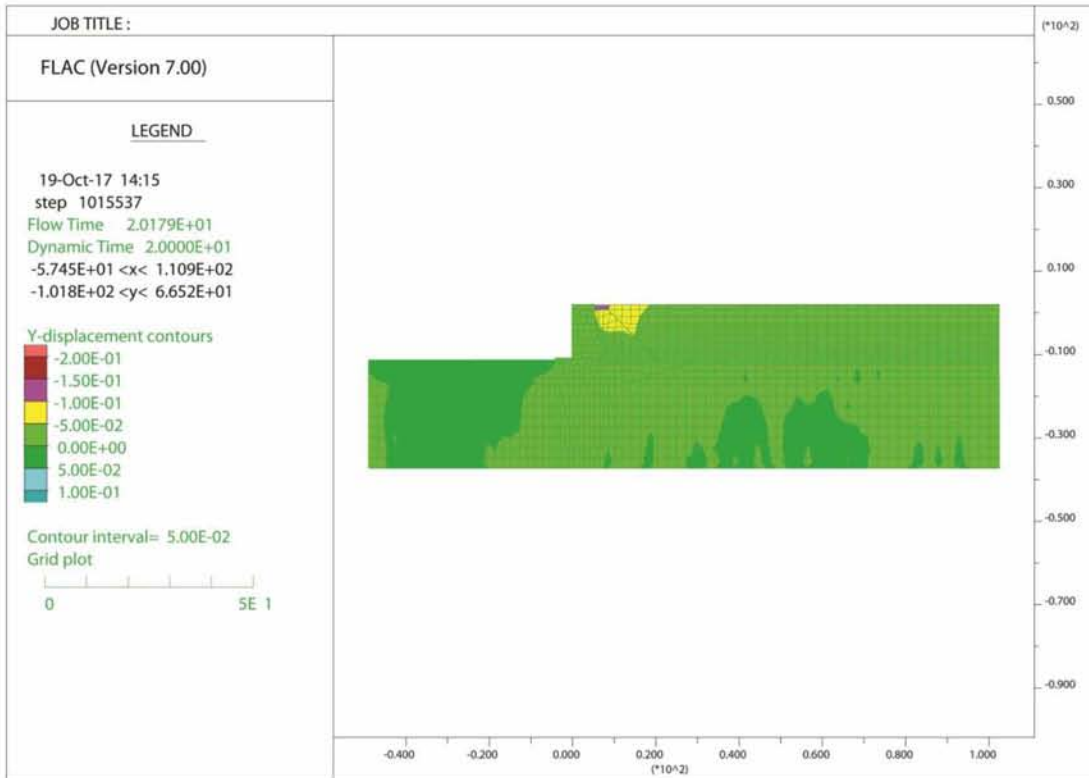
5.3.1 ΣΕΙΣΜΟΣ FRIULI

Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Friuli. Στα Σχήματα 5.3.1.1 έως 5.3.1.2 δίδονται οι παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.3.1.3 έως 5.3.1.9 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης και επιτάχυνσης σε διάφορα σημεία. Τέλος στα Σχήματα 5.3.1.10 έως 5.3.1.12 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

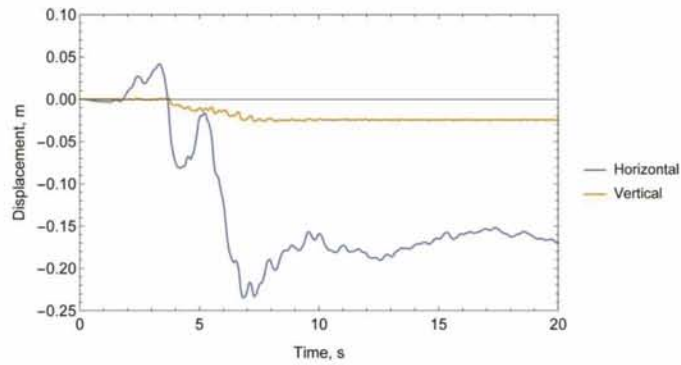
Μετατοπίσεις



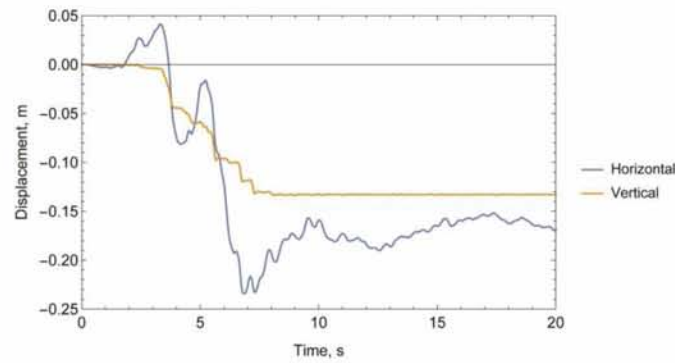
Σχήμα 5.3.1.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (Friuli)



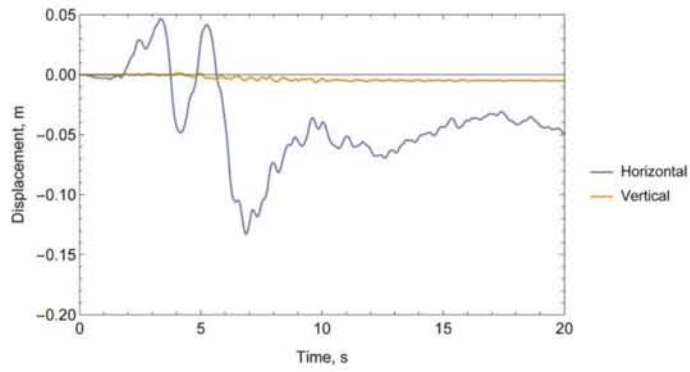
Σχήμα 5.3.1.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (Friuli)



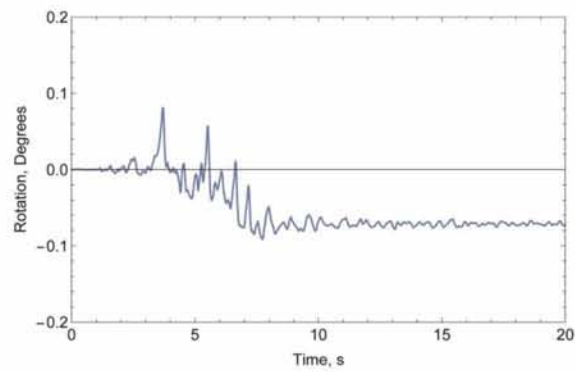
Σχήμα 5.3.1.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Friuli)



Σχήμα 5.3.1.4 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο (Friuli)

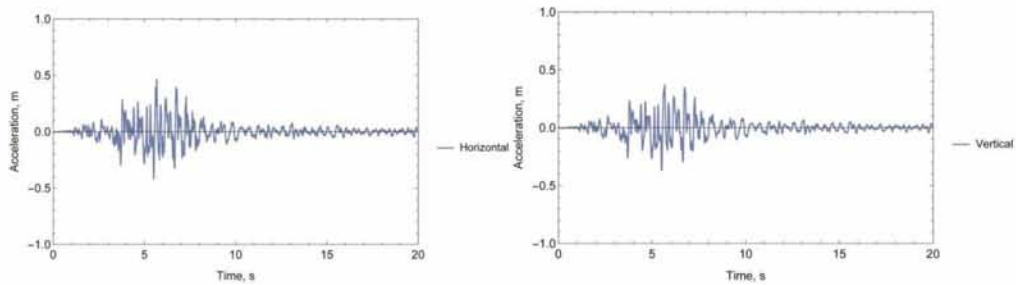


Σχήμα 5.3.1.5 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων σε απόσταση 55 m από τον τοίχο (Friuli)

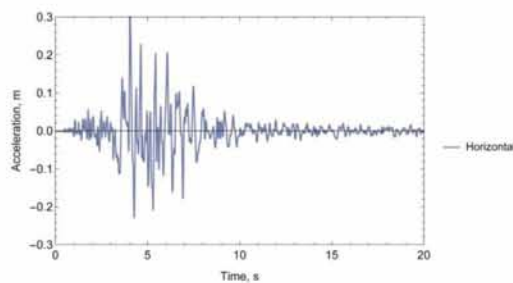


Σχήμα 5.3.1.6 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (Friuli)

Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων

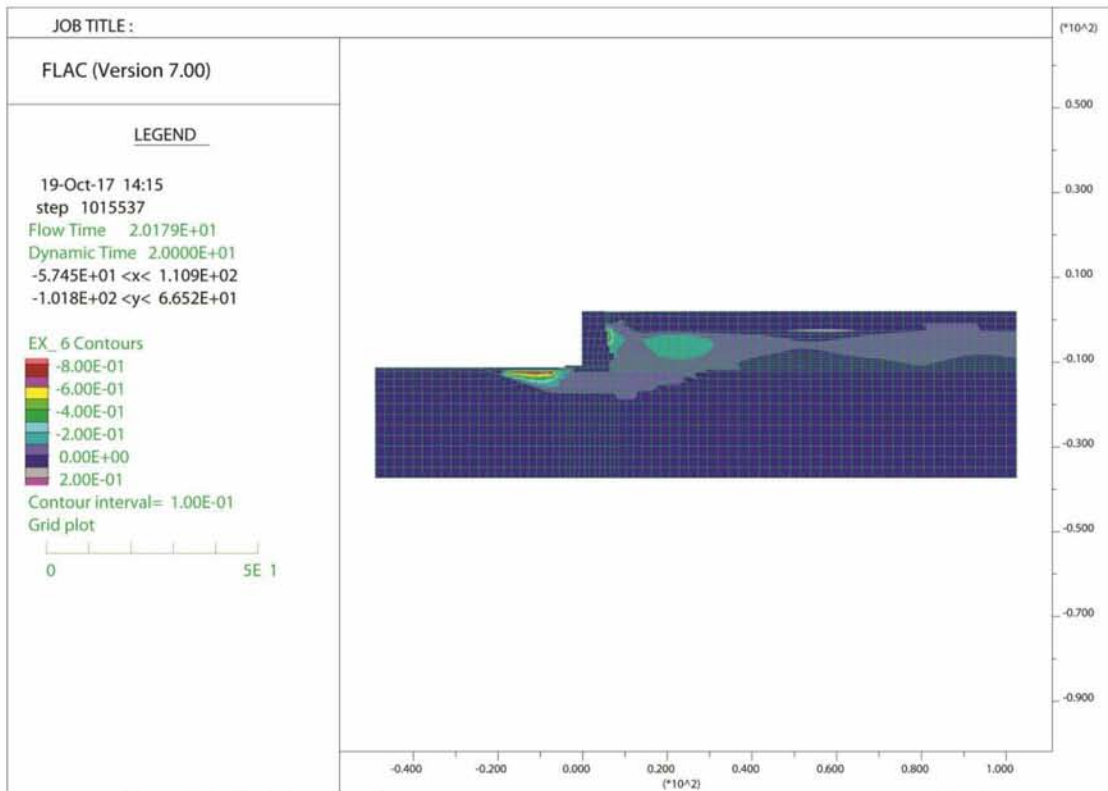


Σχήματα 5.3.1.7, 5.3.1.8 Χρονοϊστορία οριζόντιας και κάθετης επιτάχυνσης στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Friuli)

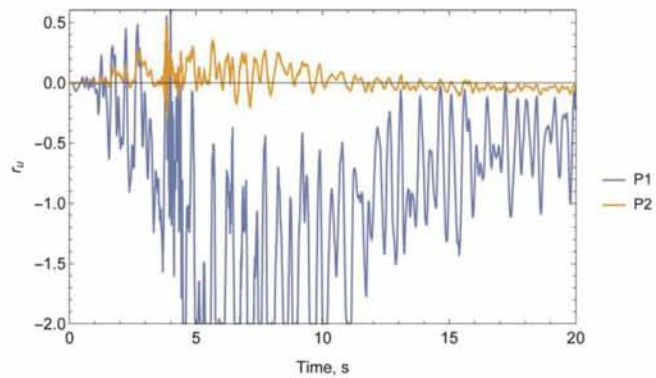


Σχήμα 5.3.1.9 Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης στη βάση του μοντέλου κάτω από τον τοίχο (Friuli)

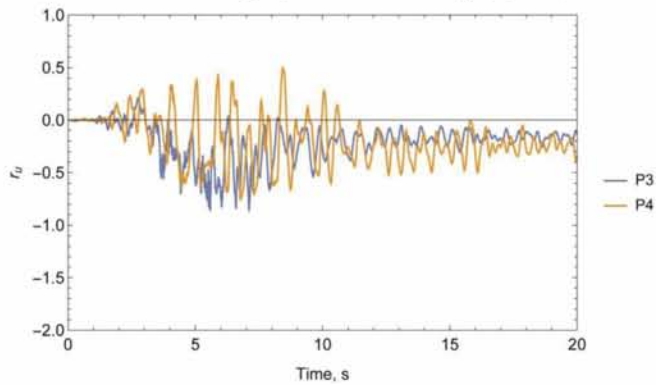
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.3.1.10 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (Friuli)



Σχήμα 5.3.1.11 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (Friuli)



Σχήμα 5.3.1.12 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (Friuli)

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης του Friuli είναι:

1. Ο τοίχος μετακινήθηκε οριζόντια 17 cm στην κορυφή του, 15 cm στη βάση του με κατεύθυνση προς την πλευρά της θάλασσας και κατακόρυφα υπέστη καθίζηση 2 cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.08° .
2. Το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τον τοίχο μετακινήθηκε οριζόντια μαζί με τον τοίχο 17 cm προς τη πλευρά της θάλασσας και η καθίζηση που παρατηρήθηκε ακριβώς πίσω από τον τοίχο είναι 13 cm. Στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση 55 μέτρων πίσω από τον τοίχο το έδαφος μετακινήθηκε οριζόντια 3 cm προς τον τοίχο ενώ η καθίζηση που υπέστη είναι μηδαμινή (1 cm). Στο δεξί όριο του μοντέλου παρατηρείται οριζόντια μετακίνηση 8 cm προς τα δεξιά και καθίζηση 10 cm.

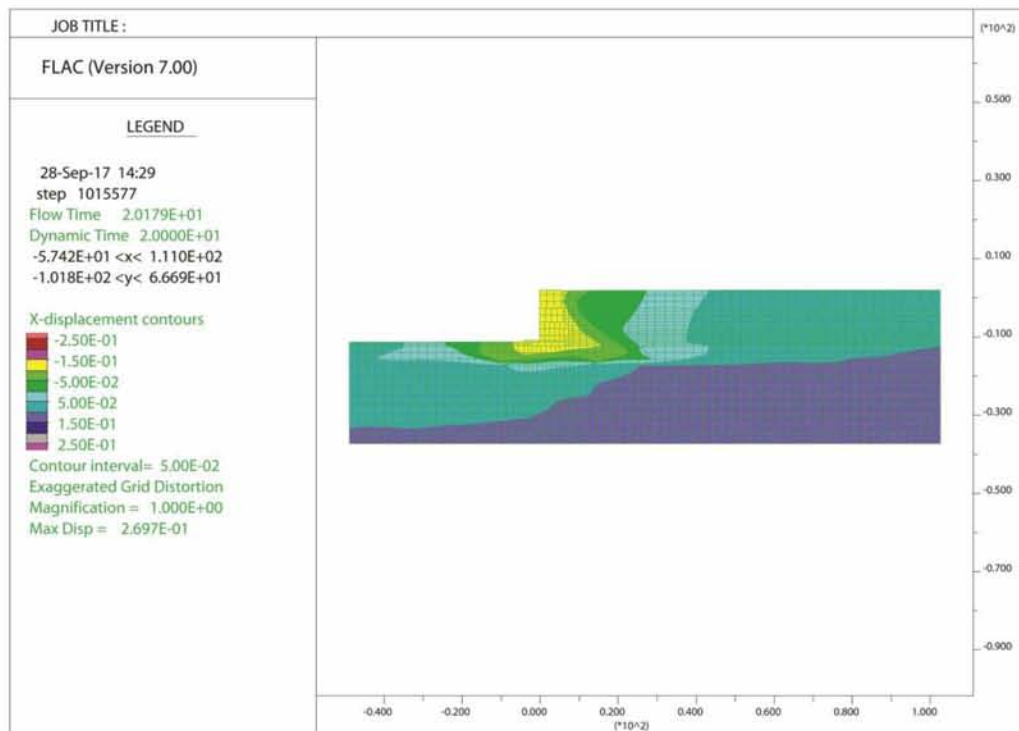
Η μέγιστη στιγμιαία επιτάχυνση του τοίχου είναι 0.5 g. Τέλος οι υπερπιέσεις πόρων παρουσιάζουν τα εξής χαρακτηριστικά:

1. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο αναπτύσσονται μεγάλες αρνητικές υπερπιέσεις πόρων με τελική τιμή $r_u=0$.
2. Κάτω από τον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής αναπτύσσονται μικρές θετικές υπερπιέσεις πόρων ($r_u=0.3$) ενώ στο τέλος μηδενίζονται.
3. Στο στρώμα της άμμου πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπιέσεις πόρων που στο τέλος της διέγερσης είναι μικρές ($r_u=-0.2$).
4. Στο ελεύθερο πεδίο αναπτύσσονται θετικές υπερπιέσεις πόρων στιγμιαία κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης ($r_u=0.5$) και στο τέλος είναι αρνητικές ($r_u=-0.3$)

