



Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας  
Πολυτεχνική Σχολή  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Διπλωματική εργασία

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΛΙΜΕΝΙΚΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΜΟΝΙΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ

Ειρήνη Χριστοφορίδου

Επιβλέπων Καθηγητής: Παναγιώτης Ντακούλας

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

Βόλος, Ιούνιος 2019



© 2019 Ειρήνη Χριστοφορίδου

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)



**Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής την 19<sup>η</sup> Ιουνίου  
2019:**

Πρώτος Εξεταστής (Επιβλέπων) Δρ. Παναγιώτης Ντακούλας  
Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο  
Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Δρ. Πολυξένη Καλλιόγλου  
Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο  
Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής Δρ. Γεώργιος Εφραιμίδης  
Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας



## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στη πραγματοποίηση αυτής της εργασίας. Πρώτον από όλους τον καθηγητή μου και επιβλέποντα αυτής της εργασίας κ. Πάναγιώτη Ντακούλα για την καθοδήγησή του και τις γνώσεις που μου μετέδωσε πάνω σε αυτό το θέμα. Έπειτα θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές μου κ. Πολυξένη Καλλιόγλου και κ. Γεώργιο Εφραιμίδα που δέχτηκαν να συμμετέχουν ως μέλη της εξεταστικής επιτροπής.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου για τη στήριξη που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.





## Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την διερεύνηση βέλτιστων μεθόδων ενίσχυσης υπαρχόντων και νέων λιμενικών κρηπιδοτοίχων (σπονδυλωτού τύπου) για τον περιορισμό των μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων μέσω προχωρημένων προσομοιώσεων με ανάλυση ενεργών τάσεων. Συγκεκριμένα, μελετάται η επίδραση δύο παραμέτρων για τον περιορισμό της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, της καθίζησης και της στροφής του κρηπιδοτοίχου. Οι παράγοντες αυτοί είναι: (α) η σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους και (β) η ενίσχυση του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη ομάδας πασσάλων είτε στο έδαφος θεμελίωσης είτε στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Η ανάλυση ενεργών τάσεων πραγματοποιείται με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων διαφορών FLAC. Για την ανακυκλική συμπεριφορά ρευστοποιήσιμων κοκκωδών εδαφών χρησιμοποιείται το απλουστευμένο καταστατικό προσομοίωμα Finn-Byrne. Παρουσιάζονται αποτελέσματα μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων, καθιζήσεων και στροφών του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους, με και χωρίς πασσάλους, για πέντε σεισμικές διεγέρσεις από ιστορικές καταγραφές. Τέλος, οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των αριθμητικών προσομοιώσεων καταδεικνύουν την επίδραση της ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου με ομάδα πασσάλων για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις.

## Abstract

This study focuses on the investigation of reinforcement methods for the limitation of the permanent seismic displacements in the existing or new multi-block quay walls. These methods are investigated using effective stress analysis. More specifically, the effect of two factors for the reduction of the wall's permanent horizontal displacement, settlement and rotation during a strong seismic excitation is being studied. These factors are: (a) the relative density of the foundation and backfill rockfill/sandy gravel and (b) the reinforcement of the quay wall with the addition of a pile group either in the foundation zone or in the backfill zone. The effective stress analysis is performed using the finite difference program FLAC. The simplified constitutive model Finn-Byrne is used for the cycling behavior of liquefiable granular soils. The results of the permanent horizontal displacement, settlement and rotation of the wall for different values of relative density of the foundation and backfill rockfill/sandy gravel and for five seismic excitations, with and without piles, are presented. In conclusion, comparison of the results demonstrate the effect of the reinforcement of the quay wall with a pile group for different values of relative density and different seismic excitations.



# Περιεχόμενα

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
1.1	ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	1
1.2	ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΩΝ .....	2
1.2.1	Κόμπε.....	2
1.2.2	Λευκάδα.....	3
1.2.3	Καλαμάτα.....	4
1.3	ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΛΙΜΑΝΙΑ .....	6
1.3.1	Πειραιάς.....	6
1.3.2	Θεσσαλονίκη.....	7
1.3.3	Καλαμάτα.....	7
1.3.4	Βόλος.....	8
1.4	ΣΤΟΧΟΣ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ .....	9
<b>2</b>	<b>ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....</b>	<b>11</b>
2.1	ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ FLAC .....	11
2.1.1	Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών .....	11
2.1.2	Άμεση (explicit) μέθοδος δυναμικής ανάλυσης.....	12
2.1.3	Εξίσωση κίνησης (ή ισορροπίας).....	13
2.1.4	Καταστατικές εξισώσεις.....	13
2.1.5	Συνοριακές συνθήκες.....	14
2.1.6	Δυναμική ανάλυση .....	14
2.1.6.1	Δυναμική φόρτιση και συνοριακές συνθήκες.....	14
2.2	ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	17
2.2.1	Καταστατικό μοντέλο Finn-Byrne .....	18
<b>3</b>	<b>Ο ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΒΟΛΟΥ .....</b>	<b>21</b>
3.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	21
3.2	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	22
3.3	ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΤΟΥ ΒΟΛΟΥ .....	25
<b>4</b>	<b>ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ.....</b>	<b>29</b>
4.1	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ .....	29
4.1.1	Γεωμετρία κρηπιδοτοίχου και εδαφικών στρώσεων .....	29
4.1.2	Καταστατικά μοντέλα - Ιδιότητες υλικών .....	30
4.1.3	Σεισμική διέγερση .....	32
4.2	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α.....	33

<b>4.3</b>	<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α*</b>	<b>36</b>
<b>4.4</b>	<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Β</b>	<b>37</b>
<b>5</b>	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ</b>	<b>39</b>
<b>5.1</b>	<b>ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ</b>	<b>39</b>
5.1.1	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου	39
5.1.2	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α	44
5.1.3	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β	49
5.1.4	Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου	54
<b>5.2</b>	<b>ΣΕΙΣΜΟΣ FRIULI</b>	<b>59</b>
5.2.1	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου	59
5.2.2	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α	61
5.2.3	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β	62
5.2.4	Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου	64
<b>5.3</b>	<b>ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΟΒΕ</b>	<b>67</b>
5.3.1	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου	67
5.3.2	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α	69
5.3.3	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β	70
5.3.4	Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου	72
<b>5.4</b>	<b>ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ</b>	<b>75</b>
5.4.1	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου	75
5.4.2	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α	77
5.4.3	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β	78
5.4.4	Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου	80
<b>5.5</b>	<b>ΣΕΙΣΜΟΣ NORTHRIDGE</b>	<b>83</b>
5.5.1	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου	83
5.5.2	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α	85
5.5.3	Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β	86
5.5.4	Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου	88

5.6	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α*	91
6	ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	95
6.1	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΟΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ	95
6.2	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ	98
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	101
8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	103



# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Όπως έχει συμβεί σε διάφορα ιστορικά περιστατικά οι αστοχίες που μπορούν να συμβούν στις υποδομές μιας πόλης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι ποικίλες. Ωστόσο, ιδιαίτερης σημασίας αποδεικνύονται οι βλάβες στους λιμενικούς κρηπιδότοιχους. Κι αυτό διότι το λιμάνι αποτελεί το οικονομικό κέντρο μιας ευρύτερης περιοχής και οποιαδήποτε βλάβη ή καταστροφή του κατά τη διάρκεια σεισμού επιδρά αρνητικά στην ομαλή λειτουργία της οικονομίας.

Παρατηρήσεις πεδίου από πολλούς σεισμούς έχουν καταδείξει ότι οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι μπορούν να υποστούν σημαντικές βλάβες ή πλήρη καταστροφή σε ισχυρή σεισμική δόνηση. Οι σεισμικές αυτές βλάβες εμφανίζονται με τη μορφή μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων, καθιζήσεων και στρωφών του κρηπιδοτόχου προς τη θάλασσα ή προς το αντιστηριζόμενο έδαφος. Στην καλύτερη κατανόηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς έχουν συμβάλει πειραματικές δοκιμές λιμενικών κρηπιδοτόχων υπό σεισμική διέγερση σε φυγοκέντρηση και σεισμική τράπεζα αλλά και προχωρημένες αριθμητικές αναλύσεις.

Στη συγκεκριμένη εργασία τίθεται το θέμα της σεισμικής συμπεριφοράς των λιμενικών κρηπιδοτόχων από ογκολίθους σκυροδέματος. Ιστορικά περιστατικά που καταδεικνύουν τη σεισμική συμπεριφορά αυτής της κατηγορίας των κρηπιδοτόχων είναι ο σεισμός της Χιλής (1985), του Κοτσαέλι της Τουρκίας (1999), της Καλαμάτας (1989), της Λευκάδας (2003), κλπ.

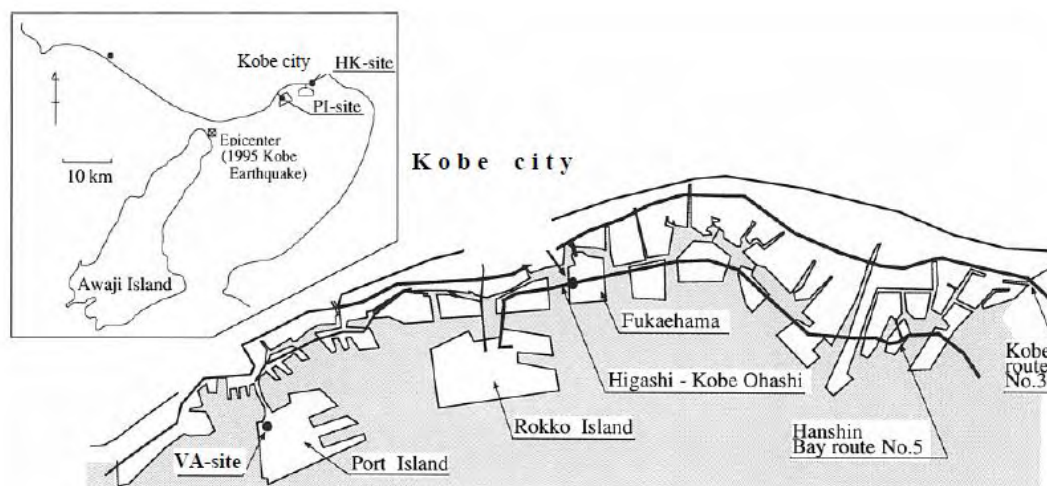
## 1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΩΝ

### 1.2.1 Κόμπε

Ένας από τους πιο πολυσυζητημένους και καταστροφικούς σεισμούς στην ιστορία είναι αυτός που συνέβη στο Κόμπε (1995) και αυτό λόγω των ανυπολόγιστων συνεπειών που προκάλεσε. Ο σεισμός Hyogo-ken-Nambu, με μέγεθος  $M_j=7.2$ , ξεκίνησε με μια διάρρηξη του ρήγματος στο νησί Awaji και συνέχισε μέχρι που έπληξε το Κόμπε, το δεύτερο μεγαλύτερο λιμάνι στην Ιαπωνία. Οι συνέπειες ήταν 6,000 άνθρωποι να χάσουν τη ζωή τους, 300,000 άνθρωποι να μείνουν άστεγοι και περίπου 150,000 κτίρια να υποστούν σοβαρή ζημία ή να καταστραφούν.