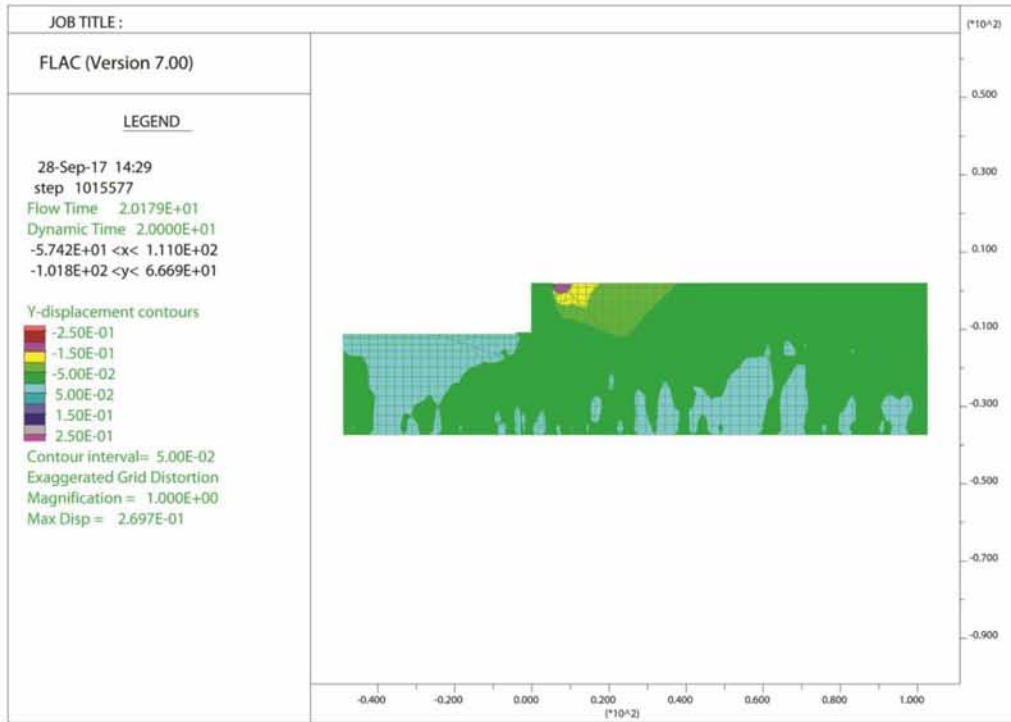
5.3.2 ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΟΒΕ

Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Kobe. Στα Σχήματα 5.3.2.1 έως 5.3.2.2 δίδονται ο παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.3.2.3 έως 5.3.2.7 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης και επιτάχυνσης σε διάφορα σημεία. Τέλος στα Σχήματα 5.3.2.8 έως 5.3.2.3.10 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

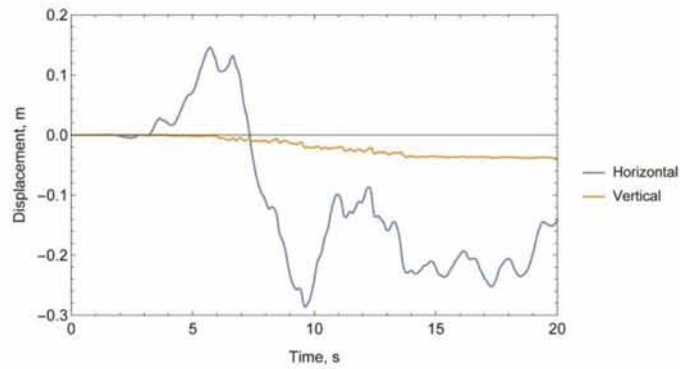
Μετατοπίσεις



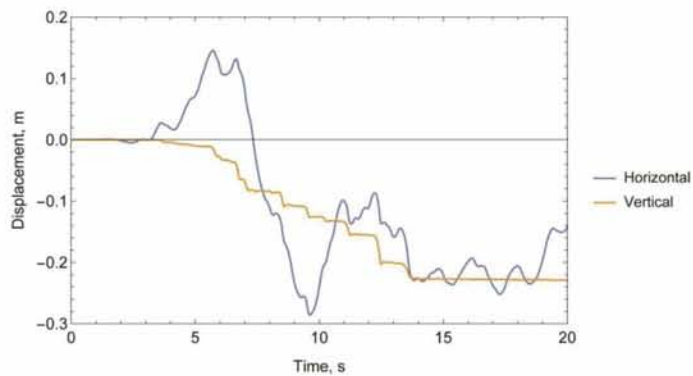
Σχήμα 5.3.2.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (Kobe)



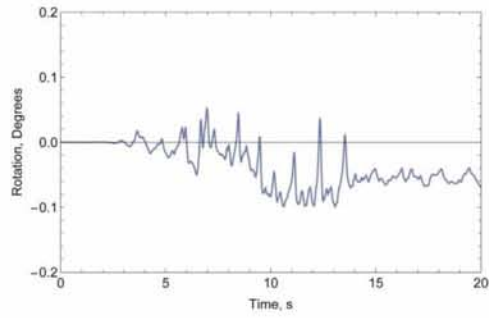
Σχήμα 5.3.2.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (Kobe)



Σχήμα 5.3.2.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Kobe)

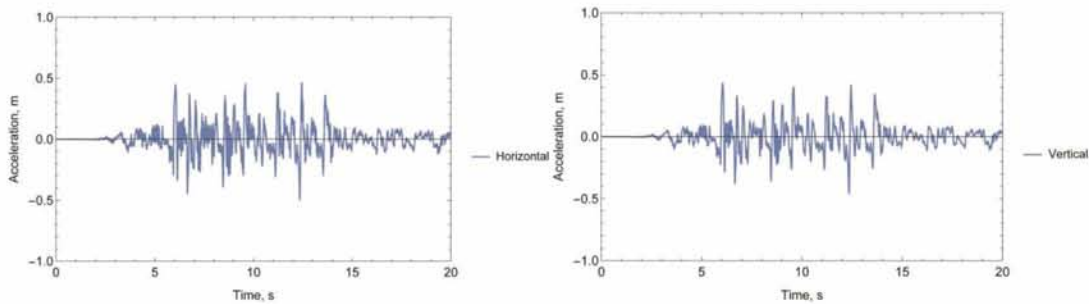


Σχήμα 5.3.2.4 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο (Kobe)



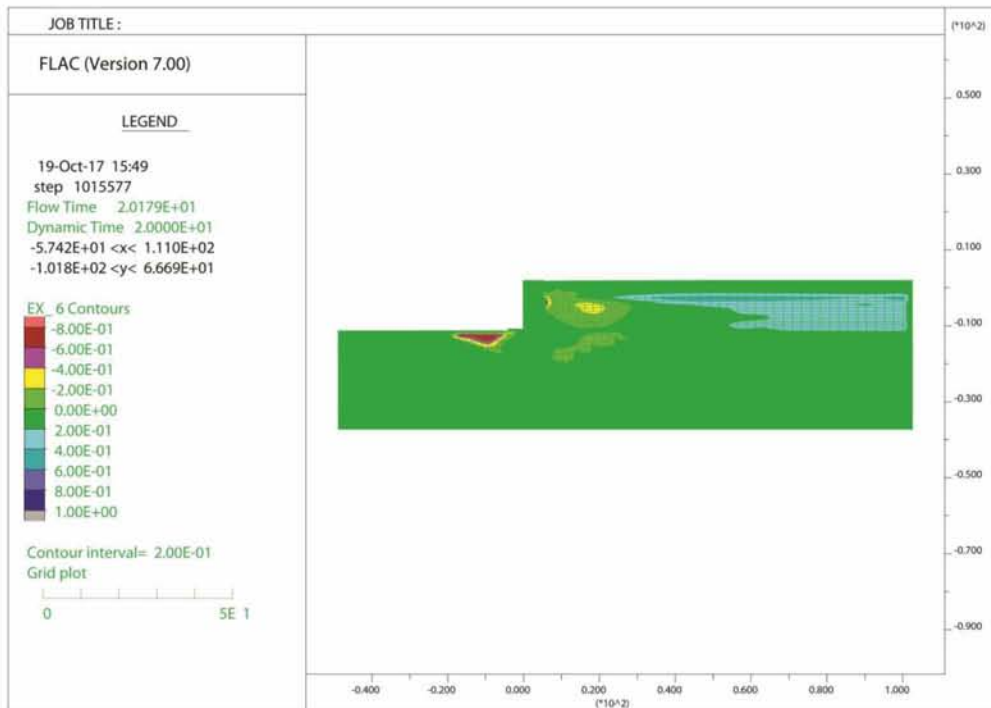
Σχήμα 5.3.2.5 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (Κοβέ)

Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων

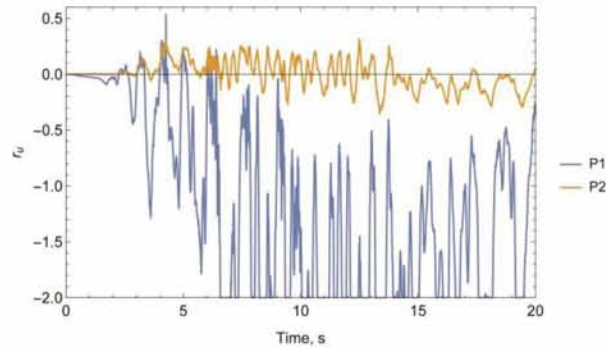


Σχήματα 5.3.2.6, 5.3.2.7 Χρονοϊστορία οριζόντιας και κάθετης επιτάχυνσης στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Κοβέ)

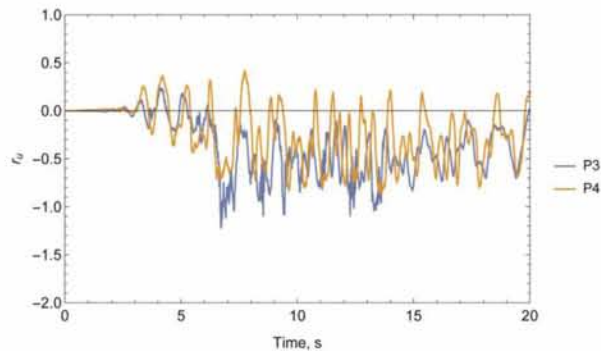
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.3.2.8 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (Κοβέ)



Σχήμα 5.3.2.9 Χρονοϊστορία λόγω υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (Kobe)



Σχήμα 5.3.2.10 Χρονοϊστορία λόγω υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (Kobe)

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης του Kobe είναι:

1. Ο τοίχος μετακινήθηκε οριζόντια 14 cm στην κορυφή του (αλλά κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης ταλαντώθηκε έντονα με ολικό πλάτος ταλάντωσης ίσο με 45 cm), 12 cm στη βάση του με κατεύθυνση προς την πλευρά της θάλασσας και κατακόρυφα υπέστη καθίζηση 4 cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.07° .
2. Το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τον τοίχο μετακινήθηκε οριζόντια μαζί με τον τοίχο 14 cm προς τη πλευρά της θάλασσας και η καθίζηση που παρατηρήθηκε ακριβώς πίσω από τον τοίχο είναι 23 cm. Στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση 55 μέτρων πίσω από τον τοίχο το έδαφος μετακινήθηκε οριζόντια 8 cm προς τα δεξιά ενώ η καθίζηση που υπέστη είναι μηδαμινή (2 cm). Στο δεξί όριο του μοντέλου παρατηρείται οριζόντια μετακίνηση 22 cm προς τα δεξιά και καθίζηση 12 cm

Η μέγιστη στιγμιαία επιτάχυνση στο τοίχο είναι 0.5 g. Οι υπερπίεσεις πόρων παρουσιάζουν τα εξής χαρακτηριστικά:

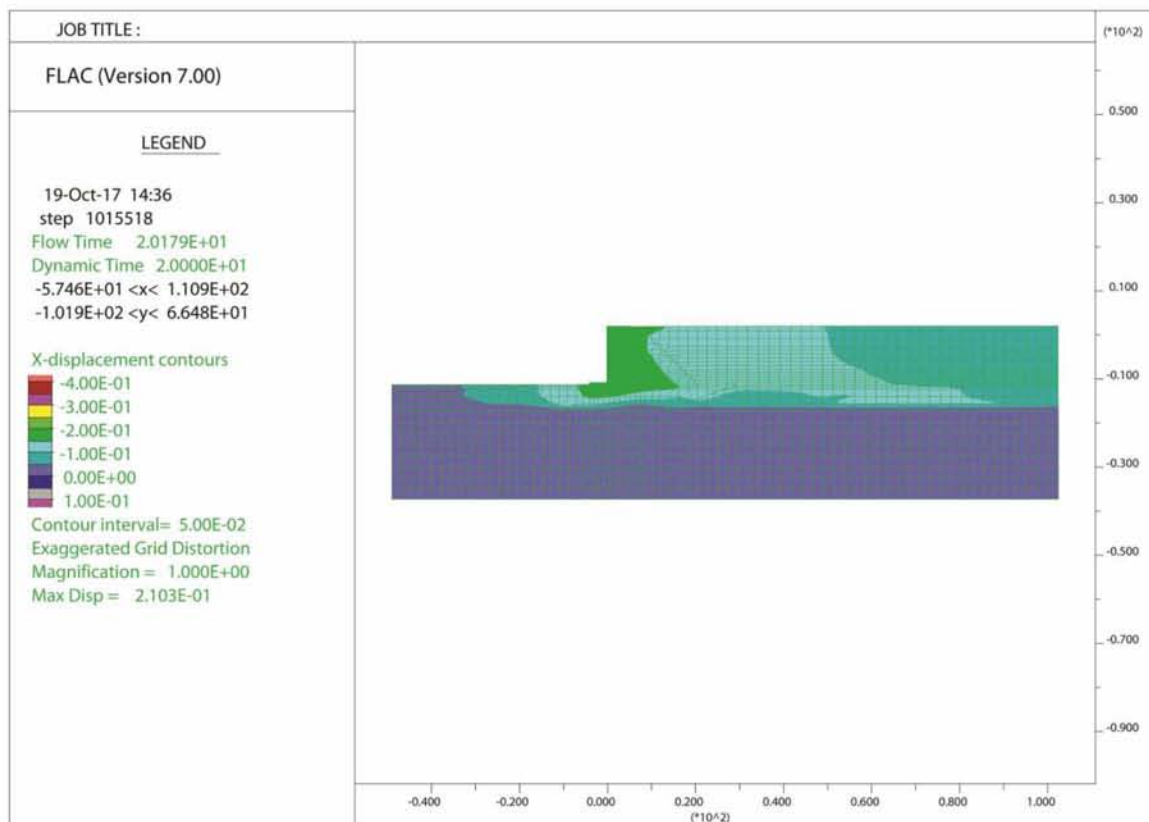
1. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο αναπτύσσονται μεγάλες αρνητικές υπερπίεσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -0.3$.

2. Κάτω από τον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής αναπτύσσονται μικρές θετικές υπερπίεσεις πόρων ($r_u=0.3$) ενώ στο τέλος μηδενίζονται.
3. Στο στρώμα της άμμου πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπίεσεις πόρων που στο τέλος της διέγερσης μηδενίζονται.
4. Στο ελεύθερο πεδίο αναπτύσσονται θετικές υπερπίεσεις πόρων με τελικές τιμές $r_u=0.6$.

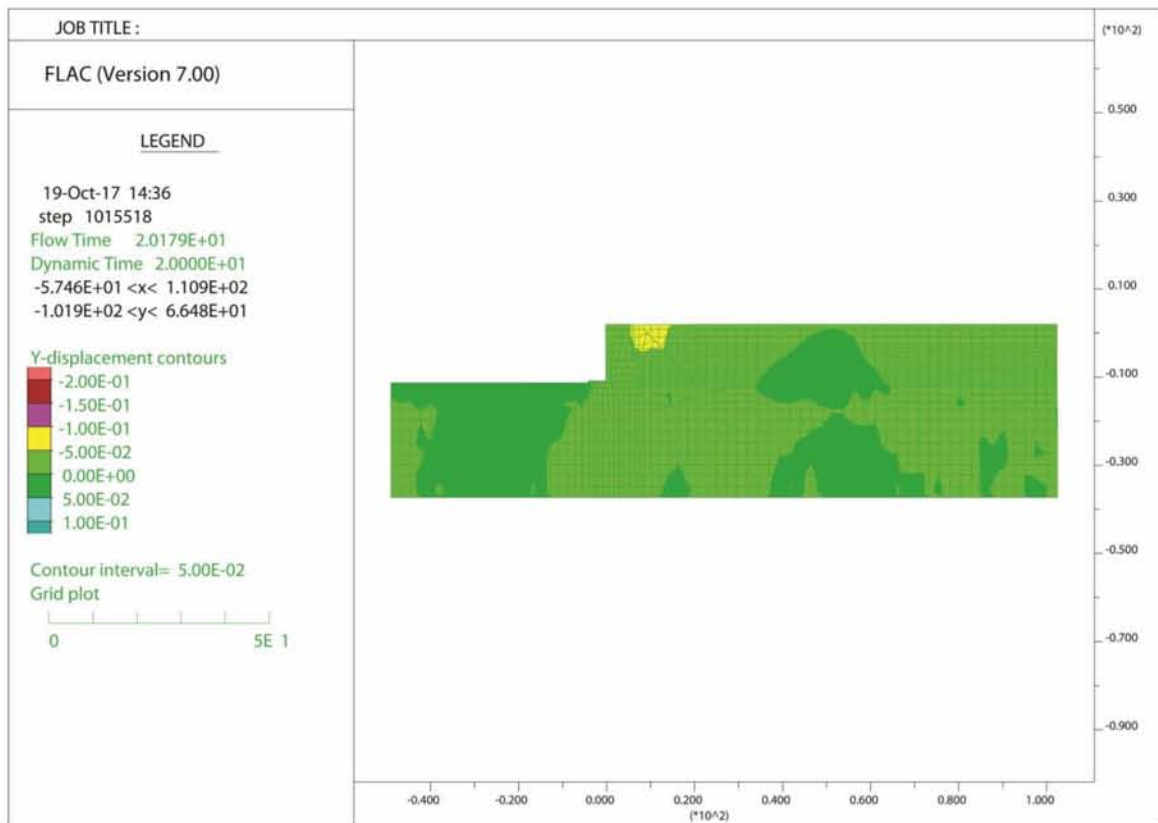
5.3.3 ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ

Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας. Στα Σχήματα 5.3.3.1 έως 5.3.3.2 δίδονται ο παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.3.3.3 έως 5.3.3.8 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης και επιτάχυνσης σε διάφορα σημεία. Τέλος στα Σχήματα 5.3.3.9 έως 5.3.3.11 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

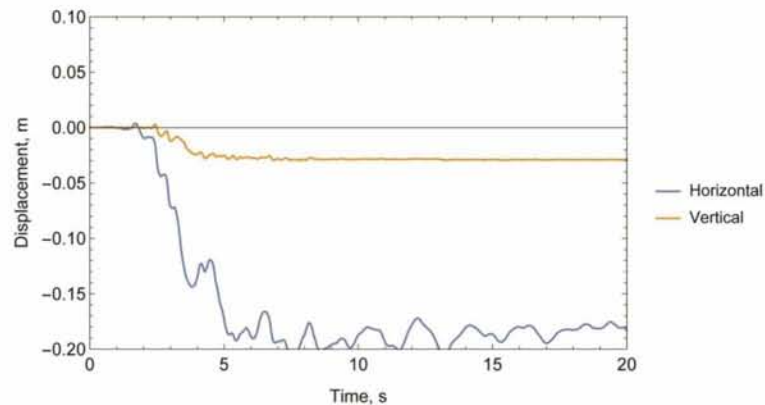
Μετατοπίσεις



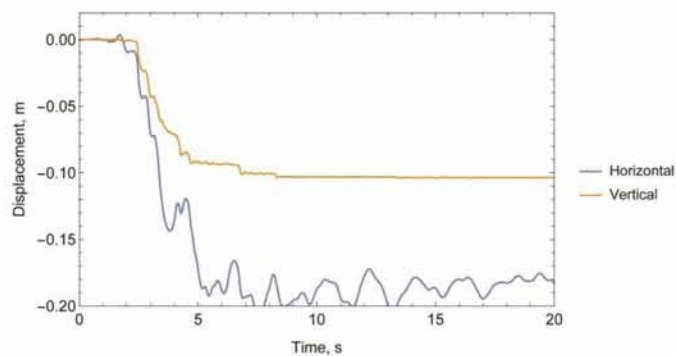
Σχήμα 5.3.3.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (Καλαμάτα)



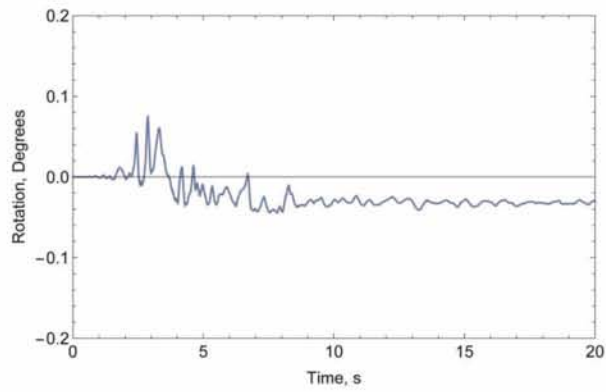
Σχήμα 5.3.3.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (Καλαμάτα)



Σχήμα 5.3.3.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Καλαμάτα)

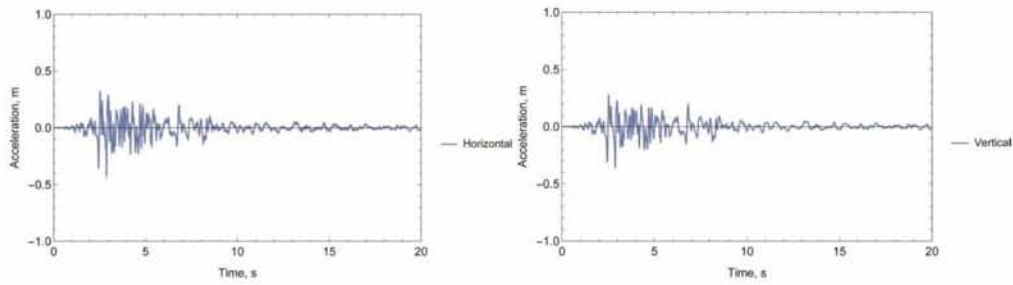


Σχήμα 5.3.3.4 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο (Καλαμάτα)

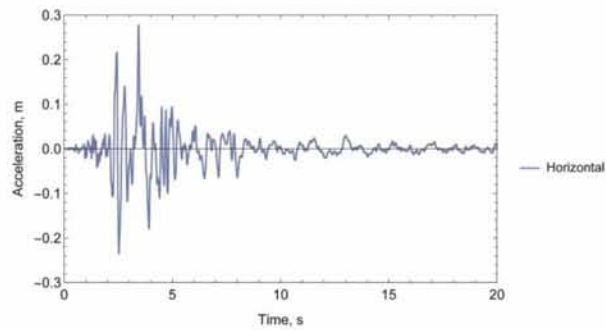


Σχήμα 5.3.3.5 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (Καλαμάτα)

Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων

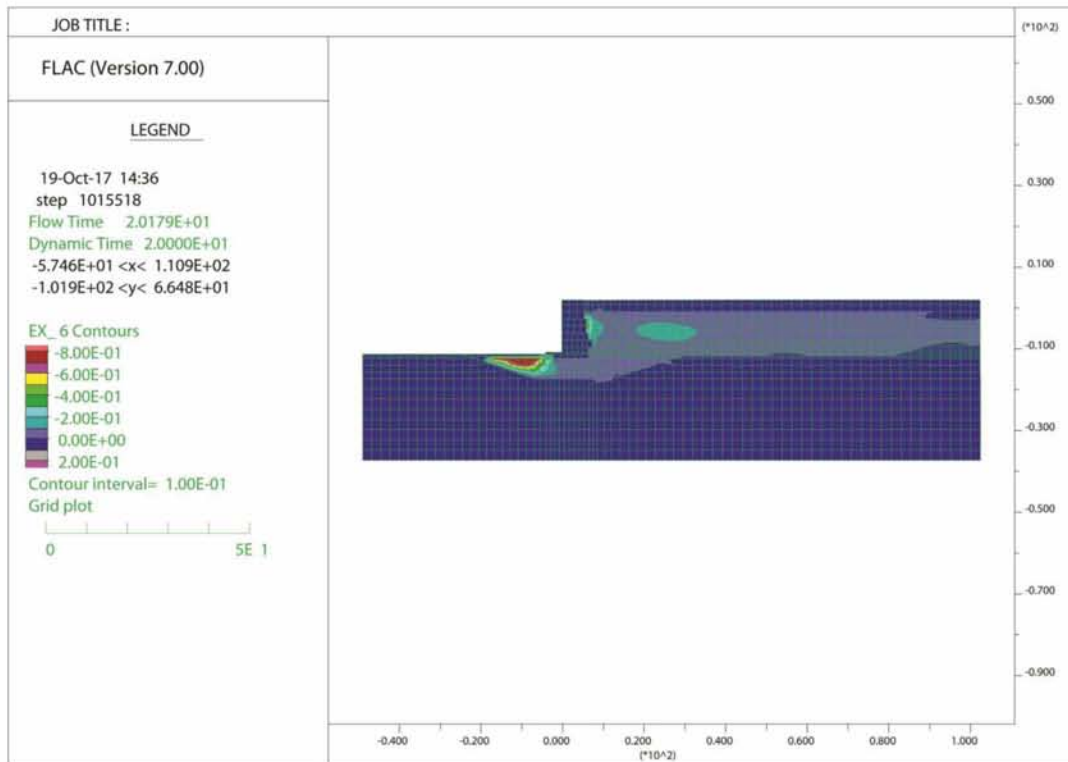


Σχήματα 5.3.1.6, 5.3.1.7 Χρονοϊστορία οριζόντιας και κάθετης επιτάχυνσης στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Καλαμάτα)

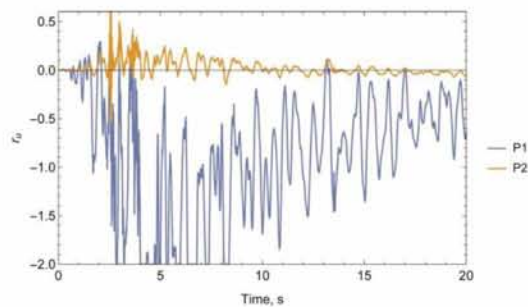


Σχήμα 5.3.1.8 Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης στη βάση του μοντέλου κάτω από τον τοίχο (Καλαμάτα)

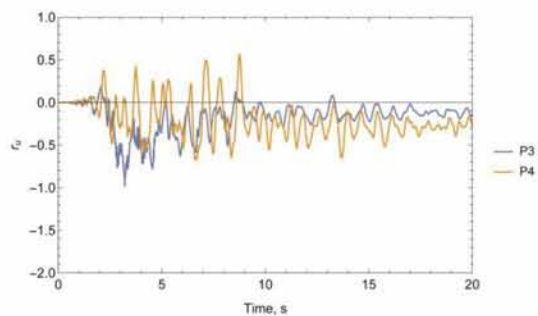
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.3.3.9 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (Καλαμάτα)



Σχήμα 5.3.3.10 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (Καλαμάτα)



Σχήμα 5.3.3.11 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (Καλαμάτα)

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης του σεισμού της Καλαμάτας είναι:

1. Ο τοίχος μετακινήθηκε οριζόντια 18 cm στην κορυφή του, 18 cm και στη βάση του με κατεύθυνση προς την πλευρά της θάλασσας και κατακόρυφα υπέστη καθίζηση 3 cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.01° .
2. Το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τον τοίχο μετακινήθηκε οριζόντια μαζί με τον τοίχο 18 cm προς τη πλευρά της θάλασσας και η καθίζηση που παρατηρήθηκε ακριβώς πίσω από τον τοίχο είναι 10 cm. Στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση 55 μέτρων πίσω από τον τοίχο το έδαφος μετακινήθηκε οριζόντια 10 cm προς τη κατεύθυνση του τοίχου ενώ δεν υπέστη καθίζηση. Στο δεξί όριο του μοντέλου παρατηρείται οριζόντια μετακίνηση 2 cm προς τα δεξιά και καθίζηση 10 cm.
3. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο παρατηρείται μια μικρή ανύψωση 4 cm.

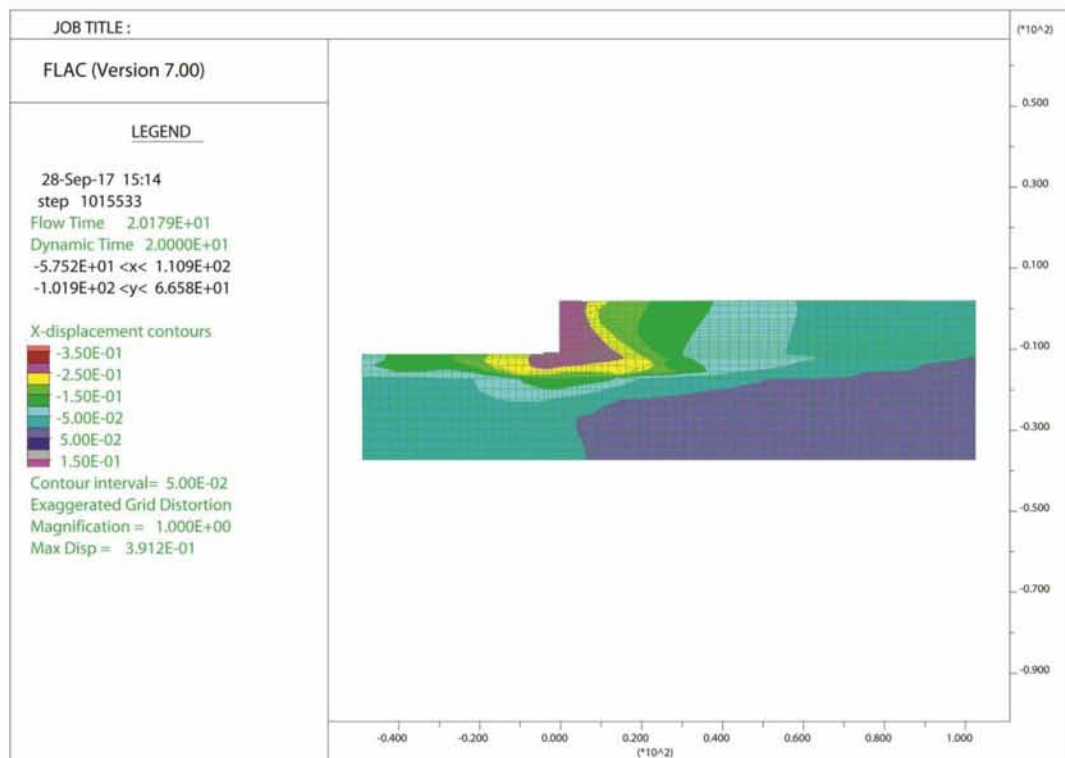
Η μέγιστη στιγμιαία επιτάχυνση απόκρισης στο τοίχο είναι περίπου 0.3 g. Οι υπερπιέσεις πόρων παρουσιάζουν τα εξής χαρακτηριστικά:

1. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο αναπτύσσονται μεγάλες αρνητικές υπερπιέσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -0.6$.
2. Κάτω από τον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής αναπτύσσονται θετικές υπερπιέσεις πόρων ($r_u = 0.7$) ενώ στο τέλος μηδενίζονται.
3. Στο στρώμα της άμμου πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπιέσεις πόρων που στο τέλος της διέγερσης μηδενίζονται.
4. Στο ελεύθερο πεδίο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπιέσεις πόρων με τελική τιμή μηδέν.

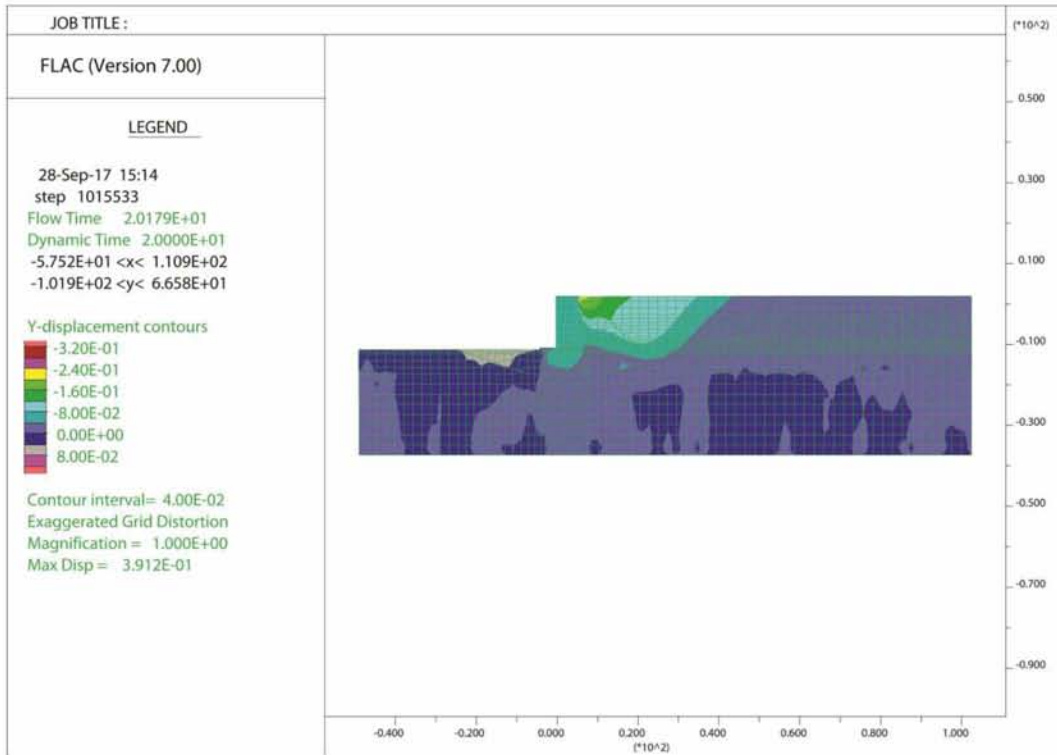
5.3.4 ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ

Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας. Στα Σχήματα 5.3.4.1 έως 5.3.4.2 δίδονται ο παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.3.4.3 έως 5.3.1.8 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης και επιτάχυνσης σε διάφορα σημεία. Τέλος στα Σχήματα 5.3.4.9 έως 5.3.4.11 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

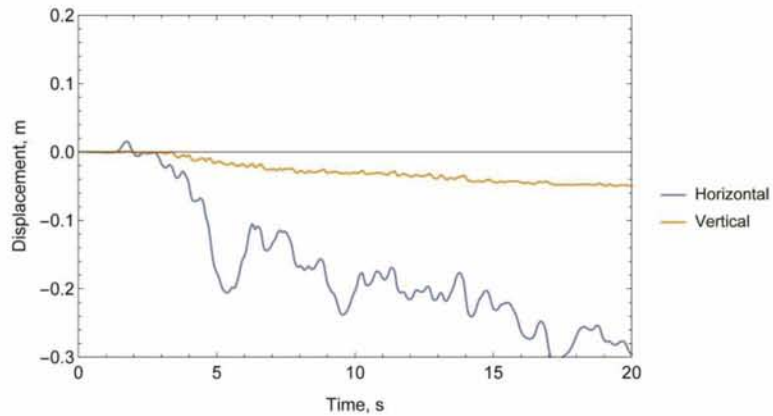
Μετατοπίσεις



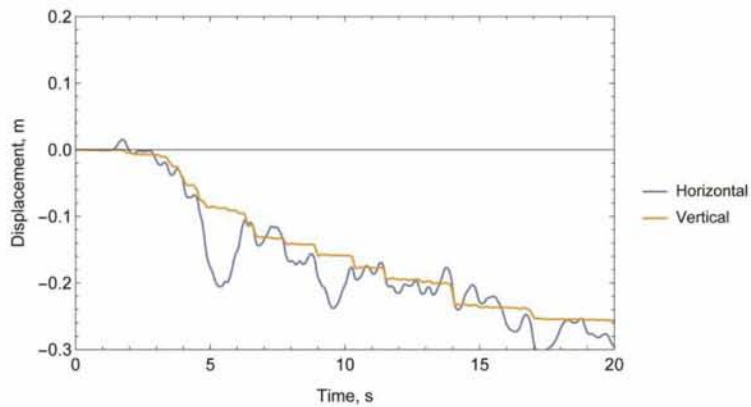
Σχήμα 5.3.4.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (Λευκάδα)