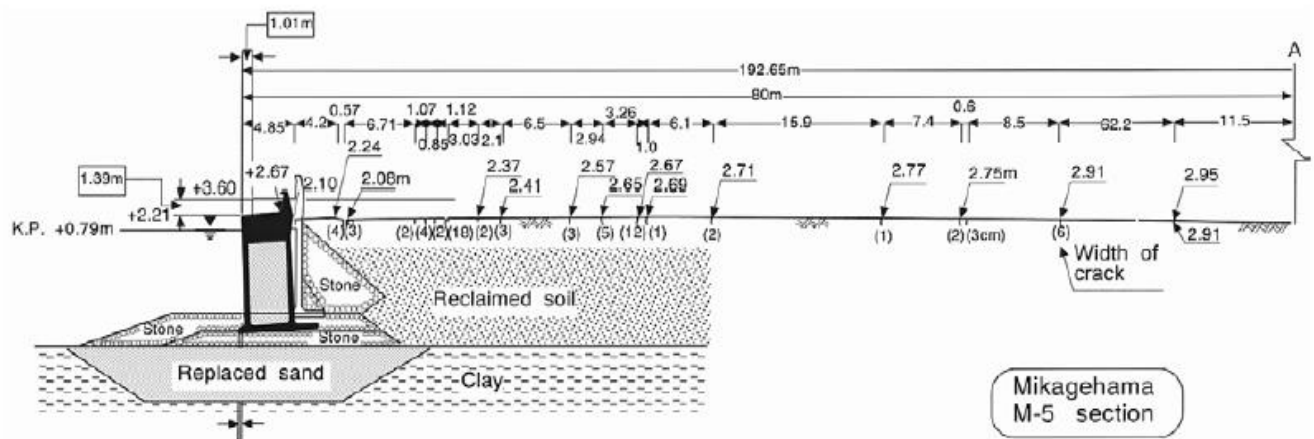
Ένα από τα χαρακτηριστικά γεωτεχνικού ενδιαφέροντος του σεισμού στο Κόμπε ήταν η εκτεταμένη ρευστοποίηση του εδάφους στην ακτή του Κόμπε. Η ρευστοποίηση αυτή προκάλεσε σημαντικές ζημιές στους λιμενικούς κρηπιδότοιχους, οι οποίοι υπέστησαν μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις προς τη θάλασσα περίπου 5 m, καθιζήσεις 2 m και στροφή 5° προς τη θάλασσα.

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι του Κόμπε ήταν κυψελωτοί τοίχοι βαρύτητας, κατασκευασμένοι από κιβώτια που είχαν πληρωθεί με τοπικά εδάφη και είχαν ύψος που κυμαίνονταν από 8 έως 18 m. Κατά την διάρκεια του σεισμού, οι κρηπιδότοιχοι αυτοί μετακινήθηκαν αρκετά μέτρα προς τη θάλασσα με αποτέλεσμα να προκληθεί οριζόντια εξάπλωση του αντιστηριζόμενου εδάφους πίσω από τους τοίχους. Αυτό είχε σαν συνέπεια οι θεμελιώσεις με πασσάλους ενός μεγάλου αριθμού κτιρίων να υποστούν κυκλικές και μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις και τελικά να αστοχήσουν. (Cubrinovsky et al, 2003)



Σχήμα 1.2.1: Η τοποθεσία του επικέντρου του σεισμού και η επισκόπηση του λιμανιού του Κόμπε (Cubrinovsky et al, 2003)





Σχήμα 1.2.2: Μόνιμες μετατοπίσεις του κρηπιδότοιχου και του εδάφους σε μια τυπική διατομή στο νησί Mikagehama. (Cubrinovsky et al, 2003)

## 1.2.2 Λευκάδα

Στις 14 Αυγούστου 2003 εκδηλώθηκε σεισμός, μεγέθους  $M_w = 6.4$  σε απόσταση 10 km από το κέντρο της Λευκάδας, ο οποίος προκάλεσε σοβαρές βλάβες στα λιμάνια του νησιού.

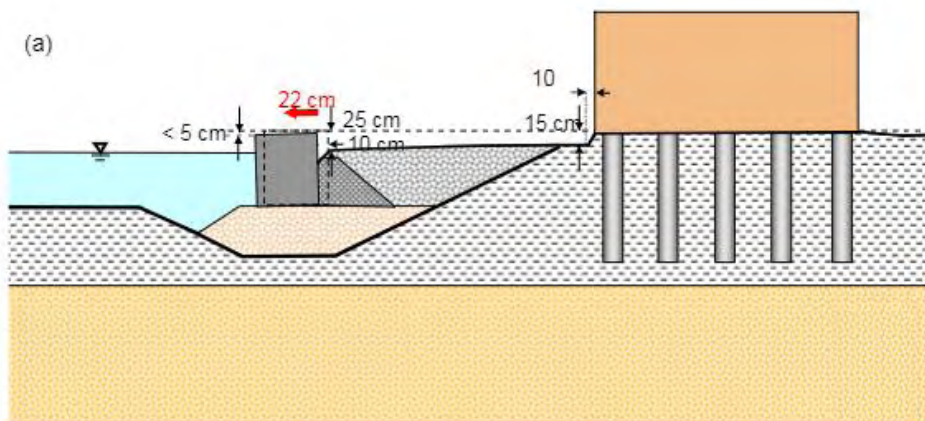
Η Λευκάδα, όντας μια πόλη με υψηλή σεισμική δραστηριότητα λόγω της εγγύτητας της στο ρήγμα της Κεφαλονιάς, έχει σχεδιαστεί ώστε να αντέχει σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις με μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού 0.36g. Ο σεισμός ωστόσο που έπληξε την πόλη είχε μέγιστη ενεργό επιτάχυνση 0.58g.

Οι αστοχίες που προκάλεσε ο σεισμός ήταν κυρίως γεωτεχνικές όπως κατολισθήσεις, ρευστοποίηση, πλευρική εξάπλωση και αστοχίες λιμενικών κρηπιδοτοιχών ενώ ελάχιστη βλάβη παρουσίασαν οι κατασκευές. Οι περισσότερες από τις ζημιές παρουσιάστηκαν στα παλαιά λιμάνια και περιλάμβαναν σημαντικές μετατοπίσεις, καθιζήσεις και πλευρική εξάπλωση.

Ωστόσο, η Μαρίνα αναψυχής της Λευκάδας, που μόλις είχε ολοκληρωθεί η κατασκευή της, εμφάνισε επίσης σοβαρές βλάβες. Ενδεικτικά, παρουσιάστηκε οριζόντια μετακίνηση των κρηπιδοτοιχών έως 25 cm, καθίζηση του αντιστηριζόμενου εδάφους και διαφορικές οριζόντιες μετατοπίσεις μεταξύ γειτονικών κιβωτίων κρηπιδοτοιχίου. (Gazetas et al, 2006)



Σχήμα 1.2.3: Μαρίνα της Λευκάδας (Gazetas et al, 2006)



Σχήμα 1.2.4: Καθίζηση και μετατόπιση κρηπιδοτοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους (Gazetas et al, 2006)

### 1.2.3 Καλαμάτα

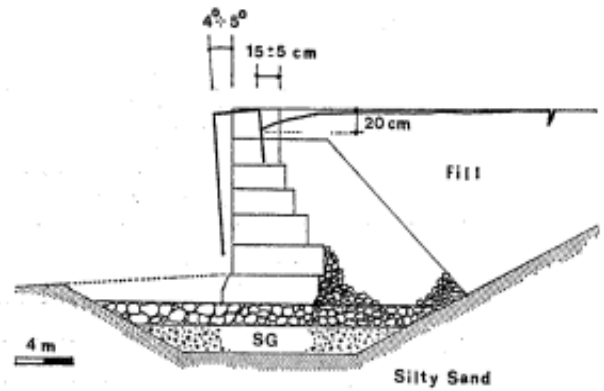
Ο σεισμός που εκδηλώθηκε στις 13 Σεπτεμβρίου 1986, με μέγεθος  $M_s = 6.2$ , κοντά στη πόλη της Καλαμάτας είχε σαν αποτέλεσμα το θάνατο 20 ανθρώπων και τη μερικώς ή ολική καταστροφή δεκάδων κτιρίων στην πόλη.

Η Καλαμάτα, πρωτεύουσα του νομού Μεσσηνίας, αποτελεί το λιμάνι της Μεσσηνίας και είναι χτισμένη πάνω σε φυσικές αποθέσεις ενός αποξηραμένου ποταμού. Αν και μικρός σε μέγεθος ο σεισμός της Καλαμάτας, προκάλεσε σοβαρές καταστροφές εξαιτίας της μικρής απόστασης της Καλαμάτας από το επίκεντρο του σεισμού.