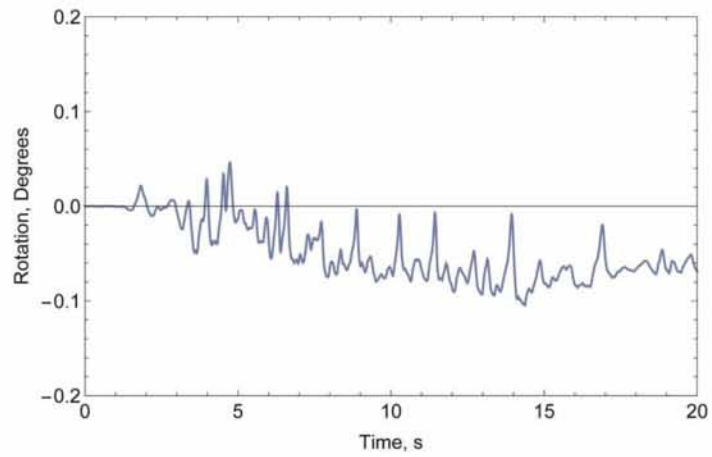
Σχήμα 5.3.4.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (Λευκάδα)



Σχήμα 5.3.4.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Λευκάδα)

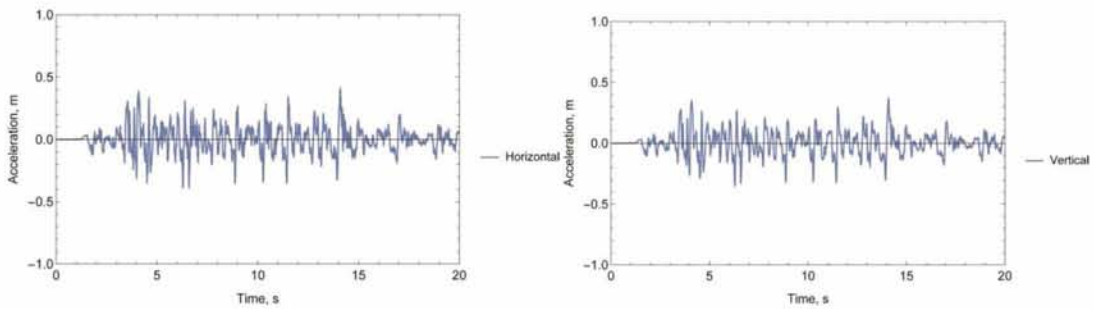


Σχήμα 5.3.4.4 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο (Λευκάδα)

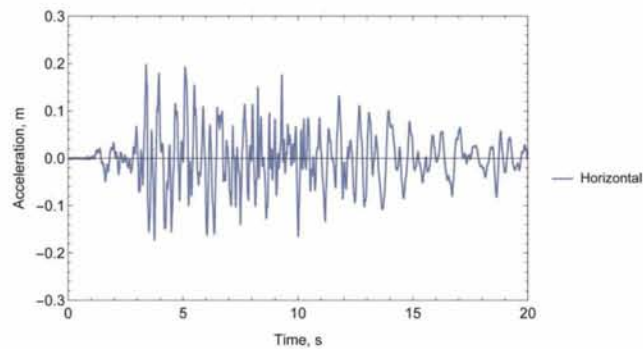


Σχήμα 5.3.4.5 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (Λευκάδα)

Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων

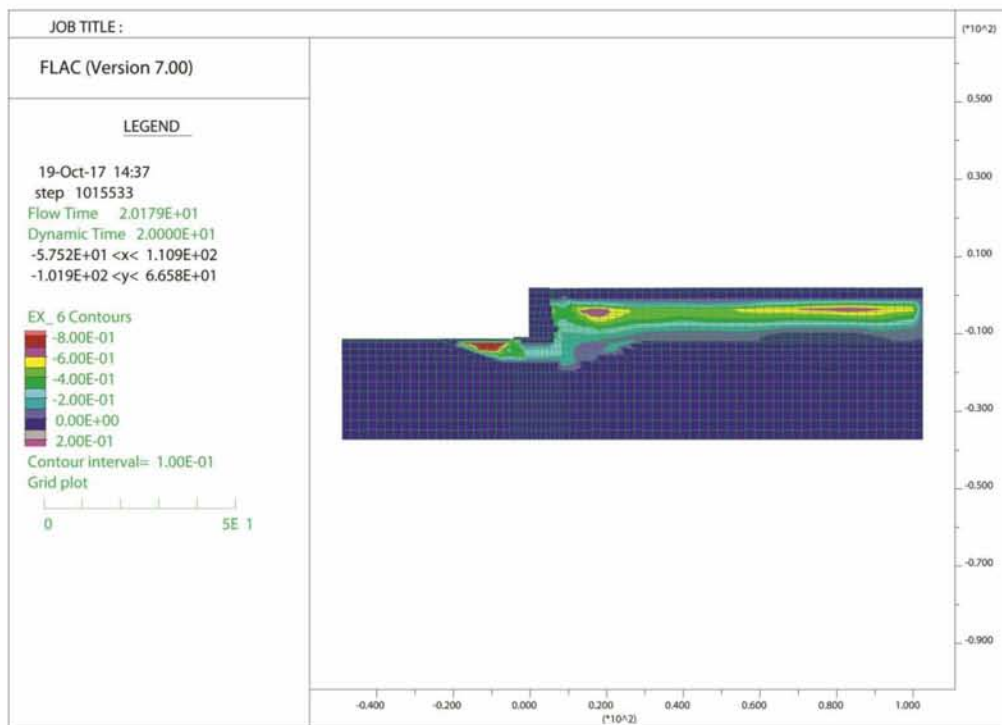


Σχήματα 5.3.4.6 και 5.3.4.7 Χρονοϊστορία οριζόντιας και κάθετης επιτάχυνσης στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Λευκάδα)

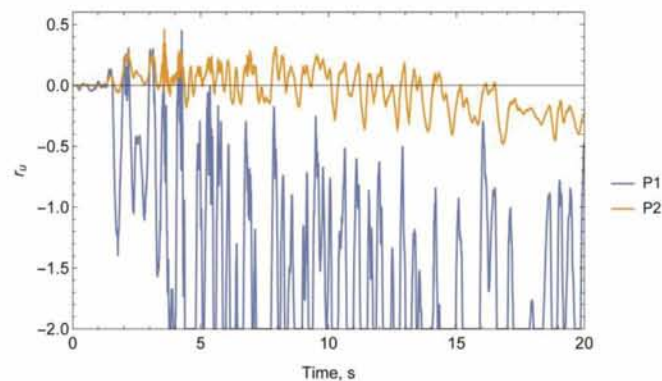


Σχήμα 5.3.4.8 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων σε απόσταση 55 m από τον τοίχο (Λευκάδα)

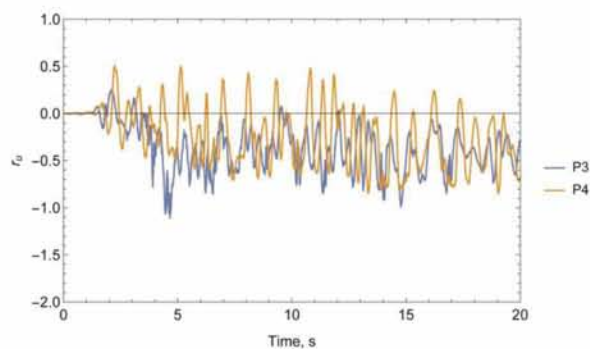
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.3.4.9 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (Λευκάδα)



Σχήμα 5.3.4.10 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (Λευκάδα)



Σχήμα 5.3.4.11 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (Λευκάδα)

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης του σεισμού της Λευκάδας είναι:

1. Ο τοίχος μετακινήθηκε οριζόντια 30 cm στην κορυφή του, 28 cm στη βάση του με κατεύθυνση προς την πλευρά της θάλασσας και κατακόρυφα υπέστη καθίζηση 3 cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.06° .
2. Το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τον τοίχο μετακινήθηκε οριζόντια μαζί με τον τοίχο 30 cm προς τη πλευρά της θάλασσας και υπέστη καθίζηση 25 cm. Στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση 55 μέτρων πίσω από τον τοίχο το έδαφος μετακινήθηκε οριζόντια 5 cm προς τη κατεύθυνση του τοίχου και υπέστη καθίζηση 2 cm. Στο δεξί όριο του μοντέλου παρατηρείται οριζόντια μετακίνηση 15 cm προς τα δεξιά και καθίζηση 12 cm.
3. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο παρατηρείται μια μικρή ανύψωση 4 cm.

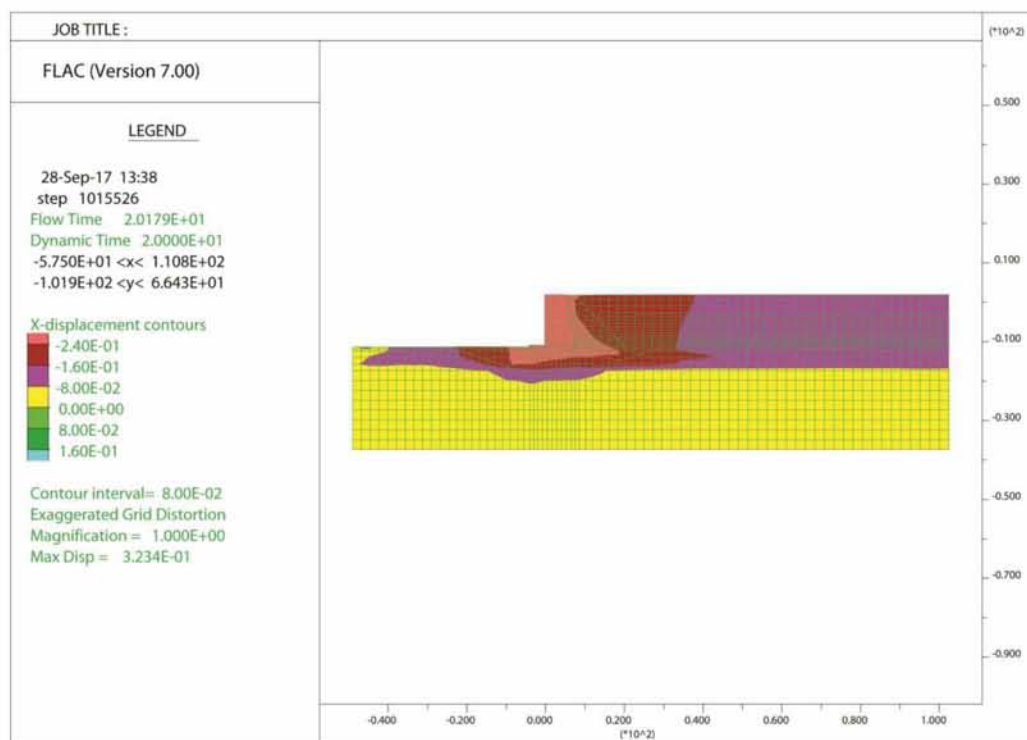
Η μέγιστη στιγμιαία επιτάχυνση στο τοίχο είναι περίπου 0.3 g. Οι υπερπίεσεις πόρων παρουσιάζουν τα εξής χαρακτηριστικά:

1. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο αναπτύσσονται μεγάλες αρνητικές υπερπίεσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -1$.
2. Κάτω από τον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής αναπτύσσονται μικρές θετικές υπερπίεσεις πόρων ($r_u = 0.3$) που σταδιακά γίνονται αρνητικές ($r_u = -0.3$).
3. Στο στρώμα της άμμου πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπίεσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -0.5$.
4. Στο ελεύθερο πεδίο εναλλάσσονται αρνητικές με θετικές τιμές υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια της διέγερσης και φτάνουν σε τελική τιμή $r_u = -0.5$.

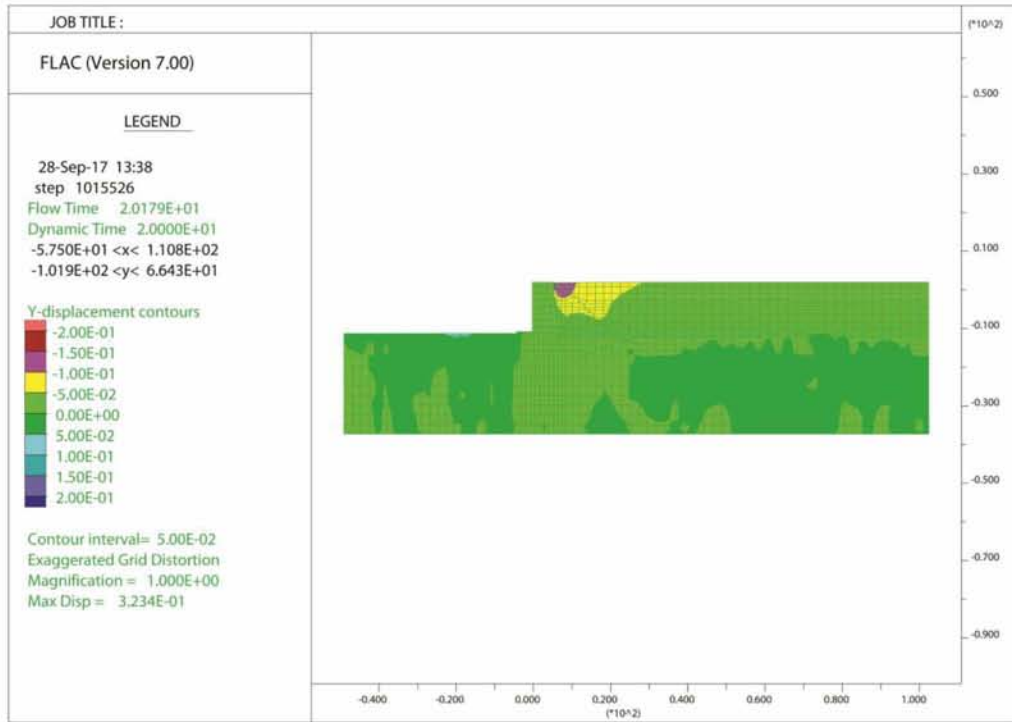
4.3.5 ΣΕΙΣΜΟΣ NORTHRIDGE (RINALDI)

Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Rinaldi. Στα Σχήματα 5.3.5.1 έως 5.3.5.2 δίδονται ο παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.3.5.3 έως 5.3.5.8 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης και επιτάχυνσης σε διάφορα σημεία. Τέλος στα Σχήματα 5.3.5.9 έως 5.3.5.11 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

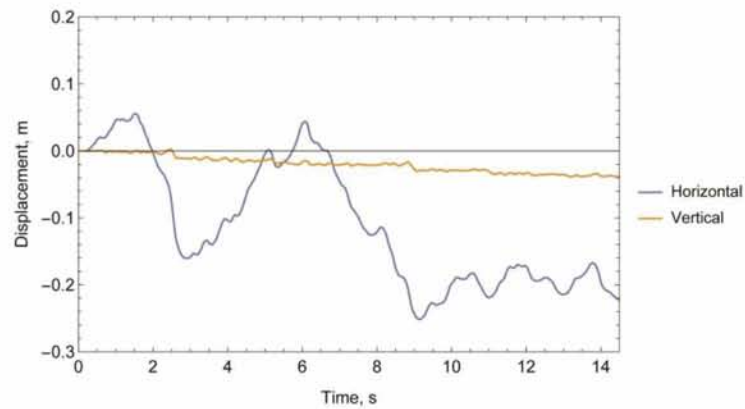
Μετατοπίσεις



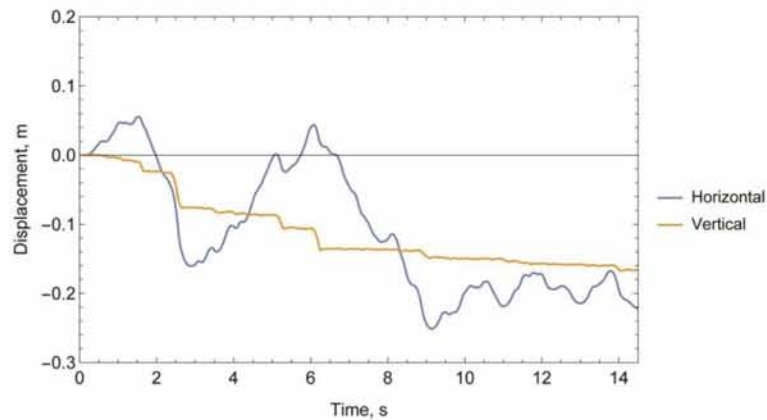
Σχήμα 5.3.5.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (Rinaldi)



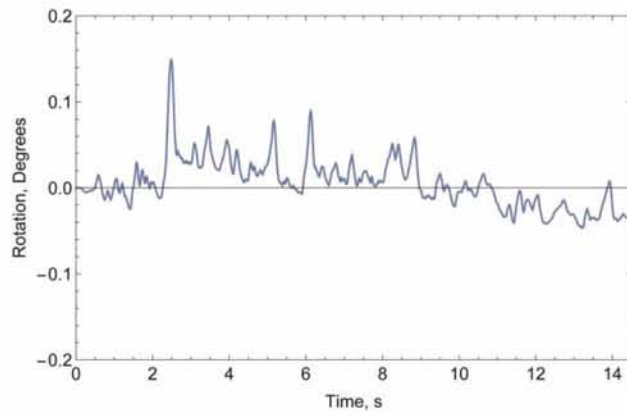
Σχήμα 5.3.5.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (Rinaldi)



Σχήμα 5.3.5.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Rinaldi)

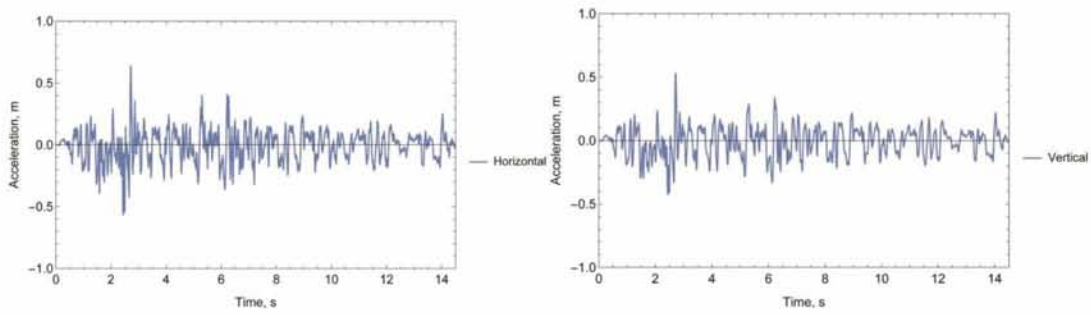


Σχήμα 5.3.5.4 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο (Rinaldi)

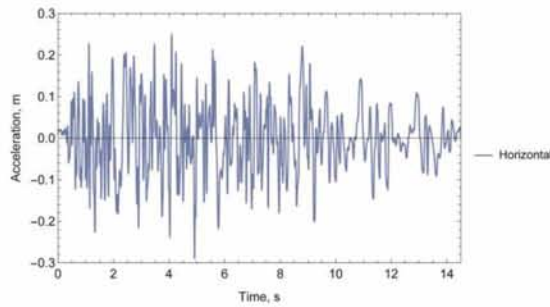


Σχήμα 5.3.5.5 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (Rinaldi)

Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων

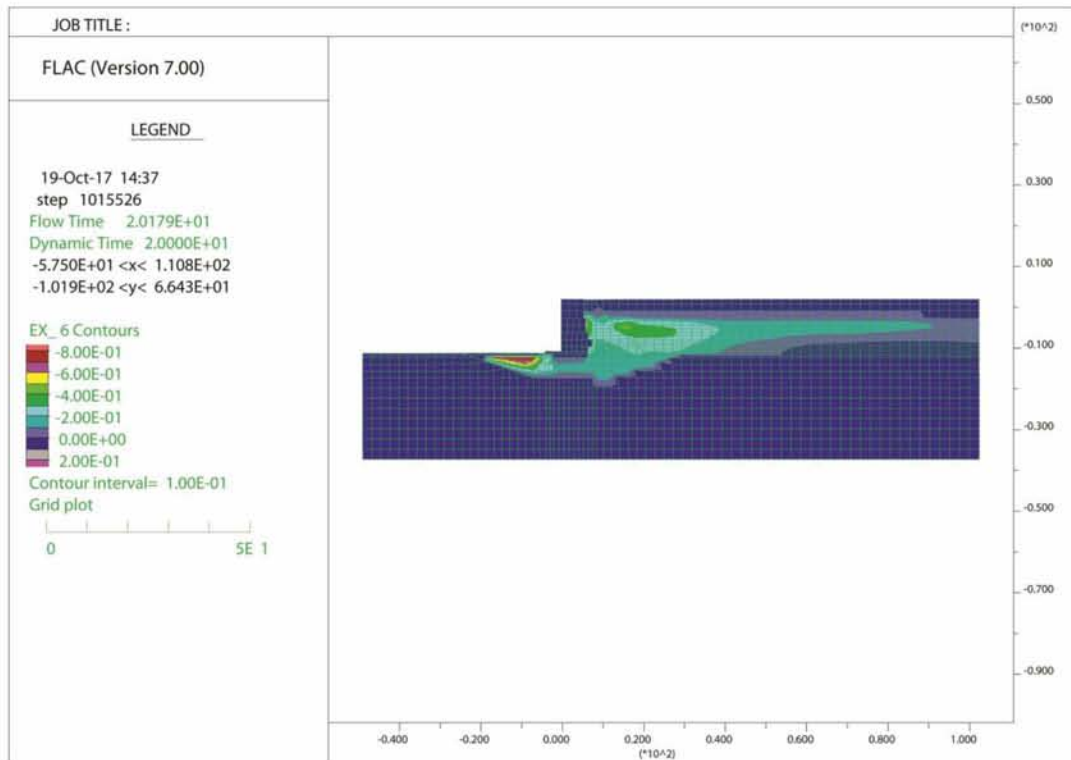


Σχήματα 5.3.5.6 και 5.3.5.7 Χρονοϊστορία οριζόντιας και κάθετης επιτάχυνσης στην εξωτερική γωνία του τοίχου (Rinaldi)

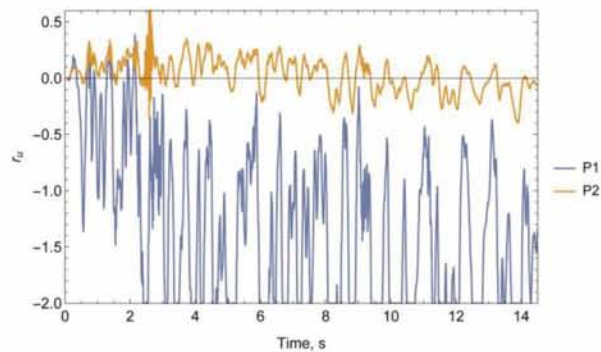


Σχήμα 5.3.5.8 Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης στη βάση του μοντέλου κάτω από τον τοίχο (Rinaldi)

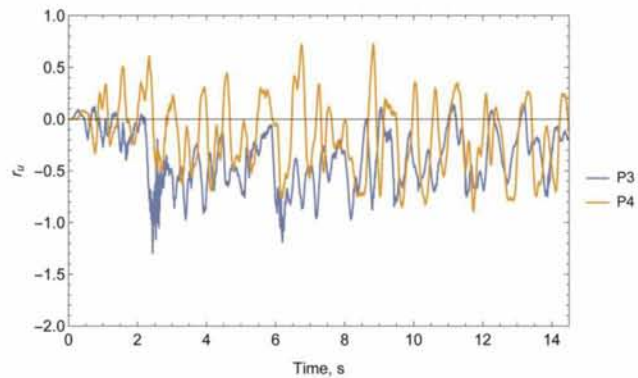
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.3.5.9 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (Rinaldi)



Σχήμα 5.3.5.10 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (Rinaldi)



Σχήμα 5.3.5.11 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (Rinaldi)

Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την επιβολή της σεισμικής διέγερσης του σεισμού της Λευκάδας είναι:

3. Ο τοίχος μετακινήθηκε οριζόντια 21 cm στην κορυφή του, 20 cm στη βάση του με κατεύθυνση προς την πλευρά της θάλασσας και κατακόρυφα υπέστη καθίζηση 4 cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.02° .
4. Το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από τον τοίχο μετακινήθηκε οριζόντια μαζί με τον τοίχο 21 cm προς τη πλευρά της θάλασσας και υπέστη καθίζηση 17 cm. Στο ελεύθερο πεδίο σε απόσταση 55 μέτρων πίσω από τον τοίχο το έδαφος μετακινήθηκε οριζόντια 5 cm προς τη κατεύθυνση του τοίχου και υπέστη καθίζηση 1 cm. Στο δεξί όριο του μοντέλου παρατηρείται οριζόντια μετακίνηση 9 cm προς τα δεξιά και καθίζηση 12 cm.
5. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο παρατηρείται μια μικρή ανύψωση 5 cm.

Η μέγιστη στιγμιαία επιτάχυνση του τοίχου είναι περίπου 0.7 g. Οι υπερπίεσεις πόρων παρουσιάζουν τα εξής χαρακτηριστικά:

6. Στη θεμελίωση μπροστά από τον τοίχο αναπτύσσονται μεγάλες αρνητικές υπερπίεσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -1.5$.
7. Κάτω από τον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής αναπτύσσονται θετικές υπερπίεσεις πόρων ($r_u = 0.6$) που σταδιακά μηδενίζονται.
8. Στο στρώμα της άμμου πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται αρνητικές υπερπίεσεις πόρων με τελική τιμή $r_u = -0$.
9. Στο ελεύθερο πεδίο εναλλάσσονται αρνητικές με θετικές τιμές υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια της διέγερσης και φτάνουν σε τελική τιμή $r_u = -0.2$.
10. Κάτω από τη θεμελίωση αναπτύσσονται μικρές θετικές υπερπίεσεις πόρων $r_u = 0.4$.

5.3.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

Οι τιμές των μέγιστων και παραμενουσών μετατοπίσεων για τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις δίδονται στους Πίνακες 5.3.6.1 και 5.3.6.2, αντίστοιχα. Οι τιμές των μέγιστων μετακινήσεων είναι οι μεγαλύτερες για τον σεισμό του Kobe και της Λευκάδας. Γενικά η συμπεριφορά του τοίχου κρίνεται ως καλή. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι αρκετά μικρές (30 cm το μέγιστο) ώστε να μην προκαλούν σοβαρά προβλήματα στη λειτουργία του λιμένα. Ο τοίχος διατηρεί το μέτωπό του ευθύ- δεν παρατηρούνται διαφορικές μετατοπίσεις μεταξύ των κιβωτίων- και κατακόρυφο αφού η στροφή που προκύπτει είναι αμελητέα σε κάθε υποπερίπτωση (0.1° το μέγιστο). Η κατακόρυφη μετατόπιση του τοίχου είναι και αυτή αμελητέα (0.025m). Η περίπτωση της ανατροπής αποκλείεται εντελώς από τις αναλύσεις. Οι καθιζήσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους προκύπτουν αρκετά μικρές (25 cm το μέγιστο).

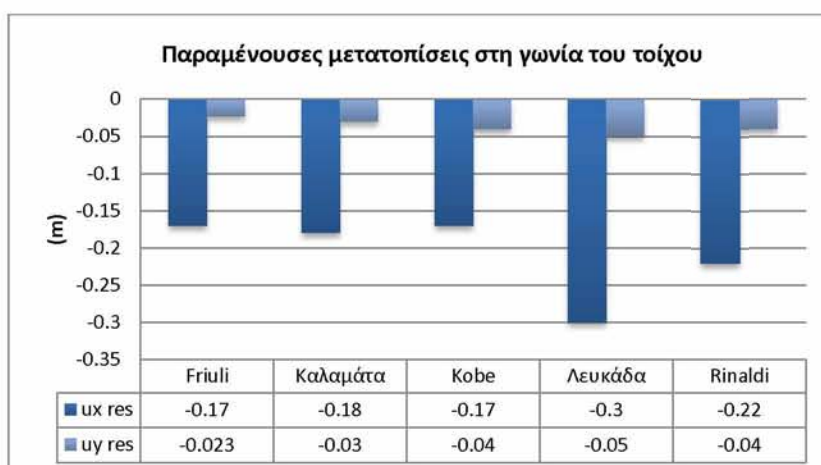
Οι υπερπίεσεις των πόρων κυμαίνονται σε φυσιολογικά επίπεδα με τη θεμελίωση μπροστά από τον κρηπιδότοιχο να παρουσιάζει έντονα διασταλτική συμπεριφορά και αρνητικές υπερπίεσεις πόρων. Οι ψηλότερες τιμές εντοπίζονται μακριά από τον τοίχο στο αντιστηριζόμενο έδαφος για τον σεισμό του Κόμπε, $r_u=0.6$. Οι χρονοϊστορίες της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων συμβαδίζουν σε ένα ικανοποιητικό βαθμό με τις χρονοϊστορίες μετακίνησης του τοίχου ώστε να μπορούμε να πούμε ότι η μετακίνηση του τοίχου προς τα έξω μειώνει τις τιμές του λόγου υπερπίεσης των πόρων εφελκύνοντας το έδαφος. Κάτι τέτοιο εξηγεί την ανάπτυξη αρνητικών τιμών του λόγου υπερπίεσης πόρων πίσω από τον τοίχο.

Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων βρίσκονται γενικά σε καλή συμφωνία με αυτά που προέκυψαν από τους Π. Ντακούλας και Π. Βαζούρας (2016) όπου χρησιμοποιήθηκε το τροποποιημένο μοντέλο Pastor για τα μη συνεκτικά εδάφη και άρα είναι πολύ πιο αξιόπιστα τα αποτελέσματα αυτά. Τα αποτελέσματα της πίεσης πόρων της διπλωματικής δείχνουν μικρότερες θετικές ή περισσότερο αρνητικές υπερπίεσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα των Ντακούλα και Βαζούρα (2016). Η διαφορά αυτή αποδίδεται στο γεγονός ότι η σχετική πυκνότητα του αντιστηριζόμενου υλικού έχει ληφθεί μικρότερη.

Πίνακας 5.3.6.1 Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων της άνω αριστερής γωνίας του τοίχου για τις διάφορες διεγέρσεις.



Πίνακας 5.3.6.2 Σύγκριση παραμενουσών μετατοπίσεων της άνω αριστερής γωνίας του τοίχου για τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις.



5.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΝΤΑΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

Για τη διερεύνηση της εξέλιξης της συμπεριφοράς του προβλήματος στον χώρο της έντασης της σεισμικής διέγερσης πραγματοποιήθηκαν επιπλέον τρεις αναλύσεις, για τιμή μέγιστης επιτάχυνσης 0.1g, 0.3 g και 0.4 g. Για 0.2 g χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα της προηγούμενης ανάλυσης για τον σεισμό της Λευκάδας.

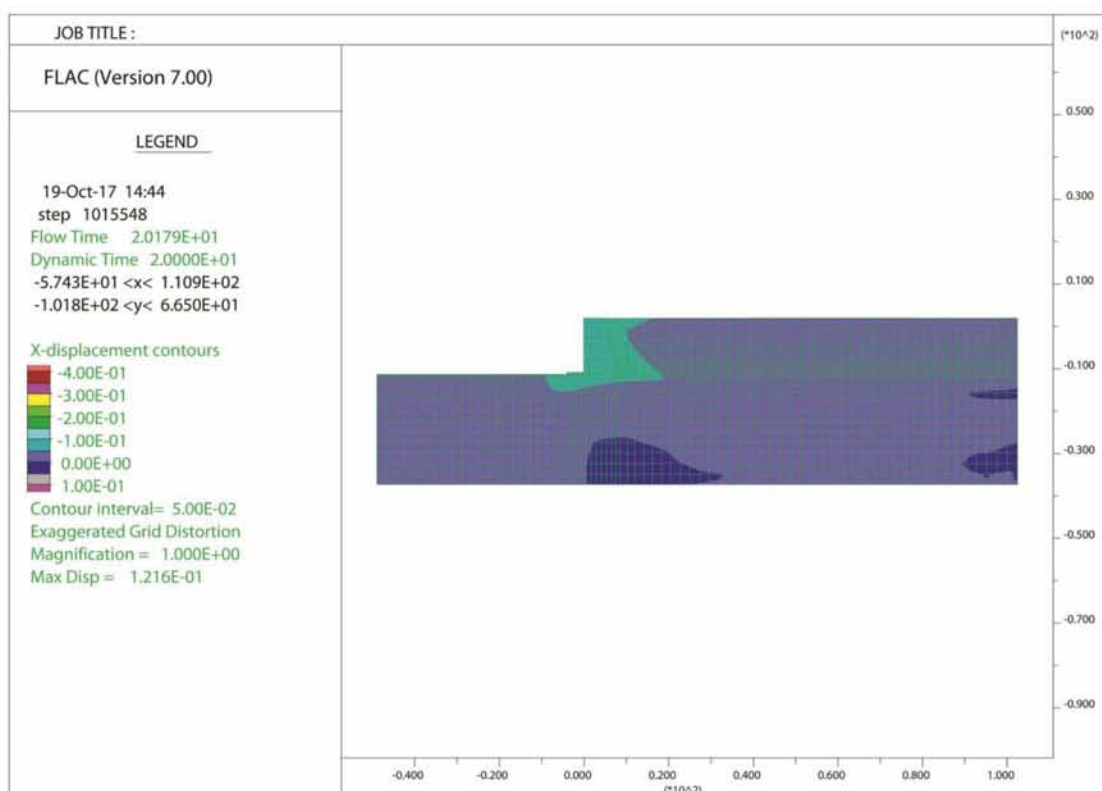
Παρουσιάζονται παρακάτω οι μετατοπίσεις και οι υπερπιέσεις πόρων που προέκυψαν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα που εκφράζουν την ποσοτική εξέλιξη των φαινομένων που προκαλούνται από τον σεισμό με την αύξηση της έντασης

5.4.1 ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ, ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ 0.1 G