Οι περισσότερες βλάβες λόγω του σεισμού επικεντρώθηκαν σε κάποιες περιοχές της Καλαμάτας και στο Ελεοχώρι, ένα χωριό σε απόσταση 7 km βορειοανατολικά της Καλαμάτας. Ο σεισμός αυτός έβλαψε κυρίως τα κτίρια με μια εξαίρεση να αποτελεί το λιμάνι της πόλης όπου ο λιμενικός κρηπιδότοιχος αποκολλήθηκε από το αντιστηριζόμενο έδαφος δημιουργώντας ρωγμές εύρους 5-10 cm. (Anagnostopoulos et al, 1987) Συγκεκριμένα, ο κρηπιδότοιχος μετακινήθηκε οριζόντια κατά  $15 \pm 5$  cm και στράφηκε προς τη θάλασσα κατά  $5^\circ$ . Επιπλέον, το αντιστηριζόμενο έδαφος κοντά στον τοίχο παρουσίασε καθίζηση 20 cm. (Pitilakis & Moutsakis, 1989)

Ενδεικτικά, από τα 9124 κτίρια της Καλαμάτας: 20% υπέστη σοβαρή βλάβη ή ολική καταστροφή, 16% υπέστη βλάβη αλλά μπορούσε να επιδιορθωθεί, 36% υπέστη ελαφριά ζημία και το 28% δεν ζημιώθηκε σημαντικά. Τα περισσότερα από τα κτίρια που υπέστησαν σοβαρές βλάβες ανήκαν στην κατηγορία των κτιρίων που αποτελούνταν από έναν ή δύο ορόφους με πέτρινη τοιχοποιία και αυτό λόγω της χαμηλής σεισμικής αντίστασης τους και της μηδενικής πλαστικότητας τους. (Anagnostopoulos et al, 1987)

(α)



Σχήμα 1.2.5: (α) Αποκόλληση του λιμενικού κρηπιδοτοίχου από το αντιστηριζόμενο έδαφος (Anagnostopoulos et al, 1987), (β) Μόνιμες μετακινήσεις κρηπιδοτοίχου (Pitilakis & Moutsakis, 1989)



Σχήμα 1.2.6: Κατάρρευση παλιού πέτρινου κτιρίου στην Καλαμάτα (Anagnostopoulos et al, 1987)



## 1.3 ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΛΙΜΑΝΙΑ

### 1.3.1 Πειραιάς

Το λιμάνι του Πειραιά αποτελεί το μεγαλύτερο λιμάνι στην Ελλάδα και ένα από τα μεγαλύτερα λιμάνια στην Ευρώπη. Περιλαμβάνει επιβατική αποβάθρα μήκους 2.8 km και βάθους έως και 11 m, η οποία είναι κατασκευασμένη από κυψελωτούς κρηπιδοτοίχους βαρύτητας.



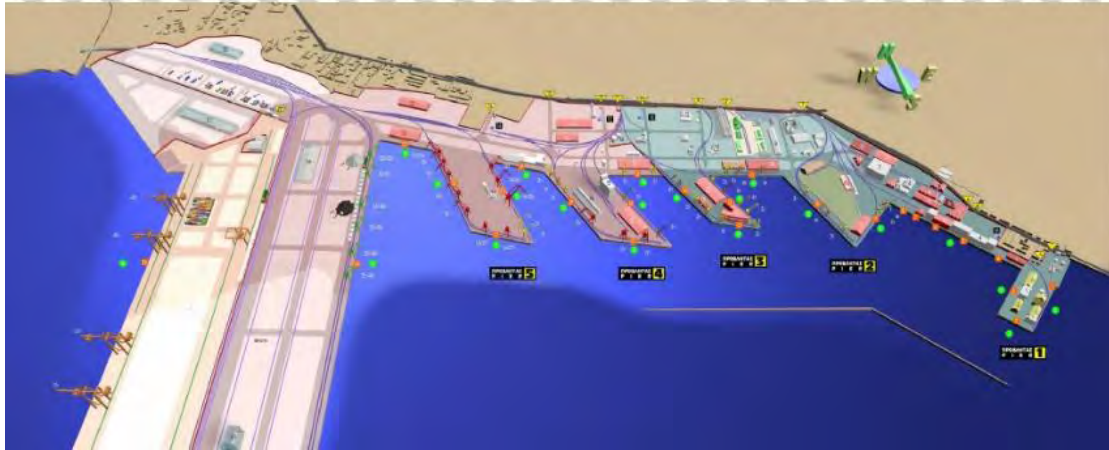
Σχήμα 1.3.1: Χάρτης λιμανιού Πειραιά με τις πύλες και τους σταθμούς (Πηγή: <https://www.travel.viva.gr>)



Σχήμα 1.3.2: Κατασκευή κυψελωτού κρηπιδοτοίχου στο λιμάνι του Πειραιά (Πηγή: <https://www.archimedes-sa.com>)

### 1.3.2 Θεσσαλονίκη

Το λιμάνι της Θεσσαλονίκης αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα λιμάνια της Ελλάδας και βρίσκεται στο εσωτερικό του κόλπου του Θερμαϊκού. Περιλαμβάνει 6 αποβάθρες που εκτείνονται σε μήκος 6,200 m και έχουν βάθος έως και 12 m. Οι αποβάθρες είναι κατά κύριο λόγο κατασκευασμένες από κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος (κυψελωτοί τοίχοι βαρύτητας).



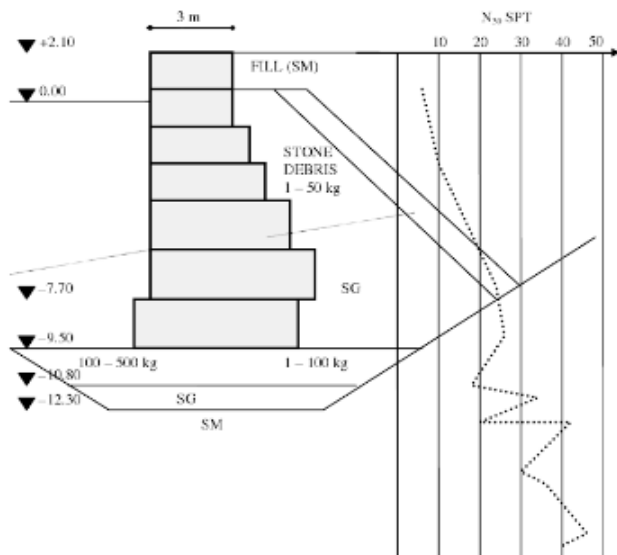
Σχήμα 1.3.3: Χάρτης λιμένα Θεσσαλονίκης (Πηγή: <https://www.thpa.gr>)

### 1.3.3 Καλαμάτα

Το λιμάνι της Καλαμάτας αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα λιμάνια της νότιας ηπειρωτικής Ελλάδας. Οι κρητιδότοιχοι του λιμανιού ανήκουν στη κατηγορία των κρητιδοτοιχών βαρύτητας που είναι κατασκευασμένοι από ογκολίθους σκυροδέματος.



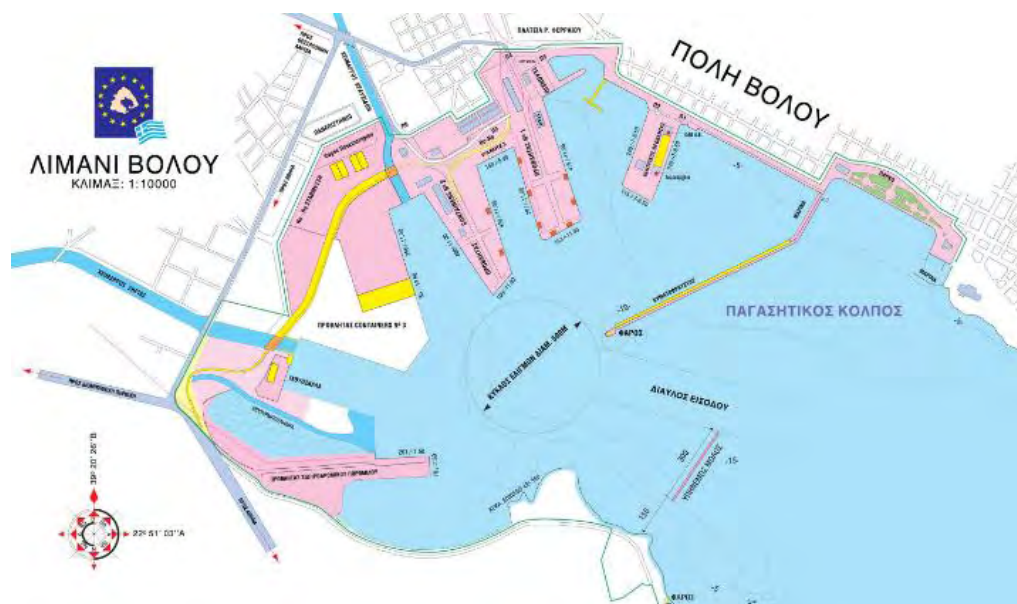
Σχήμα 1.3.4: Λιμάνι Καλαμάτας (Πηγή: <https://www.marinas.com>)



Σχήμα 1.3.5: Διατομή του λιμενικού κρηιδοτοίχου της Καλαμάτας (Srbulov, 2008)

### 1.3.4 Βόλος

Το λιμάνι του Βόλου αποτελεί και αυτό ένα από τα πιο σημαντικά λιμάνια της Ελλάδας και της Μεσογείου. Οι κρηιδοτόχει του λιμανιού ανήκουν στη κατηγορία των κρηιδοτοίχων βαρύτητας που είναι κατασκευασμένοι από ογκολίθους σκυροδέματος.



Σχήμα 1.3.6: Χάρτης λιμένα Βόλου (Πηγή: <https://www.port-volos.gr>)

## 1.4 ΣΤΟΧΟΣ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ

Με αφορμή τις εκτεταμένες βλάβες που έχουν υποστεί ιστορικά πλήθος λιμενικών κρηπιδοτοίχων κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης καταδεικνύεται άμεση η ανάγκη εύρεσης κατάλληλων μέτρων ενίσχυσης τους. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση βέλτιστων μεθόδων ενίσχυσης υπαρχόντων και νέων λιμενικών κρηπιδοτοίχων, που είναι κατασκευασμένοι από ογκολίθους σκυροδέματος, για τον περιορισμό των μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων μέσω προχωρημένων αναλύσεων με ανάλυση ενεργών τάσεων.