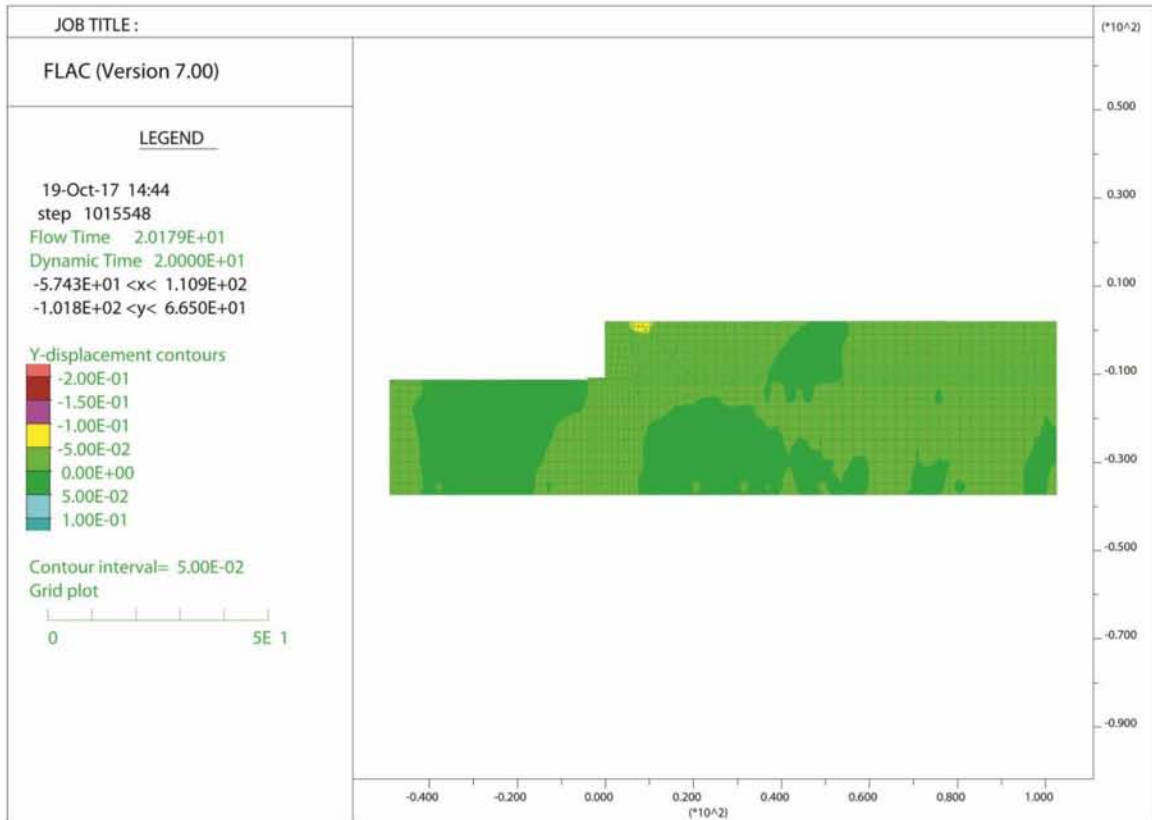
Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας και μέγιστη επιτάχυνση 0.1 g. Στα Σχήματα 5.4.1.1 έως 5.4.1.2 δίδονται οι παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.4.1.3 έως 5.4.1.4 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στη γωνία του τοίχου και στροφής του τοίχου. Τέλος στα Σχήματα 5.4.1.5 έως 5.4.1.7 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

1. Αναπτύσσονται μικρές θετικές υπερπίεσεις πόρων στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από τον τοίχο. Γενικά κατά την διάρκεια του σεισμού, στην περιοχή του τοίχου επικρατούν οι αρνητικές πιέσεις.
2. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις φτάνουν το πολύ στα 8 cm στη γωνία του τοίχου, ενώ οι καθιζήσεις δεν ξεπερνούν τα 5 εκατοστά. Ο τοίχος στρέφεται κατά 0.1°.

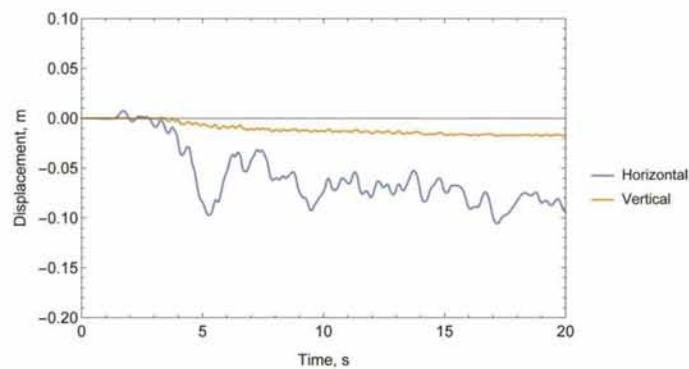
Μετατοπίσεις



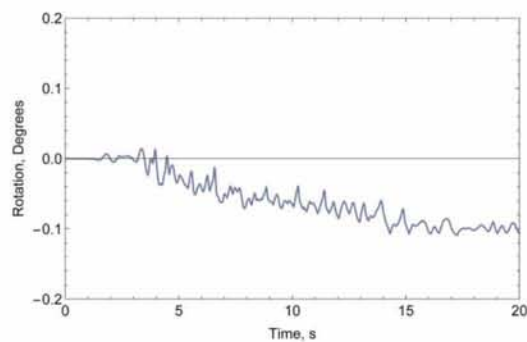
Σχήμα 5.4.1.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1 g)



Σχήμα 5.4.1.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)

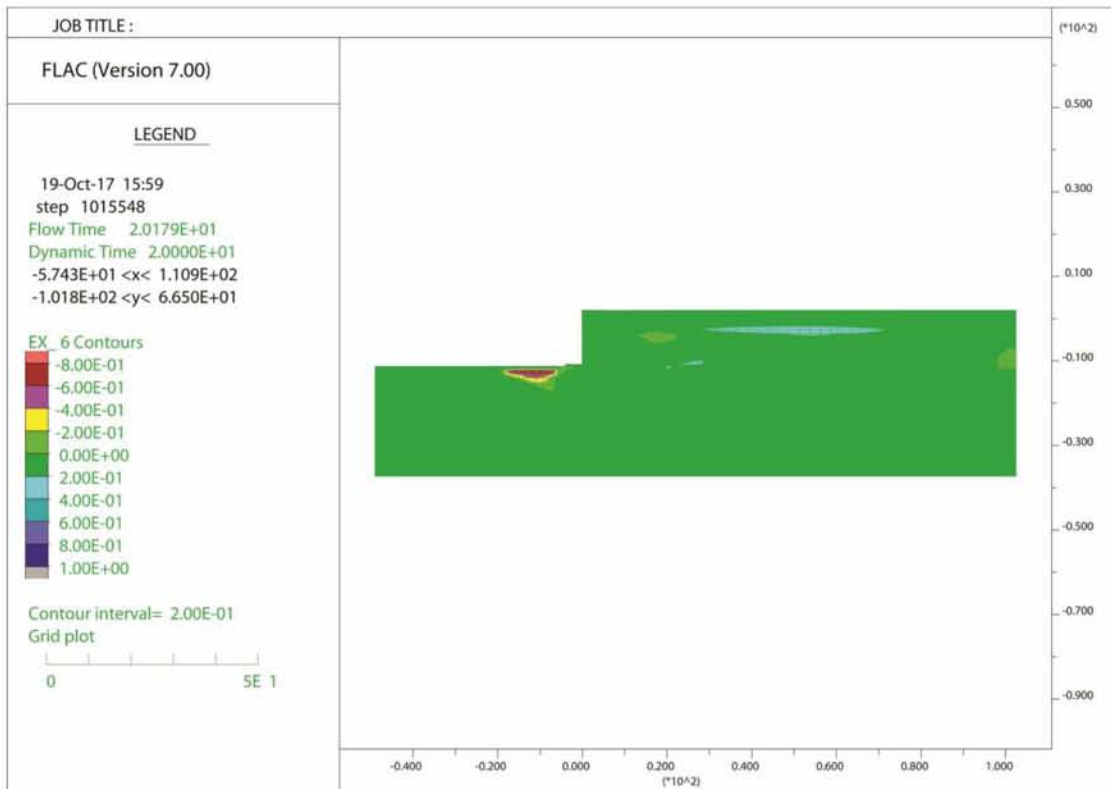


Σχήμα 5.4.1.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)

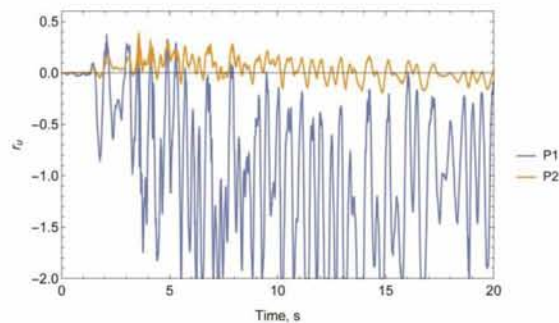


Σχήμα 5.4.1.4 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)

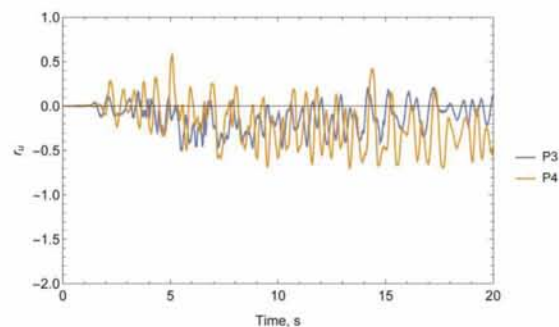
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.4.1.5 Κατανομή λόγω υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)



Σχήμα 5.4.1.6 Χρονοϊστορία λόγω υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)



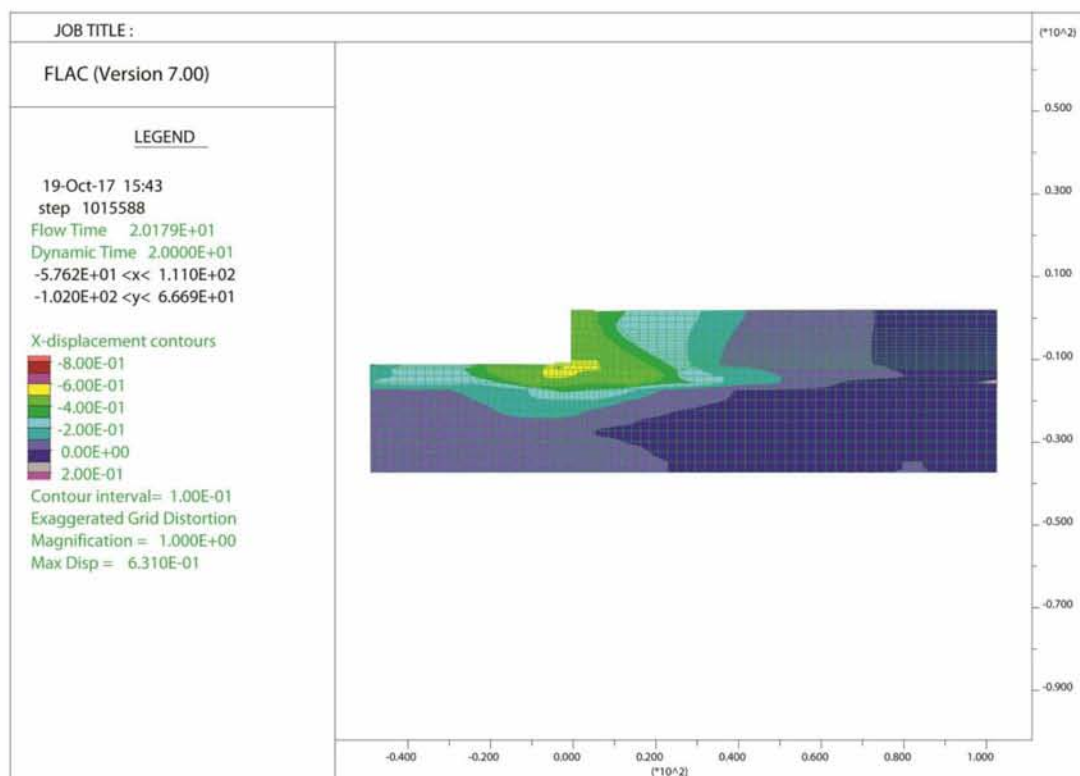
Σχήμα 5.4.1.7 Χρονοϊστορία λόγω υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.1g)

5.4.2 ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ, ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ 0.3 G

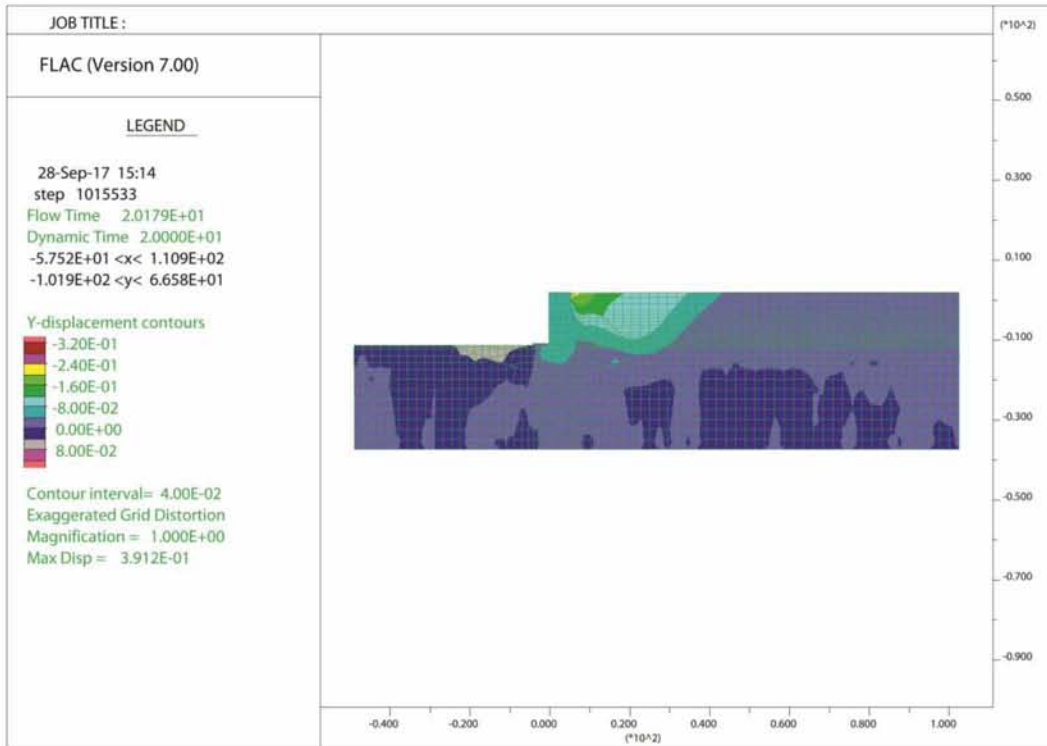
Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας και μέγιστη επιτάχυνση 0.3 g. Στα Σχήματα 5.4.2.1 έως 5.4.2.2 δίδονται οι παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.4.2.3 έως 5.4.2.4 δίδονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στη γωνία του τοίχου και στροφής του τοίχου. Τέλος στα Σχήματα 5.4.2.5 έως 5.4.2.7 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι:

1. Αναπτύσσονται θετικές υπερπίεσεις πόρων κάτω από τον τοίχο ενώ το ελεύθερο πεδίο και μπροστά από τον τοίχο είναι αρνητικές.
2. Η γωνία του τοίχου μετακινήθηκε 46 cm προς τη θάλασσα, ο τοίχος υπέστη καθίζηση 8 cm και στράφηκε αυτή τη φορά προς το επίχωμα κατά 0.2° .
3. Το επίχωμα υπέστη καθίζηση 43 cm.
4. Στο έδαφος μπροστά από τον τοίχο παρατηρείται ανύψωση 8 εκατοστά.
5. Το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο υπέστη καθίζηση 5 cm.