Συγκεκριμένα, μελετάται η επίδραση δύο παραμέτρων για το περιορισμό της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, της καθίζησης και της στροφής του κρηπιδοτοίχου κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης. Αυτές οι παράμετροι είναι: (α) η σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους και (β) η ενίσχυση του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη ομάδας πασσάλων είτε στο έδαφος θεμελίωσης είτε στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Για την ανακυκλική συμπεριφορά ρευστοποιήσιμων κοκκωδών εδαφών γίνεται χρήση του καταστατικού προσομοιώματος Finn-Byrne.

Τέλος, παρόλο που η συγκεκριμένη εργασία αφορά έναν τυπικό κρηπιδοτοίχο στο λιμάνι του Βόλου, τα αποτελέσματα αυτής της έρευνας μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για ήδη υπάρχοντες κρηπιδοτοίχους (σπονδυλωτού τύπου) άλλων λιμανιών αλλά και για μελλοντικούς κρηπιδοτοίχους ίδιου τύπου.





## 2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

### 2.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ FLAC

Το FLAC είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών που χρησιμεύει στον υπολογισμό διάφορων διαστάσεων 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 κানাβο 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 και να ολισθήσουν και ο κানাβος να παραμορφωθεί ακολουθώντας τη μορφή του αναπαριστώμενου υλικού. Αυτή η μέθοδος υπολογισμού ονομάζεται μέθοδος ανάλυσης Lagrange και εξασφαλίζει ότι η πλαστική κατάρρευση και η ροή προσομοιώνονται με μεγάλη ακρίβεια. (Itasca, 2011)

#### 2.1.1 Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών

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

Αντίθετα, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει την απαίτηση οι τιμές της τάσης ή παραμόρφωσης να μεταβάλλονται κατά μήκος του στοιχείου, με προκαθορισμένο τρόπο και χρησιμοποιώντας συγκεκριμένες συναρτήσεις που ελέγχονται από παραμέτρους.

Ωστόσο, οι μέθοδοι πεπερασμένων διαφορών και πεπερασμένων στοιχείων παράγουν και λύνουν μία σειρά από αλγεβρικές εξισώσεις, οι οποίες στις περισσότερες περιπτώσεις είναι ίδιες. Έτσι λοιπόν παρόλο που οι εξισώσεις αυτές εξάγονται με διαφορετικό τρόπο, δεν υπάρχει διαφορά στα αποτελέσματα που δίνουν.

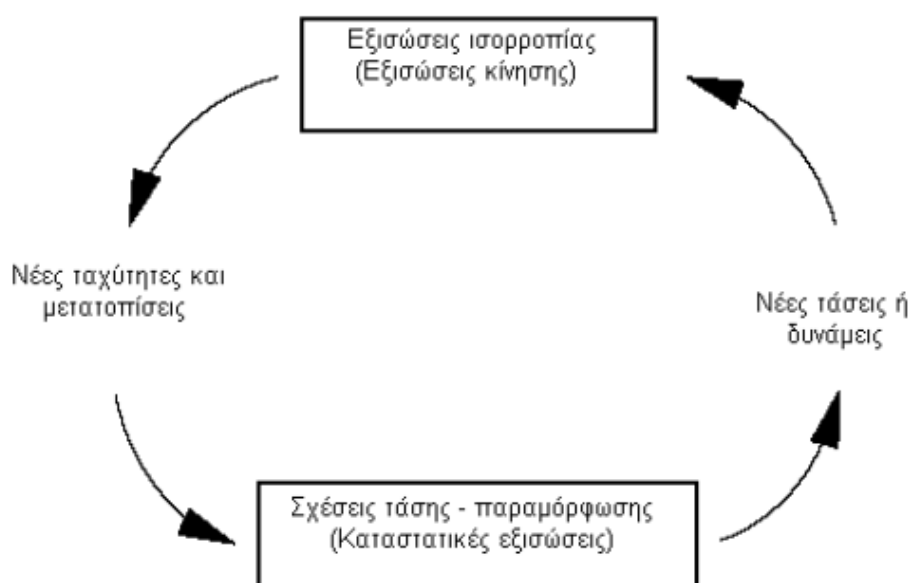
Τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων συγκεντρώνουν τα μητρώα των στοιχείων σε τεράστια μητρώα ολικής δυσκαμψίας, κάτι το οποίο δεν γίνεται στη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών διότι συμφέρει από άποψη μνήμης οι εξισώσεις πεπερασμένων διαφορών να μεταβάλλονται σε κάθε βήμα. (Itasca, 2011)

## 2.1.2 Άμεση (explicit) μέθοδος δυναμικής ανάλυσης

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

Η σειρά που πραγματοποιούνται οι υπολογισμοί στο FLAC αναπαρίσταται στο Σχήμα (2.1.1). Οι εξισώσεις κίνησης δίνουν, από τις τάσεις και τις δυνάμεις, νέες ταχύτητες και μετατοπίσεις. Από τις μετατοπίσεις υπολογίζονται οι παραμορφώσεις και στη συνέχεια προκύπτουν οι νέες τιμές των τάσεων από τις καταστατικές εξισώσεις. Ο κύκλος αυτός επαναλαμβάνεται συνεχώς και ορίζει ένα χρονικό βήμα υπολογισμού.

Σημαντική πληροφορία για τη λειτουργία του κύκλου είναι πως κάθε κουτί υπολογίζει τις νέες μεταβλητές κρατώντας σταθερές τις γνωστές τιμές που χρησιμοποιεί κατά τη διάρκεια της διαδικασίας του κουτιού. Για παράδειγμα, το κάτω κουτί λαμβάνει τις τιμές των ταχυτήτων που έχουν ήδη υπολογιστεί, θεωρώντας τις σταθερές, και υπολογίζει για κάθε στοιχείο τις νέες τάσεις. Έτσι, οι νέες τάσεις δεν επηρεάζουν τις ταχύτητες. Γι' αυτό το λόγο, επιλέγεται ένα χρονικό βήμα τόσο μικρό ώστε τιμές για κάθε μέγεθος να αφορούν μόνο ένα στοιχείο και να μην επηρεάζουν τα γειτονικά του. (Itasca, 2011)



Σχήμα 2.1.1: Βασικός κύκλος υπολογισμού στις άμεσες μεθόδους πεπερασμένων διαφορών (Πηγή: Itasca, 2011)

### 2.1.3 Εξίσωση κίνησης (ή ισορροπίας)

Η εξίσωση κίνησης συσχετίζει την επιτάχυνση,  $\ddot{u}$ , μιας μάζας,  $m$ , με την εφαρμοσμένη δύναμη,  $F$ , που μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο. Στο Σχήμα 2.1.3.1 απεικονίζεται μια δύναμη που δρα στη μάζα και προκαλεί κίνηση σε όρους επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης.

Ο νόμος κίνησης του Newton για το σύστημα μάζας ελατηρίου είναι

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (2.1.1)$$

Σε συνεχές στερεό σώμα η εξίσωση γενικεύεται σε

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (2.1.2)$$

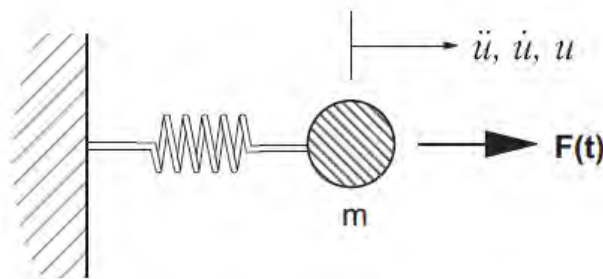
όπου  $\rho$  = πυκνότητα

$t$  = χρόνος

$x_i$  = συνιστώσα του διανύσματος θέσης

$g_i$  = συνιστώσα βαρυτικής επιτάχυνσης

$\sigma_{ij}$  = συνιστώσα του τανυστή τάσεων



Σχήμα 2.1.2: Εφαρμογή μεταβαλλόμενης δύναμης σε μια μάζα (Πηγή: Itasca, 2011)

### 2.1.4 Καταστατικές εξισώσεις

Αρχικά, ο βαθμός παραμόρφωσης προκύπτει από την κλίση της ταχύτητας:

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (2.1.3)$$

όπου  $e_{ij}$  = συνιστώσα ρυθμού παραμόρφωσης

$\dot{u}_i$  = συνιστώσα ταχύτητας

Οι μηχανικοί καταστατικοί νόμοι είναι της μορφής

$$\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, e'_{ij}, \kappa) \quad (2.1.4)$$

όπου  $M(\ ) =$  είναι μια συνάρτηση του καταστατικού νόμου

$\kappa$  = παράμετρος που μπορεί να υπάρχει ή όχι ανάλογα με το νόμο

### 2.1.5 Συνοριακές συνθήκες

Στο σύνορο ενός στερεού σώματος στο FLAC μπορεί να εφαρμοστεί είτε τάση είτε μετατόπιση. Οι μετατοπίσεις ορίζονται με τη μορφή προκαθορισμένων ταχυτήτων σε συγκεκριμένους κόμβους του κανάβου. Σε ένα σύνορο που επιβάλλονται τάσεις, οι δυνάμεις προέρχονται από:

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta s \quad (2.1.5)$$

όπου  $n_j =$  το μοναδιαίο κάθετο διάνυσμα (προς τα έξω) στο τμήμα του συνόρου

$\Delta s =$  το μήκος του συνοριακού τμήματος όπου ασκείται η τάση  $\sigma_{ij}^b$

### 2.1.6 Δυναμική ανάλυση

Στη δυναμική ανάλυση οι υπολογισμοί βασίζονται στην άμεση μέθοδο πεπερασμένων διαφορών για τη λύση των εξισώσεων κίνησης, χρησιμοποιώντας συγκεντρωμένες μάζες στους κόμβους του πλέγματος, που προέρχονται από την πραγματική πυκνότητα των γύρω περιοχών. Η δυναμική επιλογή επεκτείνει την ικανότητα ανάλυσης του FLAC σε ένα ευρύ φάσμα δυναμικών προβλημάτων σε κλάδους όπως η σεισμική μηχανική και η σεισμολογία. (Itasca, 2011)