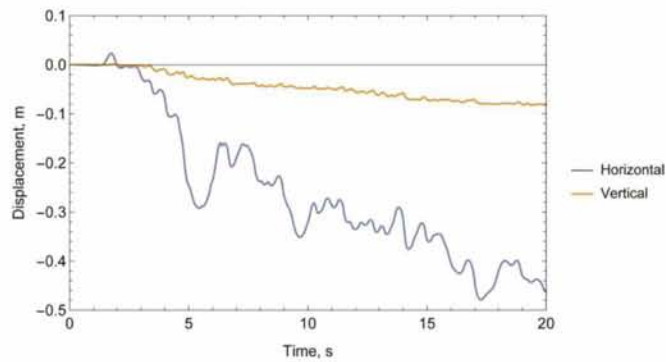
Μετατοπίσεις



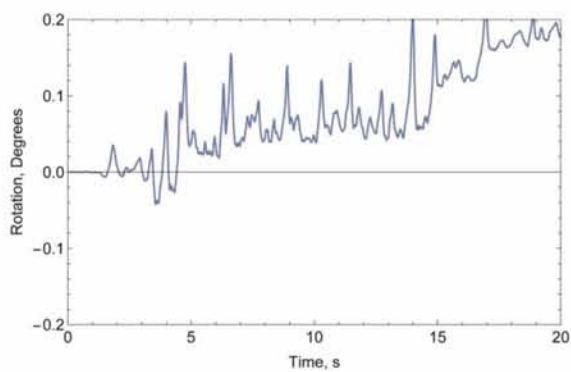
Σχήμα 5.4.2.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)



Σχήμα 5.4.2.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)

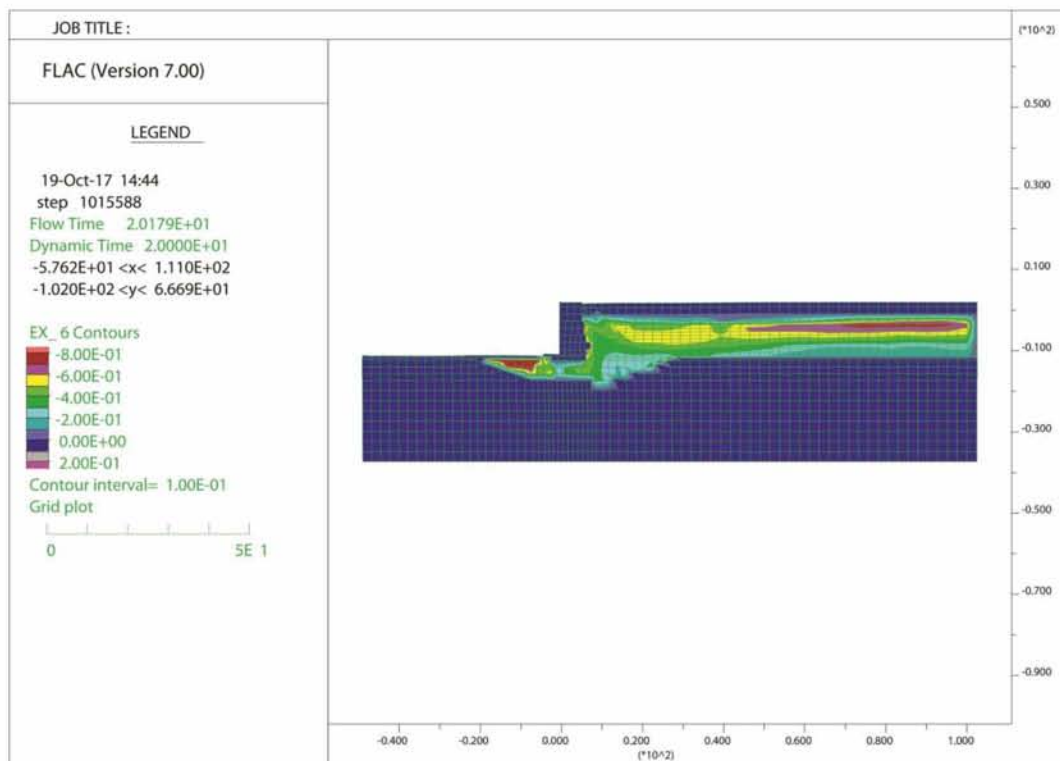


Σχήμα 5.4.2.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)

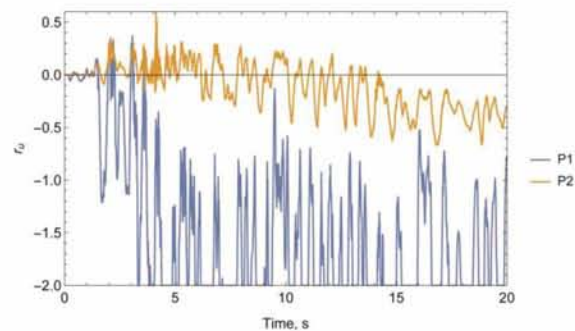


Σχήμα 5.4.2.4 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)

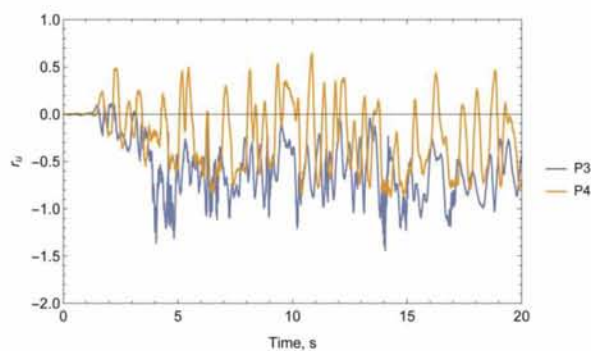
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.4.2.5 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)



Σχήμα 5.4.2.6 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)



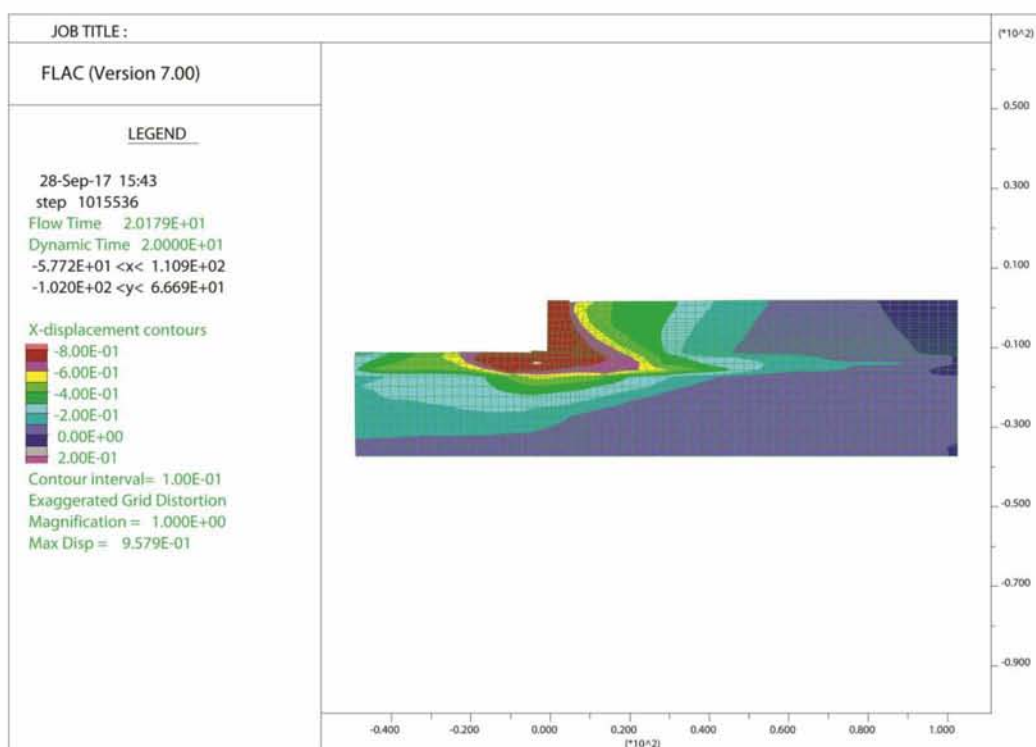
Σχήμα 5.4.2.7 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.3g)

5.4.3 ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ, ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ 0.4 G

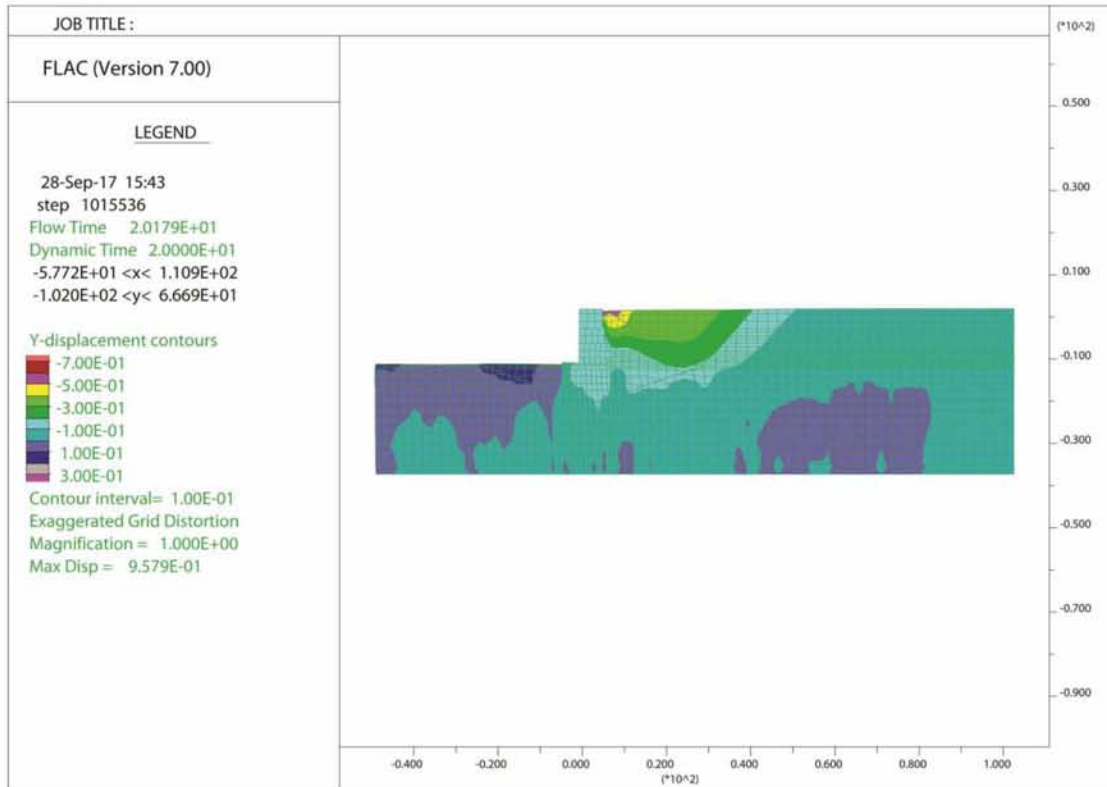
Στην συνέχεια παρουσιάζονται αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας και μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g. Στα Σχήματα 5.4.4.1 έως 5.4.4.2 δίδονται οι παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις του κρηπιδοτοίχου και εδάφους. Στα Σχήματα από 5.4.4.3 έως 5.4.4.4 δίδονται οι χρονοιστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στη γωνία του τοίχου και στροφής του τοίχου. Τέλος στα Σχήματα 5.4.4.5 έως 5.4.4.7 δίδεται η κατανομή της πίεσης πόρων και οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης.

1. Οι μετακινήσεις του τοίχου είναι 70 cm οριζόντια προς τη μεριά της θάλασσας και κατακόρυφα 12 cm. Στρέφεται προς το αντιστηριζόμενο έδαφος κατά 0.3° .
2. Το επίχωμα υπέστη καθίζηση 65 cm. Στο ελεύθερο πεδίο η καθίζηση προκύπτει ίση με 10 cm.
3. Το έδαφος μπροστά από τον τοίχο ανυψώθηκε κατά 10 cm.
4. Οι παραμένουσες πιέσεις των πόρων είναι αρνητικές μετά το πέρας της φόρτισης στο ελεύθερο πεδίο και μπροστά από τον τοίχο.

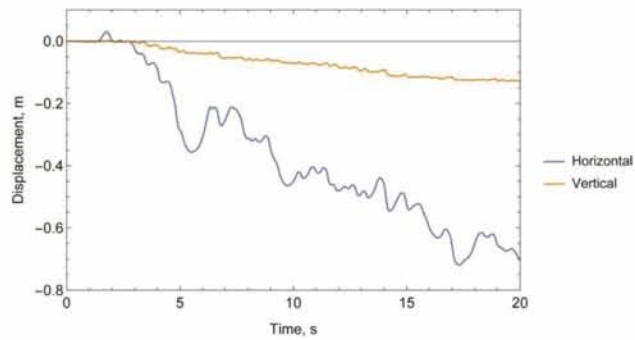
Μετατοπίσεις



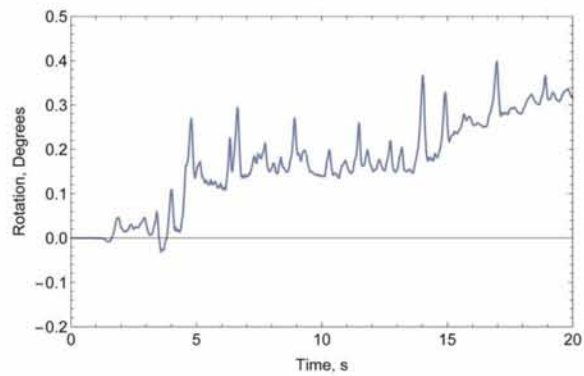
Σχήμα 5.4.3.1 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)



Σχήμα 5.4.3.2 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων στο τέλος της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)

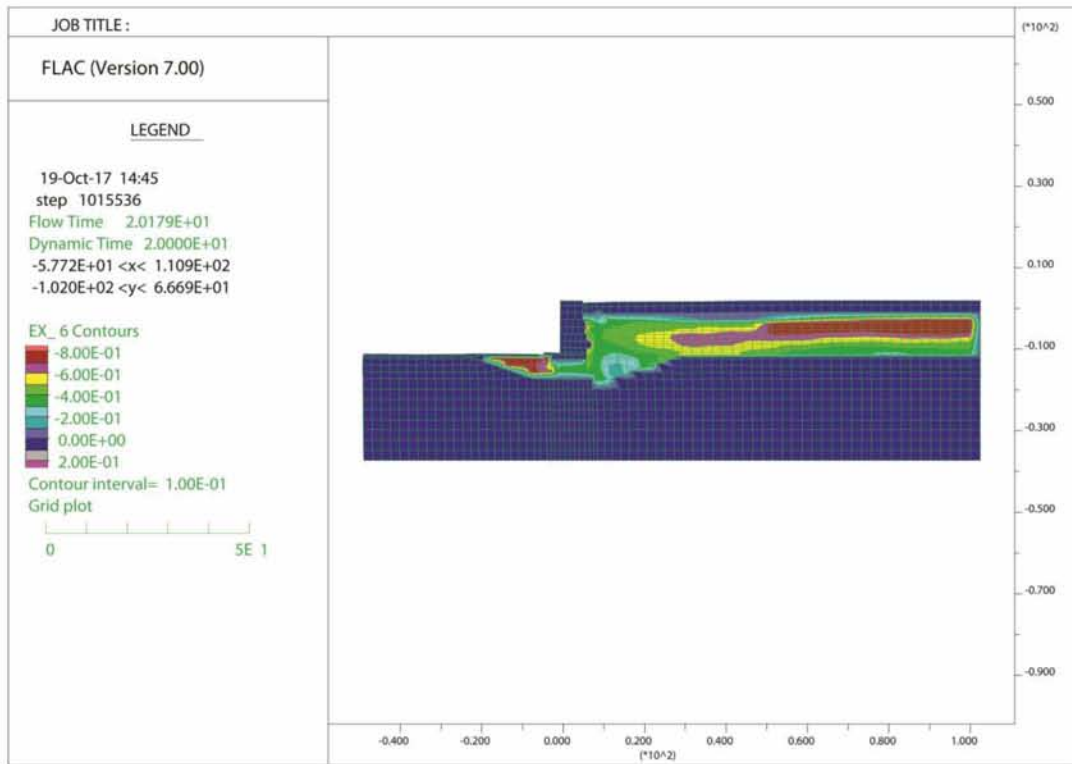


Σχήμα 5.4.3.3 Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην εξωτερική γωνία του τοίχου(σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)

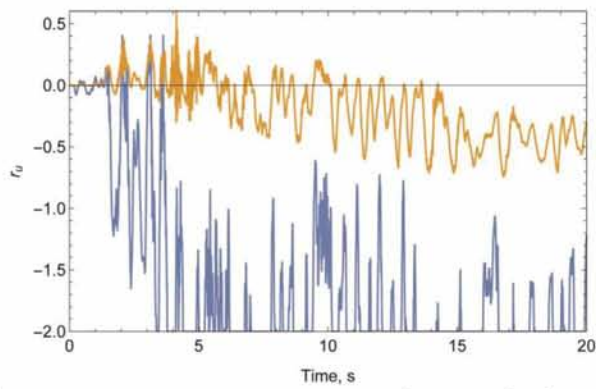


Σχήμα 5.4.3.4 Στροφή του τοίχου γύρω από τον κατακόρυφο άξονα (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)

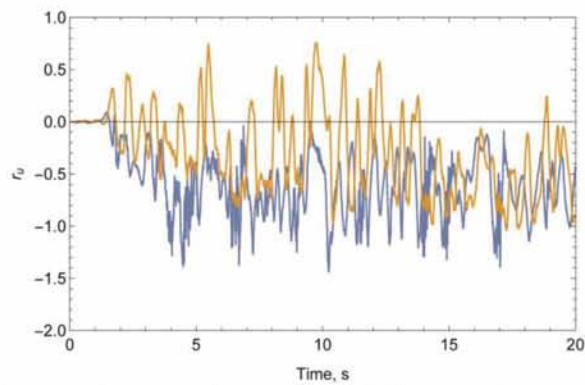
Πιέσεις πόρων



Σχήμα 5.4.3.5 Κατανομή λόγου υπερπίεσης των πόρων μετά το πέρας της διέγερσης (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)



Σχήμα 5.4.3.6 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στη θεμελίωση μπροστά και κάτω από τον τοίχο (P1 και P2 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)



Σχήμα 5.4.3.7 Χρονοϊστορία λόγου υπερπίεσης των πόρων που αναπτύχθηκαν στο μέσο της στρώσης άμμου πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο (P3 και P4 αντίστοιχα) (σεισμική διέγερση Λευκάδας 0.4g)

5.4.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

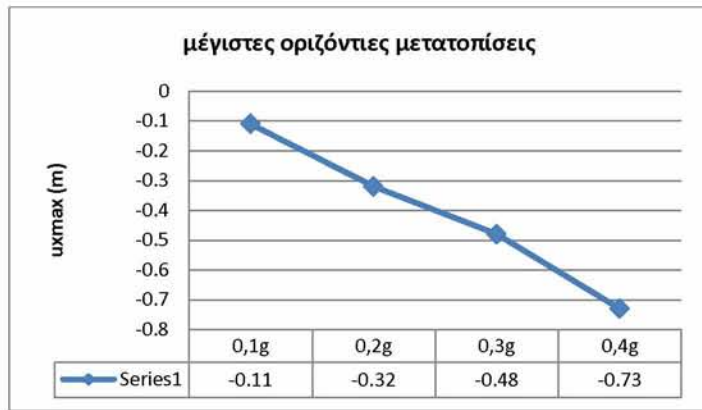
Όσον αφορά τις μετατοπίσεις στην μεγαλύτερη επιτάχυνση (0.4 g) η θετική στροφή (0.4 °) σε συνδυασμό με τη κατανομή των μετακινήσεων μαρτυρά ότι ο τοίχος μαζί με το έδαφος που το περιβάλλει μετακινούνται προς τη θάλασσα την ώρα που το αντιστηριζόμενο έδαφος καθιζάνει ενώ ο τοίχος στρέφεται προς αυτό. Δεν υπάρχει ολίσθηση του τοίχου επί της θεμελίωσης. Η οριζόντια μετατόπιση φτάνει τα 80 cm στη βάση του και η καθίζηση του επιχώματος τα 65 cm. Ταυτόχρονα παρατηρείται ανύψωση του εδάφους της θεμελίωσης μπροστά στον τοίχο περίπου 15 cm. Αυτό συμβαίνει διότι ο τοίχος στρέφεται εισχωρώντας στο έδαφος και αναγκάζοντάς το να μετακινηθεί προς τα έξω.