#### 2.1.6.1 Δυναμική φόρτιση και συνοριακές συνθήκες

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

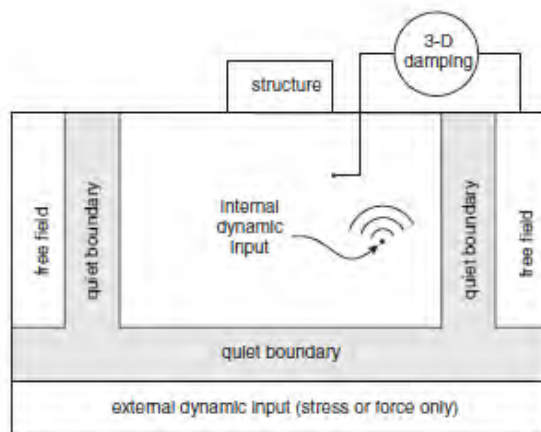
Η δυναμική φόρτιση εισάγεται με τέσσερις τρόπους

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

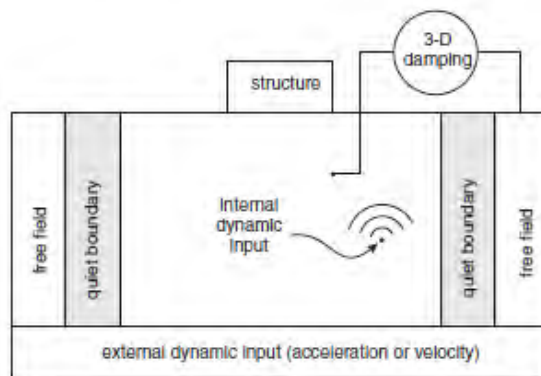
Οι αριθμητικές μέθοδοι που βασίζονται στον ορισμό μιας πεπερασμένης περιοχής απαιτούν κατάλληλες συνθήκες να επιβληθούν στα τεχνητά αριθμητικά όρια. Στα στατικά προβλήματα, σταθερά όρια που δεν επιτρέπουν την οριζόντια μετακίνηση μπορεί να είναι τοποθετημένα σε κάποια απόσταση από την περιοχή ενδιαφέροντος. Σε δυναμικά προβλήματα, ωστόσο, τέτοιες συνοριακές συνθήκες προκαλούν την ανάκλαση των κυμάτων διάδοσης στο μοντέλο και δεν επιτρέπουν την απαραίτητη ακτινοβολία ενέργειας. Η λύση στο πρόβλημα είναι χρήση «απορροφητικών ορίων» (quiet, viscous boundaries).

Ένας περιορισμός κατά την εφαρμογή ταχύτητας ή επιτάχυνσης στα όρια του μοντέλου είναι ότι αυτές οι οριακές συνθήκες δε μπορούν να εφαρμοστούν κατά μήκος του ιξώδους ορίου, διότι η επίδραση του ιξώδους ορίου θα ακυρωθεί. Έτσι, για την εισαγωγή σεισμικής διέγερσης σε ήσυχο όριο εφαρμόζεται σεισμική (ορθή ή διατμητική) τάση. (Σχήμα 2.1.6.1.1)

Τα ιξώδη όρια λειτουργούν καλύτερα όταν η δυναμική διέγερση προέρχεται μέσα από το πλέγμα. Θα πρέπει, ωστόσο, να μην εφαρμόζονται στα όρια του μοντέλου όταν η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στη βάση ή στην κορυφή επειδή τότε η ακτινοβολούμενη ενέργεια θα διαρρεύσει από τις πλευρές. Σε αυτή την περίπτωση, πρέπει να χρησιμοποιούνται συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free-field conditions) στα όρια. (Itasca, 2011)



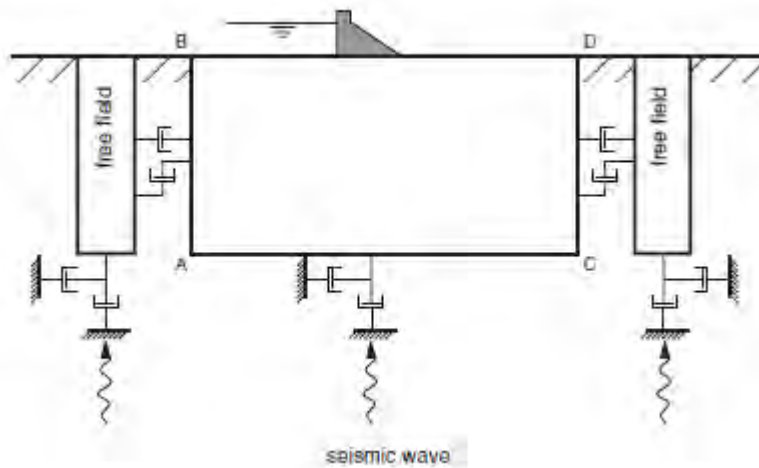
(a) Flexible base



(a) Rigid base

Σχήμα 2.1.3: Τύποι δυναμικών φορτίσεων - συνοριακών συνθηκών στο FLAC (Πηγή: Itasca, 2011)

Η αριθμητική ανάλυση σεισμικής απόκρισης επιφανειακών κατασκευών προϋποθέτει τη διακριτοποίηση μιας περιοχής του προσκείμενου εδάφους. Κανονικά ο σεισμός αναπαρίσταται 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. (Itasca, 2011)



Σχήμα 2.1.4: Μοντέλο σεισμικής ανάλυσης επιφανειακής κατασκευής (Πηγή: Itasca, 2011)

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

$$F_x = [\rho C_p (u_x^m - u_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \quad (2.1.6)$$

$$F_y = [\rho C_s (u_y^m - u_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (2.1.7)$$

Όπου  $\rho$  = 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

$\Delta S_y$  = 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

$\sigma_{xx}^{ff}$  = η κύρια οριζόντια τάση στο ελεύθερο πεδίο

$\sigma_{xy}^{ff}$  = 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 κάρναβο βρίσκεται κατασκευή που ανακλά προσπίπτοντα σε αυτήν κύματα τότε το προσομοίωμα του ελεύθερου πεδίου λειτουργεί σαν ιζώδες όριο και απορροφά τα κύματα αυτά. (Itasca, 2011)

## 2.2 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ 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. Ο μηδενισμός των ενεργών τάσεων δεν είναι αναγκαίος για την πραγματοποίηση του φαινομένου. Ειδικότερα, όταν ένα κορεσμένο μη συνεκτικό έδαφος υποβάλλεται σε ταχεία μονοτονική ή ανακυκλική φόρτιση, η τάση του εδάφους για συμπύκνωση προκαλεί μείωση της ενεργού τάσης και έτσι η διαδικασία οδηγείται στη ρευστοποίηση του εδάφους.

Τα ενσωματωμένα καταστατικά μοντέλα στο FLAC δε μπορούν να προσομοιώσουν άμεσα τη διαδικασία ρευστοποίησης. Μπορεί να πραγματοποιηθεί υπολογισμός όπου τα φαινόμενα ροής νερού συμβαίνουν ταυτόχρονα με τη δυναμική φόρτιση. Ωστόσο, το νερό των πόρων απλώς αποκρίνεται στις μεταβολές του όγκου των πόρων, που προκαλούνται από τη δυναμική φόρτιση; η μέση πίεση πόρων παραμένει ουσιαστικά σταθερή στην ανάλυση.

Τα περισσότερα καταστατικά μοντέλα που επιχειρούν να αντιληφθούν τη συγκέντρωση της πίεσης των πόρων το κάνουν με εσφαλμένο τρόπο καθώς βασίζονται σε συγκεκριμένες εργαστηριακές μετρήσεις. Ένα κατάλληλο μοντέλο θα πρέπει να είναι γενικό, να βασίζεται στη φυσική διεργασία που λαμβάνει χώρα και να μην περιλαμβάνει όρους που αφορούν συγκεκριμένες εργαστηριακές δοκιμές. Η επόμενη ενότητα περιγράφει ένα μοντέλο που είναι απλό, αλλά αντιπροσωπεύει αποτελεσματικά τη βασική φυσική διεργασία. (Itasca, 2011)

## 2.2.1 Καταστατικό μοντέλο Finn-Byrne

Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης περιγράφεται κατάλληλα από τους Martin et al (1975), οι οποίοι παρατήρησαν επιπλέον ότι οι παραμένουσες ογκομετρικές και διατμητικές παραμορφώσεις είναι ανεξάρτητες των τάσεων στερεοποίησης. Έτσι, πρότειναν την εμπειρική εξίσωση (2.2.1) που συνδέει την αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης,  $\Delta\varepsilon_v$ , ανά κύκλο φόρτισης με το εύρος της διατμητικής παραμόρφωσης,  $\gamma$ , του δεδομένου κύκλου.

$$\Delta\varepsilon_v = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_v) + \frac{C_3 \varepsilon_v^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_v} \quad (2.2.1)$$

Όπου  $C_1, C_2, C_3, C_4$  = σταθερές για δεδομένη άμμο με συγκεκριμένη σχετική πυκνότητα

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

$\varepsilon_v$  = η συνολική παραμόρφωση από τους προηγούμενους κύκλους

$\gamma$  = το εύρος διατμητικής παραμόρφωσης του δεδομένου κύκλου

Μια εναλλακτική και απλούστερη συνάρτηση προτείνεται από τον Byrne (1991):

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_v}{\gamma}\right)) \quad (2.2.2)$$

Όπου

$$C_1 = 7600(Dr)^{-2.5} \quad (2.2.3)$$

Επιπλέον, χρησιμοποιώντας μια εμπειρική σχέση μεταξύ της σχετικής πυκνότητας,  $Dr$ , και του αριθμού κύπλων δοκιμής πρότυπης διείδυσης,  $(N_1)_{60}$ ,

$$Dr = 15(N_1)_{60}^{\frac{1}{2}} \quad (2.2.4)$$

Προκύπτει:

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (2.2.5)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (2.2.6)$$



Η εξίσωση (2.2.2) τροποποιείται κατάλληλα για τον υπολογισμό των ογκομετρικών παραμορφώσεων ανά μισό κύκλο τυχαίας διατμητικής ανακυκλιζόμενης φόρτισης ως εξής:

$$(\Delta\varepsilon_v)_{0.5cycle} = 0.5\gamma C_1 \exp(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_v}{\gamma}\right)) \quad (2.2.7)$$

Η ογκομετρική παραμόρφωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για τον υπολογισμό της αύξησης της πίεσης πόρων του νερού για την πρόβλεψη της ρευστοποίησης σε κορεσμένες άμμους υπό αστράγγιστες συνθήκες ως εξής:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_v^e + \Delta\varepsilon_v^p \quad (2.2.8)$$

όπου

$\Delta\varepsilon_v$  = η συνολική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

$\Delta\varepsilon_v^e$  = η ελαστική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

$\Delta\varepsilon_v^p$  = η πλαστική αύξηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης ανά μισό κύκλο

Για απλές συνθήκες διάτμησης

$$\Delta\varepsilon_v^e = \frac{\Delta\sigma'_v}{M} \quad (2.2.9)$$

όπου

$\Delta\sigma'_v$  = η 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. Οπότε, για κορεσμένες αστράγγιστες συνθήκες  $\Delta\varepsilon_v \approx 0$  από τις εξισώσεις (2.2.8) και (2.2.9) προκύπτει:

$$\Delta\sigma'_v = -M\Delta\varepsilon_v^p \quad (2.2.10)$$

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  $\Delta u_v = -\Delta\sigma$  γενικά άρα :

$$\Delta u = M\Delta\varepsilon_v^p \quad (2.2.11)$$

Γνωρίζοντας το  $\Delta\varepsilon_v^p$  από την εξίσωση (2.2.7) για οποιονδήποτε γνωστό μισό κύκλο φόρτισης, η αύξηση της πίεσης πόρων για μισό κύκλο φόρτισης υπολογίζεται από την παραπάνω εξίσωση.

Το επαπτομενικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης,  $M$ , εξαρτάται μόνο από την εφαρμοζόμενη ενεργό τάση και όχι από τη σχετική πυκνότητα:

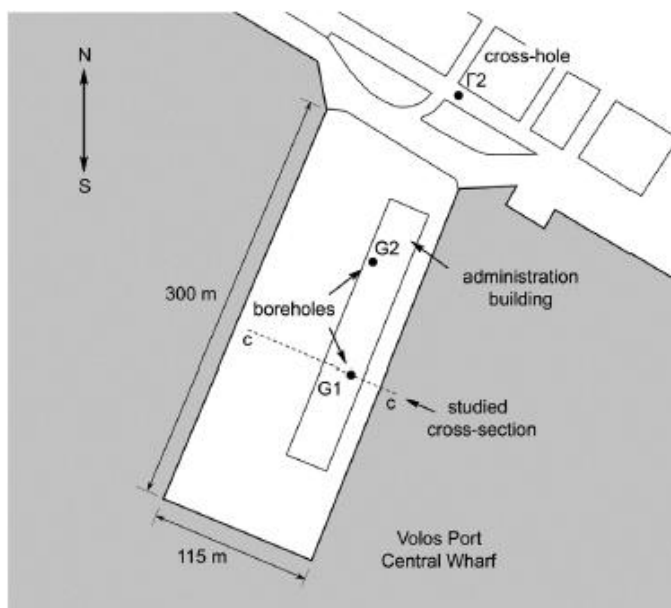
$$M = K_m P_a \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^m \quad (2.2.12)$$

Όπου  $K_m \approx 1600$  και  $m = 0.5$

## 3 Ο ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΤΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΒΟΛΟΥ

### 3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

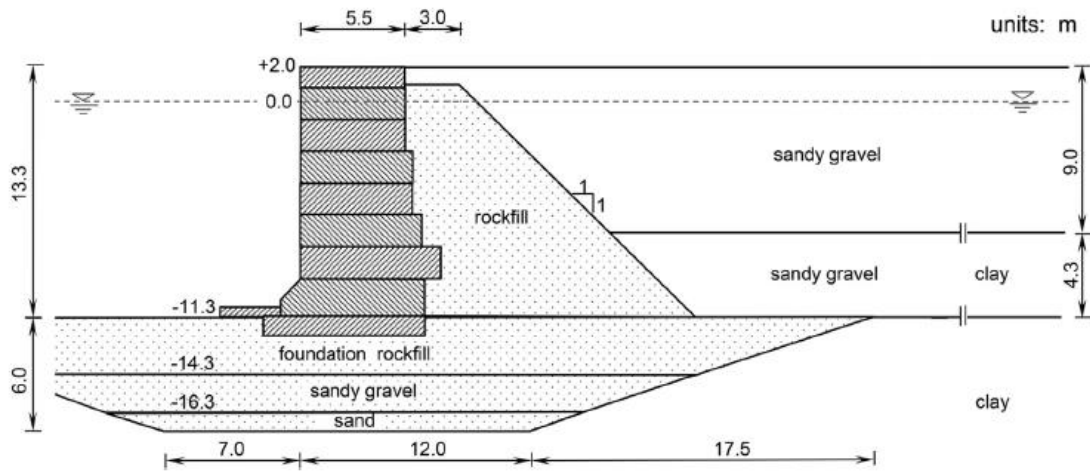
Για την παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα που αφορούν την κεντρική αποβάθρα του λιμένα Βόλου. Στο Σχήμα 3.1.1 απεικονίζεται η κεντρική αποβάθρα, διαστάσεων 300 m × 115 m, που χρησιμοποιείται για την επιβίβαση και αποβίβαση στα πλοία και στα κρουαζιερόπλοια. Επίσης, εκεί στεγάζονται τα διοικητικά κτίρια του Λιμεναρχείου Βόλου, ένα πάρκινγκ επιβατών και αποθήκες.



Σχήμα 3.1.1: Κάτοψη της κεντρικής αποβάθρας του λιμένα Βόλου με ακριβή απεικόνιση των γεωτρήσεων (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

Στο Σχήμα 3.1.2 απεικονίζεται μια τυπική διατομή του λιμενικού κρηπιδοτοίχου, του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους. Πιο αναλυτικά, ο τοίχος έχει τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

- Αποτελείται από εννιά συμπαγή κιβώτια σκυροδέματος και έχει συνολικό ύψος 14.3 m.
- Εδράζεται πάνω σε μια στρώση λιθορριπής πάχους 3 m και αμμοχάλικου πάχους 3 m, τα οποία τοποθετήθηκαν μετά την αφαίρεση αργιλώδους εδάφους.
- Πίσω από τον τοίχο υπάρχει ανακουφιστικό πρίσμα λιθορριπής με κλίση 1:1.
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει πάχος 13.3 m και αποτελείται από αμμοχάλικο με προσμίξεις αργίλου και ιλύος.



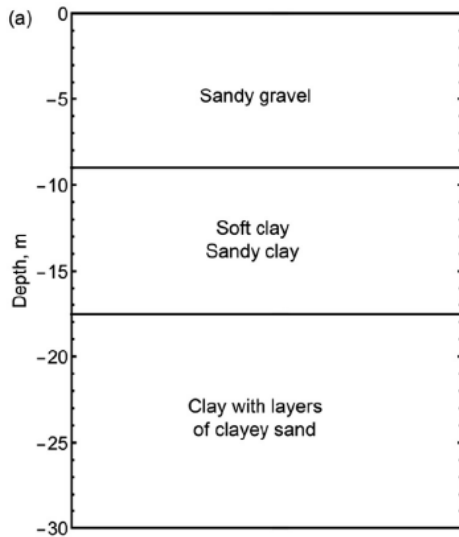
Σχήμα 3.1.2: Τυπική διατομή κρηπιδοτοίχου της κεντρικής αποβάθρας του Βόλου (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

## 3.2 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Οι ιδιότητες των υλικών του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης προέρχονται κυρίως από τις τρεις γεωτρήσεις που βρίσκονται στην κεντρική αποβάθρα (Σχήμα 3.1.1). Αυτές οι γεωτρήσεις περιλαμβάνουν πρότυπες δοκιμές διείδυσης και εργαστηριακές δοκιμές όπως κοκκομετρία εδάφους, όρια Atterberg, ποσοστό υγρασίας, πυκνότητα, λόγος κενών, βαθμός κορεσμού, παράμετροι αντοχής και παράμετροι συμπιεστότητας. Η τρίτη γεώτρηση περιλαμβάνει επίσης μετρήσεις ταχύτητας διατμητικών κυμάτων μέσω της δοκιμής cross-hole. (Dakoulas et al, 2018)

Στο Σχήμα 3.2.1 παρουσιάζεται το προφίλ του εδάφους έτσι όπως προέκυψε από την γεώτρηση G1. Παρατηρείται, όσο αφορά τη στρωματογραφία του εδάφους, ότι:

- Στα πρώτα 9 m το έδαφος παρουσιάζεται τεχνητά πληρωμένο με χονδρόκοκκο αμμοχάλικο, πιθανώς κιβώτια σκυροδέματος αλλά και πέτρες από την κατεδάφιση κτιρίων.
- Από κάτω κείται στρώμα πάχους 10 m μαλακής αργίλου χαμηλής πλαστικότητας
- Κάτω από αυτό, υπάρχει στρώμα πάχους 10 m σκληρής αργίλου χαμηλής πλαστικότητας
- Σε μεγαλύτερα βάθη υπάρχει πολύ σκληρή άργιλος