Αναπτύσσονται θετικές υπερπίεσεις πόρων στο έδαφος κάτω από τη θεμελίωση ($r_u=0.4$) και αρνητικές μπροστά από τον τοίχο αλλά ακόμα και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Αναμφίβολα η μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα είναι αυτή που αποτρέπει την ανάπτυξη θετικών υπερπίεσεων πόρων στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Όμως μειωμένες πιέσεις πόρων εμφανίζονται ακόμη και για μικρή ένταση σεισμού όπου η μετακίνηση του τοίχου είναι πολύ μικρή. Πράγματι, η συμπεριφορά είναι παρόμοια και στις μικρότερες εντάσεις σεισμών αλλά τα μεγέθη φυσικά είναι μικρότερα με τη διαφορά ότι στην μικρή επιτάχυνση (0.1 g) παρατηρούνται θετικές υπερπίεσεις πόρων κοντά στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους. Αυτό οφείλεται στο ότι στις μεγαλύτερες εντάσεις σεισμών η προς την θάλασσα μετατόπιση της κατασκευής και του εδάφους είναι εντονότερη. Οι αδρανειακές δυνάμεις του κρηπιδότοιχου είναι μεγαλύτερες και έτσι το αντιστηριζόμενο έδαφος το οποίο είναι κορεσμένο με νερό και άρα και το νερό των πόρων «έλκεται» από τον τοίχο μην προλαβαίνοντας να αναπτύξει θετικές υπερπίεσεις πόρων.

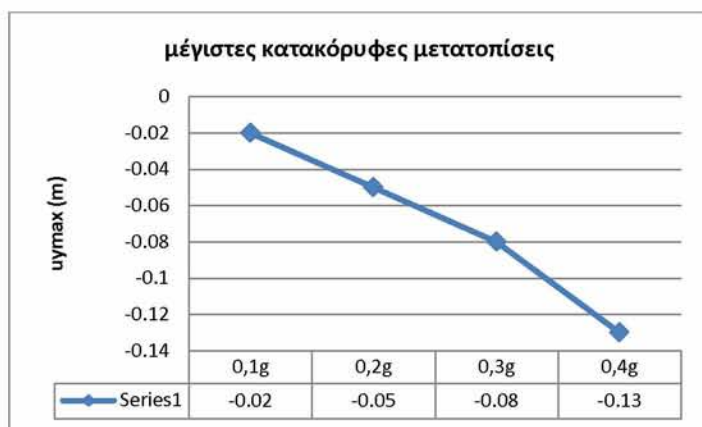
Στα Σχήματα 5.4.4.1 έως 5.4.4.7 φαίνεται η εξέλιξη των μεγεθών της απόκρισης του κρηπιδότοιχου όσο αυξάνεται η ένταση του σεισμού.

Οι σχέσεις έντασης σεισμού-μετακινήσεων φαίνεται να είναι σχεδόν γραμμικές. Θετικές υπερπίεσεις πόρων εμφανίζονται μόνο στη πολύ χαμηλή ένταση, στις υπόλοιπες περιπτώσεις έχουμε διασταλτική συμπεριφορά στο έδαφος. Αυτό σχετίζεται με τον τρόπο που αλληλεπιδρά το έδαφος με τον τοίχο αλλά και με το γεγονός ότι η άμμος είναι ήδη αρκετά πυκνή.

Η στροφή του τοίχου είναι αρνητική (ο τοίχος στρίβει προς τα έξω) στις μικρότερες εντάσεις σεισμών και θετική (ο τοίχος στρίβει προς το αντιστηριζόμενο έδαφος) στις μεγαλύτερες εντάσεις σεισμών.



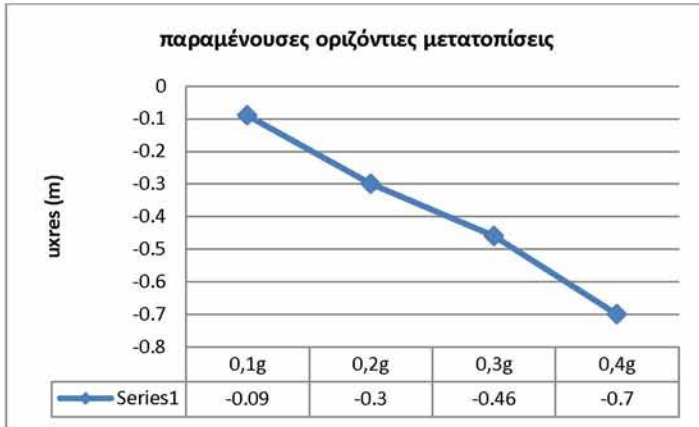
Σχήμα 5.4.4.1 εξέλιξη της μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης της άνω αριστερά γωνίας τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



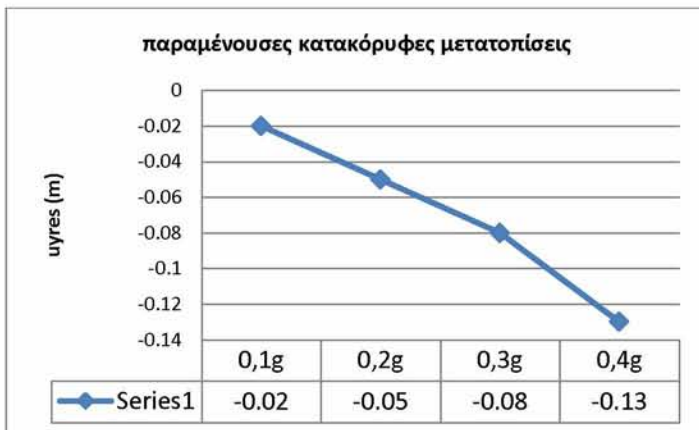
Διάγραμμα 5.4.4.2 εξέλιξη της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης του τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



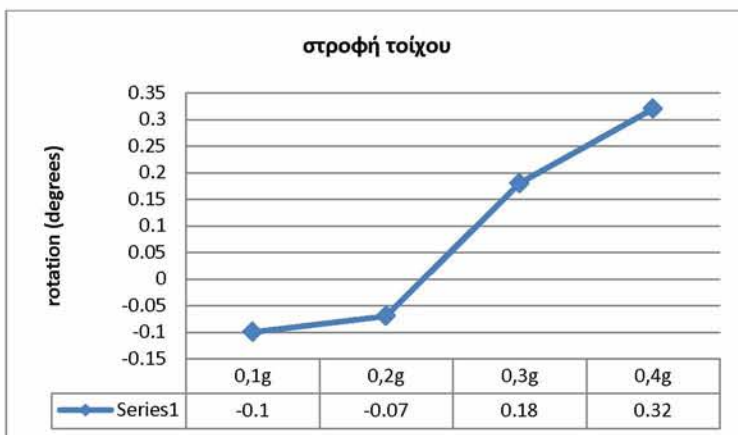
Διάγραμμα 5.4.4.3 εξέλιξη της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης απόκρισης στη γωνία τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



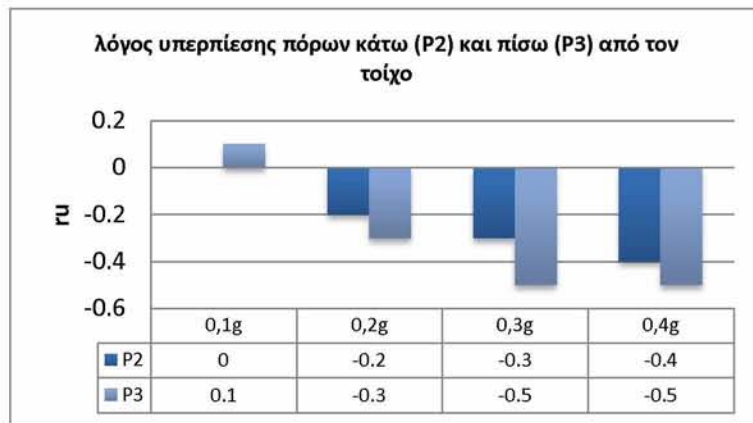
Διάγραμμα 5.4.4.4 εξέλιξη της παραμένουσας οριζόντιας μετακίνησης του τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



Διάγραμμα 5.4.4.5 εξέλιξη της παραμένουσας κατακόρυφης μετακίνησης του τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



Διάγραμμα 5.4.4.6 εξέλιξη της στροφής του τοίχου με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.



Διάγραμμα 5.4.4.7 εξέλιξη της τιμής του παραμένοντα λόγου υπερπίεσης πόρων σε σημεία του εδάφους κάτω P1 και πίσω P2 από τον τοίχο με την αύξηση της έντασης του επιβαλλόμενου σεισμού.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη διπλωματική εργασία εξετάστηκε η απόκριση του κρηπιδότοιχου της κεντρικής προβλήτας του λιμένα Βόλου. Ελέγχθηκε με τη χρήση προσομοιώματος σε πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών η απόκρισή του σε πέντε καταγεγραμμένες σεισμικές διεγέρσεις και σε 4 διαφορετικές εντάσεις της ίδιας διέγερσης. Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

1. Ο κρηπιδότοιχος αποκρίνεται ικανοποιητικά στην ένταση του σεισμού που ορίζεται από τον ευρωκώδικα.
2. Μετά από σύγκριση με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από επίλυση με τη προχωρημένη μέθοδο χρήση τροποποιημένου μοντέλου Pastor, το καταστατικό μοντέλο Finn το οποίο υπάρχει εγκατεστημένο στο λογισμικό FLAC 2D φαίνεται να δίνει ικανοποιητικά ρεαλιστικές τιμές για τις σεισμικές μετατοπίσεις. Οι πιέσεις πόρων με το μοντέλο Finn είναι πιο μικρές από τις αντίστοιχες του προσομοιώματος Pastor *et al.* (1990) αλλά αυτό εν μέρει αποδίδεται στην μικρότερη σχετική πυκνότητα που έχει χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση των Ντακούλα και Βαζούρα (2016).
3. Ακόμη και σε υψηλές σεισμικές εντάσεις, η συμπεριφορά του κρηπιδότοιχου είναι τέτοια ώστε δεν προκύπτει πλήρης καταστροφή του.

Προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση

1. Έχει μεγάλο ενδιαφέρον να γίνει επιβεβαίωση του μοντέλου του Finn-Byrne με την χρήση πραγματικών πειραματικών δεδομένων από ανακυκλικές δοκιμές σε διάφορες σχετικές πυκνότητες ώστε να επαληθευθεί η συμπεριφορά του ως προς την ανάπτυξη πίεσης πόρων.
2. Η επιρροή της πυκνότητας του εδάφους στην απόκριση του μοντέλου είναι ένα ερώτημα που αξίζει να απαντηθεί. Θα μπορούσε να γίνει μια ανάλυση του ίδιου μοντέλου αλλά με πιο πυκνά και πιο χαλαρά εδάφη θεμελίωσης. Με αυτόν τον τρόπο θα μπορούσαν να προσδιοριστούν οι ιδανικές συνθήκες συμπίκνωσης που βελτιστοποιούν την απόκριση του κρηπιδότοιχου. Επίσης θα φαινόταν ίσως με περισσότερη σαφήνεια ο ρόλος της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων πίσω από τον τοίχο και στη βάση του.
3. Ενδιαφέρουσες πληροφορίες θα μπορούσαν επίσης να μας δώσουν παραμετρικές αναλύσεις με διαφοροποίηση του πάχους της εξυγιαντικής στρώσης αμμοχάλικου που αντικαθιστά το αργιλώδες υπόβαθρο κάτω από τον κρηπιδότοιχο.

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ξένη Βιβλιογραφία

- [1] Byrne P. M. (1991), “A Cyclic Shear-volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand”, In *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri, paper no. 1.24*
- [2] Coulomb C. A., Essai sur une application des maximis et minimis a quelques problems de statique relatifs a l'architecture, vol. 7, Memoires de l'Academie Royal Pres Divers Savants, Paris, France, 1776.
- [3] Dakoulas P., P.Vazouras (2016), “Seismic Performance Assessment of a Quay Wall”, In *ICONIC2016, First International Conference on Natural Hazards & Infrastructure, Greece*
- [4] Dakoulas P. and G. Gazetas (2005), “Seismic Effective-Stress Analysis of Caisson Quay Walls: Application to Kobe”, In *Soils and Foundations Vol. 4, No 4, Japanese Geotechnical Society, Elsevier*
- [5] Dakoulas P. and G. Gazetas (2008), “Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls”, In *Géotechnique 58, No 2, 95-111*
- [6] Gazetas G., I. Anastasopoulos, and P. Dakoulas, ”Failure of Harbor Quay Wall in the Lefkada 2003 Earthquake”
- [7] Itasca (2004), FLAC User’s Guide, Version 4.0, *Itasca Consulting Group Inc, Minnesota, USA.*
- [8] Iai S., K. Ichii, H. Liu & T. Morita (1998), “Effective Stress Analysis of Port Structures”, In *Special issue of soils and foundations, 97-114, Jan.1998, Japanese Geotechnical Society*
- [9] Iai S., K. Ichii, H. Liu & T. Morita (1996), “Analysis of Damage to Quay Walls Suring 1995 Great Hanshin Earthquake, Japan”, In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 444.*
- [10] Inagaki H., S. Iai, T. Sugano, H. Yamazaki & T. Inatomi (1996), Performance of caisson type quay walls at Kobe port. *Special issue of soils and foundations, 119-136, Jan.1996, Japanese Geotechnical Society*
- [11] Kramer S. L., “Geotechnical Earthquake Engineering”, *Prentice Hall, USA, 1996.*
- [12] Pain A., D. Choudhury & S. K. Bhattacharyya (2017), “Seismic Rotational Stability of Gravity Retaining Walls by modified Pseudo Dynamic Method”, In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 94 (2017) 244–253*

- [13] Mononobe N. and H. Matsuo, "On the determination of earth pressures during earthquakes," in *Proceedings of the World Engineering Congress*, p. 9, Tokyo, Japan, 1929.
- [14] Nakamura, S. (2006), "Re-examination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests." *Soils and foundations*, 46(2), 135-146.
- [15] Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. & Chan, A. C. H. (1990), "Generalized Plasticity and the model of soil behavior." *Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech.* 14, No. 3, 151-190.
- [16] Prakash S., V. K. Puri and S. Kumar (2012), "Displacement Based Design of Retaining Walls", In *II International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering May 2012, 28-30 - Taormina, Italy*
- [17] Rankine W., "On the stability of loose earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, vol. 147, pp. 9-27, 1857
- [18] Okabe S., "General theory of earth pressures," *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*, vol. 12, no. 1, 1926.
- [19] Scawthorn Ch. And P.I. Yanev (1995), "Preliminary report 17 January 1995, Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake", In *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 3, pp 146-157, 1995, USA
- [20] Seed and Whitman
- [21] Towhata I., Md. J. Alam, Ts. Honda & S. Tamate (2009), "Model Tests on Behaviour of Gravity-Type Quay Walls Subjected to Strong Shaking", In *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.42, No 1, March 2009
- [22] Tokimatsu, K. and Seed, H.B., "Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking", In *Journal of Geotechnical Eng., ASCE*, 1987, Vol. 133, No. 8, pp 861-878.
- [23] Tsai Chi-Chin and erik J. Newman, "Wedge size issues on calculating seismically induced lateral earth pressure for retaining structures-an overview and a simple approach.", In *Journal of GeoEngineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 45-53, August 2014
- [24] Whitman R. V. (1991), "Seismic Design of Earth Retaining Structures.", In *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*, USA.

Ελληνική Βιβλιογραφία

- [1] Καλλιόγλου Π. (2014), "Ειδικά θέματα γεωτεχνικής μηχανικής", Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος
- [2] Καλλιόγλου Π. (2014), "Εργαστήριο Γεωτεχνικής Μηχανικής", Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος
- [3] Κωμοδρόμος Α. Μ.(2012), "Θεμελιώσεις Αντιστηρίξεις", *Εκδόσεις Κλειδάριθμος*
- [4] Μέμος Κ. (2013), "Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα", *Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα*

- [5] Πιτιλάκης Κ. Δ., “Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική”, *Εκδόσεις Ζήτη, Αθήνα*
- [6] Πιτιλάκης Κ.Δ. , Δ.Γ. Ραπτάκης, Κ.Α. Μάκρας, Φ. Βελδεμίρη, Θ. Τίκα, , Α. Αναστασιάδης, Ν. Χατζηνικολάου, “Γεωτεχνικός Χάρτης και Μικροζωνική Μελέτη Πολυεδομικού Συγκροτήματος Βόλου-Ν. Ιωνίας” , *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, 29/09 – 1/10 2010, Βόλος*
- [7] Τασιοπούλου Π., Ν. Γερολύμος, Γ. Γκαζέτας, “Δυναμική Ανάλυση Ενεργών Τάσεων Κρηπιδότοιχου Βαρύτητας Πολλαπλών Τεμαχών: Εφαρμογή στον Λιμένα Πειραιώς”, *7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα*

Internet

- [1] <http://www.iv-groep.nl>
- [2] <http://www.concrib.com.au>
- [3] <https://www.research.engineering.ucdavis.edu>
- [4] <http://www.npp.com.qa>
- [5] <http://www.gredass.unife.it>