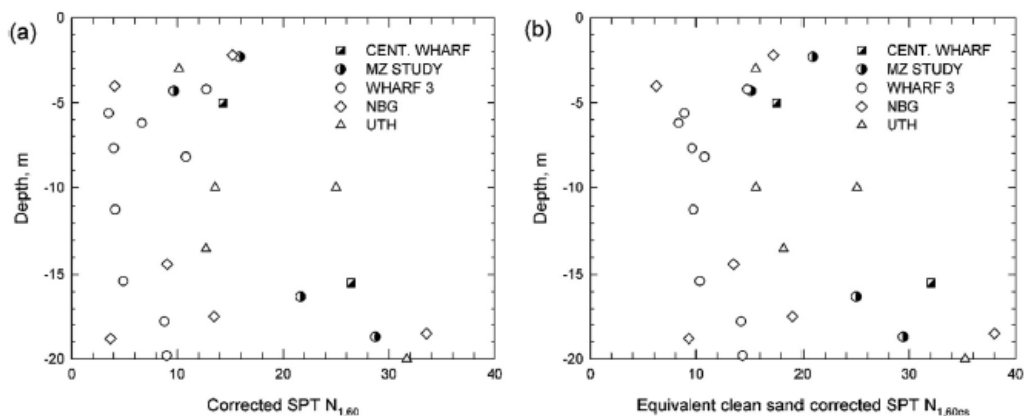
Σχήμα 3.2.1: Στρωματογραφία εδάφους (Γεώτρηση G1) (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

Στο Σχήμα 3.2.2(a) απεικονίζεται ο αριθμός κτύπων SPT,  $N_{1,60}$ , διορθωμένος για την κατακόρυφη ενεργό τάση και για ενεργειακή απόδοση 60%, ο οποίος προέκυψε από γεωτρήσεις κοντά στο λιμενικό κρηπιδότοιχο του Βόλου. Οι μετρήσεις αυτές ανταποκρίνονται μόνο σε παρόμοιες στρώσεις αμμοχάλικου, άμμου και αργιλώδης άμμου. Δεδομένου ότι η υψηλή συγκέντρωση πίεσης νερού των πόρων και η πιθανή ρευστοποίηση κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης μας ενδιαφέρει μόνο στα πρώτα 20 m του εδάφους, έτσι μόνο οι μετρήσεις κτύπων SPT μέχρι αυτό το βάθος είναι χρήσιμες για τον προσδιορισμό της σχετικής πυκνότητας τέτοιων υλικών. (Dakoulas et al, 2018)

Στο Σχήμα 3.2.2(b) απεικονίζεται ο ισοδύναμος διορθωμένος αριθμός κτύπων SPT για άμμο που προέρχεται από την εμπειρική εξίσωση:

$$N_{1,60cs} = N_{1,60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right) \quad (3.2.1)$$

Όπου  $FC$  = ποσοστό λεπτοκόκκων για λεπτόκοκκα χαμηλής πλαστικότητας

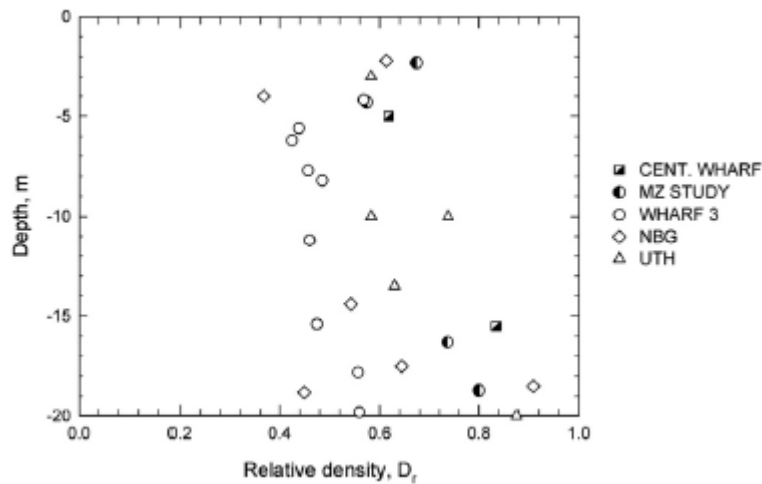


Σχήμα 3.2.2: Μετρήσεις κτύπων SPT σε σχέση με το βάθος (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

Η κατανομή της σχετικής πυκνότητας,  $D_r$ , σε σχέση με το βάθος προκύπτει από την εμπειρική εξίσωση:

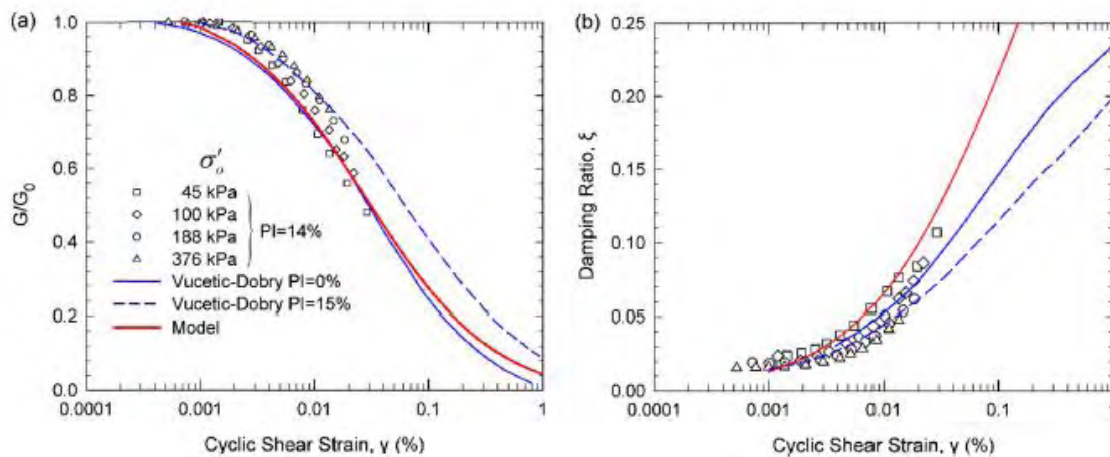
$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60cs}}{46}} \quad (3.2.2)$$

Στο Σχήμα 3.2.3 απεικονίζεται η σχετική πυκνότητα σε σχέση με το βάθος, έχοντας μέση τιμή 53% για τα πρώτα 16 m βάθους.

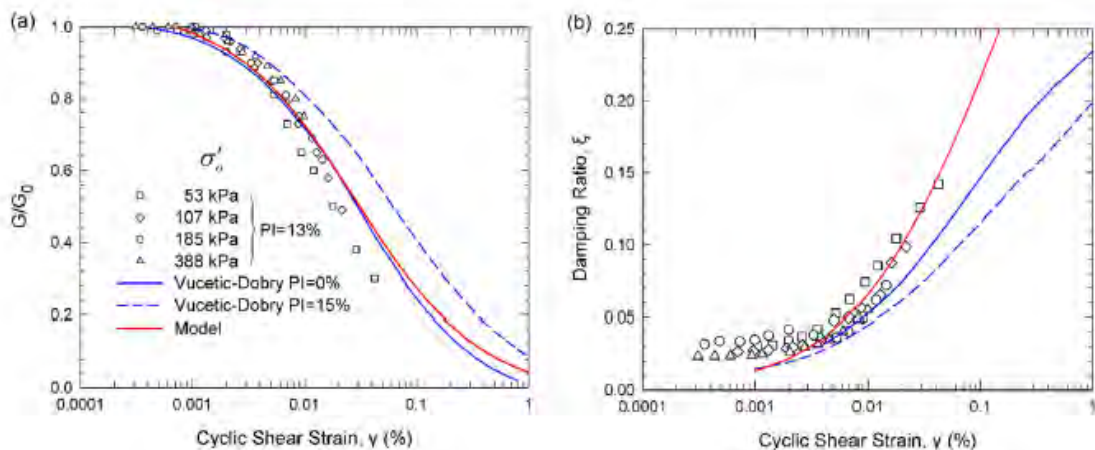


Σχήμα 3.2.3: Κατανομή σχετικής πυκνότητας σε σχέση με το βάθος (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

Επιπλέον, άλλα γεωτεχνικά δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν οι μετρήσεις των δυναμικών χαρακτηριστικών της αργίλου που προήλθαν από τη δοκιμή της στήλης συντονισμού και αφορούν τη γεώτρηση Γ2 (Kallioglou, 2003). Στο Σχήμα 3.2.4 και 3.2.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δοκιμής που συσχετίζουν το λόγο του μέτρου διάτμησης,  $G/G_0$ , και του λόγου απόσβεσης,  $\xi$ , με τη διατμητική παραμόρφωση,  $\gamma$ , για μαλακά συνεκτικά εδάφη και σκληρά συνεκτικά εδάφη αντίστοιχα.



Σχήμα 3.2.4: Μαλακά συνεκτικά εδάφη: (α) Λόγος του μέτρου διάτμησης  $G/G_0$ , (β) λόγος απόσβεσης  $\xi$  σε σχέση με το εύρος των διατμητικών παραμορφώσεων από δοκιμή στήλης συντονισμού και αριθμητική πρόβλεψη για το υστερητικό μοντέλο (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)



Σχήμα 3.2.5: Σκληρά συνεκτικά εδάφη: (α) Λόγος του μέτρου διάτμησης  $G/G_0$ , (β) λόγος απόσβεσης  $\xi$  σε σχέση με το εύρος των διατμητικών παραμορφώσεων από δοκιμή στήλης συντονισμού και αριθμητική πρόβλεψη για το υστερητικό μοντέλο (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

### 3.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΤΟΥ ΒΟΛΟΥ

Η ευρύτερη περιοχή του Βόλου χαρακτηρίζεται από υψηλή σεισμικότητα εξαιτίας της παρουσίας δύο συστημάτων ρωγμών: ένα στην ΒΔ-ΝΑ κατεύθυνση που σχημάτισε τις λεκάνες της Λάρισας και της Καρδίτσας και ένα στην Α-Δ κατεύθυνση που δημιούργησε πολλές ρηγματωμένες ζώνες στη νότια Θεσσαλία.

Τον τελευταίο αιώνα δώδεκα ισχυροί σεισμοί μεγέθους 5.8 έως 7.0 έπληξαν τον Βόλο. Συγκεκριμένα, η πόλη του Βόλου έχει πληγεί επανειλημμένα από ισχυρούς σεισμούς οι οποίοι προκάλεσαν σημαντικές καταστροφές (σεισμός Λεχωνίων 1955, Βελεστίνου 1957).

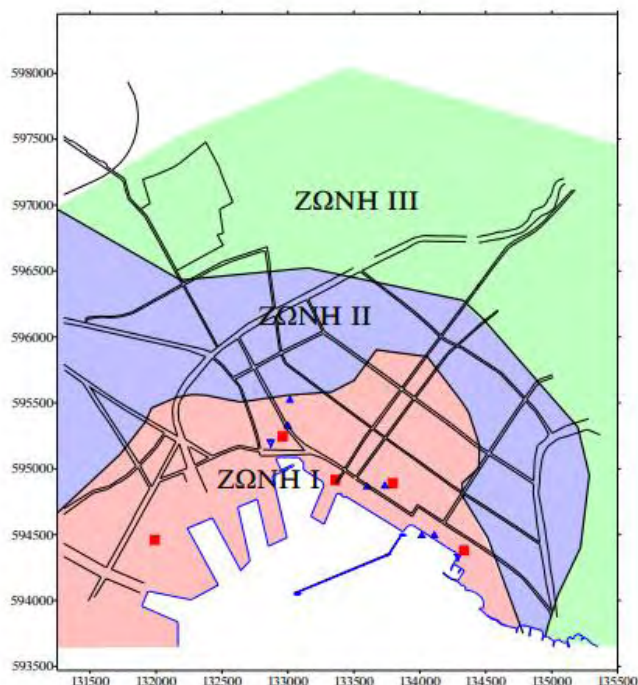
Ο ΕΑΚ 2003 εντάσσει τον Βόλο στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με επιτάχυνση σχεδιασμού 0.24g. Μικροζωνική μελέτη που έγινε από το ΑΠΘ χώρισε τον Βόλο σε τρεις περιοχές με βάση τη σεισμική απόκριση. Δίδονται οι προτεινόμενες τιμές της δρώσας εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για τις τρεις ζώνες :

- Ζώνη I : Παραλιακή ζώνη  $\alpha_{\max} = 0.20g$
- Ζώνη II : Ενδιάμεση μεταβατική ζώνη  $\alpha_{\max} = 0.24g$  (τοπικά 0.28g)
- Ζώνη III: Βόρεια – βορειοανατολική ζώνη  $\alpha_{\max} = 0.28g$

Ως τελική τιμή σχεδιασμού στην παραλιακή ζώνη προτείνεται μία ενιαία τιμή 0.20g. Ειδικά στο νότιο και δυτικό τμήμα της παραλιακής ζώνης, οι υπολογισθείσες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις στην επιφάνεια ήταν σημαντικά μικρότερες της τιμής 0.20g (περίπου 0.14g), λόγω της ύπαρξης των πολύ μαλακών εδαφών και της εμφάνισης έντονων μη γραμμικών φαινομένων. Η τελική τιμή 0.20g προέκυψε αφού θεωρήθηκε ότι ο πλέον καταστροφικότερος σεισμός, θα ήταν ένας σεισμός με τα χαρακτηριστικά της καταγραφής του σεισμού του 1980 στον Αλμυρό, για μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου  $PGA = 0.27g$  (outcrop). Σημειώνεται επίσης πως οι χαλαροί κορεσμένοι σχηματισμοί της αμμοιλύος της περιοχής κινδυνεύουν να ρευστοποιηθούν σε ισχυρό σεισμό. (Πιτιλάκης, 2000)

Η μεταβατική – ενδιάμεση ζώνη II έχει μία μέση δρώσα επιτάχυνση 0.24g. Τα εδάφη της ζώνης II μπορούν να χαρακτηριστούν ως «εδάφη ενδιάμεσης σκληρότητας».

Τέλος, η ζώνη III με δρώσα επιτάχυνση σχεδιασμού  $\alpha_{max} = 0.28g$  εκτείνεται στα βόρεια και ανατολικά του πολεοδομικού συγκροτήματος Βόλου – Ν.Ιωνίας μέχρι τους πρόποδες του Πηλίου.



Σχήμα 3.3.1: Ζώνες ισοδύναμης σεισμικής συμπεριφοράς (Πηγή: Πιτιλάκης, 2000)

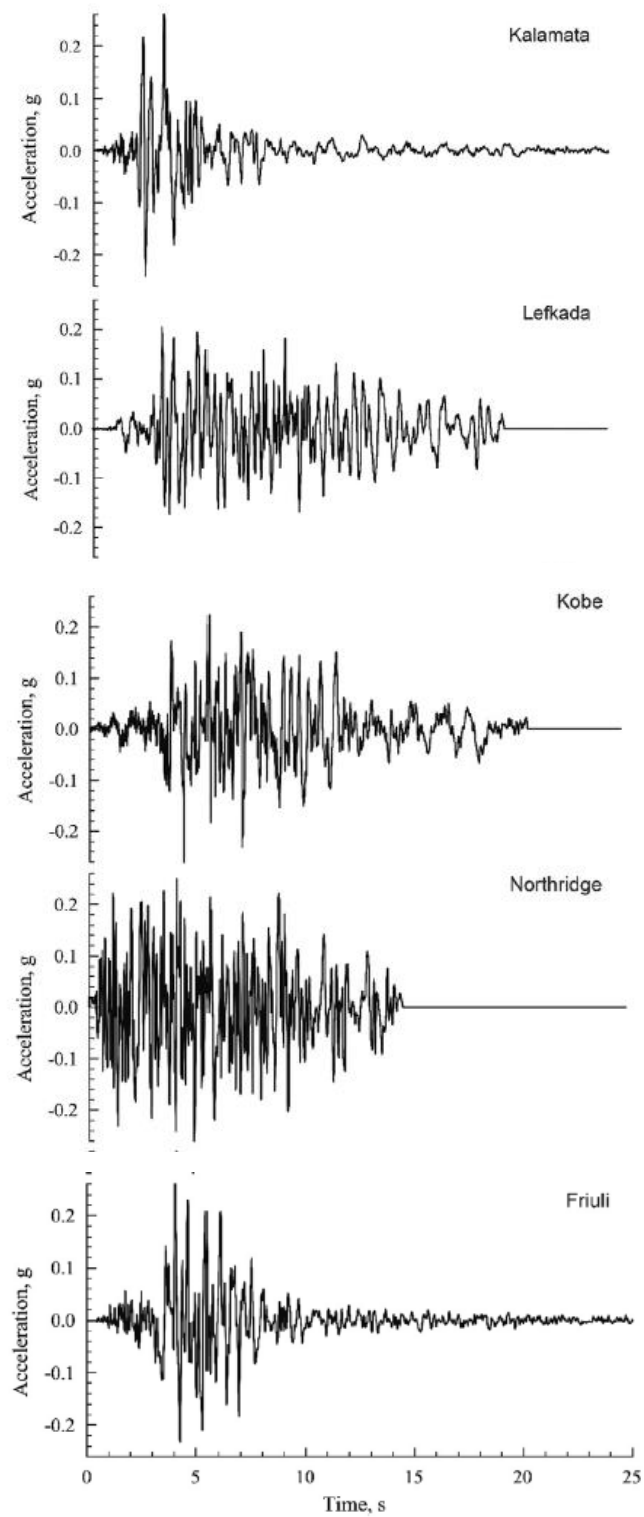
Ο σεισμός σχεδιασμού που υιοθετήθηκε σε αυτή τη μελέτη έχει μέγεθος  $M = 7$  και μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου  $PGA = 0.27g$  (outcrop).

Η σεισμική ανάλυση πραγματοποιείται με τη χρήση πέντε σεισμικών διεγέρσεων από ιστορικές καταγραφές που έχουν τροποποιηθεί για να ταιριάζουν με το φάσμα επιτάχυνσης σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 που αντιστοιχεί σε μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου  $PGA = 0.27g$ . Οι χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν απεικονίζονται στο Σχήμα 3.3.2 και στο Σχήμα 3.3.3 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης μαζί με το φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 για βράχο.

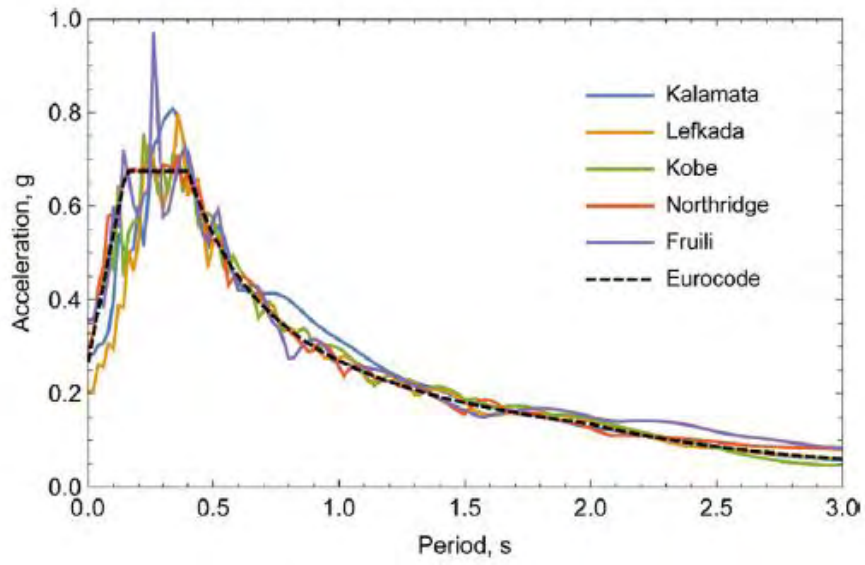
Πίνακας 5.3.1: Σεισμικές διεγέρσεις ιστορικών σεισμών

<b>Σεισμός</b>	<b>Μέγεθος</b>	<b>R, km</b>	<b>Καταγραφή</b>
Καλαμάτα (Ελλάδα), 1986	$M_s = 6.2$	12	Κτίριο ΟΤΕ
Λευκάδα (Ελλάδα), 2003	$M_s = 6.4$	13	Πόλη Λευκάδας
Kobe (Japan), 1995	$M_J = 7.2$	18	Port Island
Northridge (USA), 1994	$M_w = 6.7$	11	Rinaldi
Friuli (Italy), 1976	$M_w = 6.4$	34	Friuli





Σχήμα 3.3.2: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στην επιφάνεια του βράχου για πέντε σεισμικές διεγέρσεις (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)



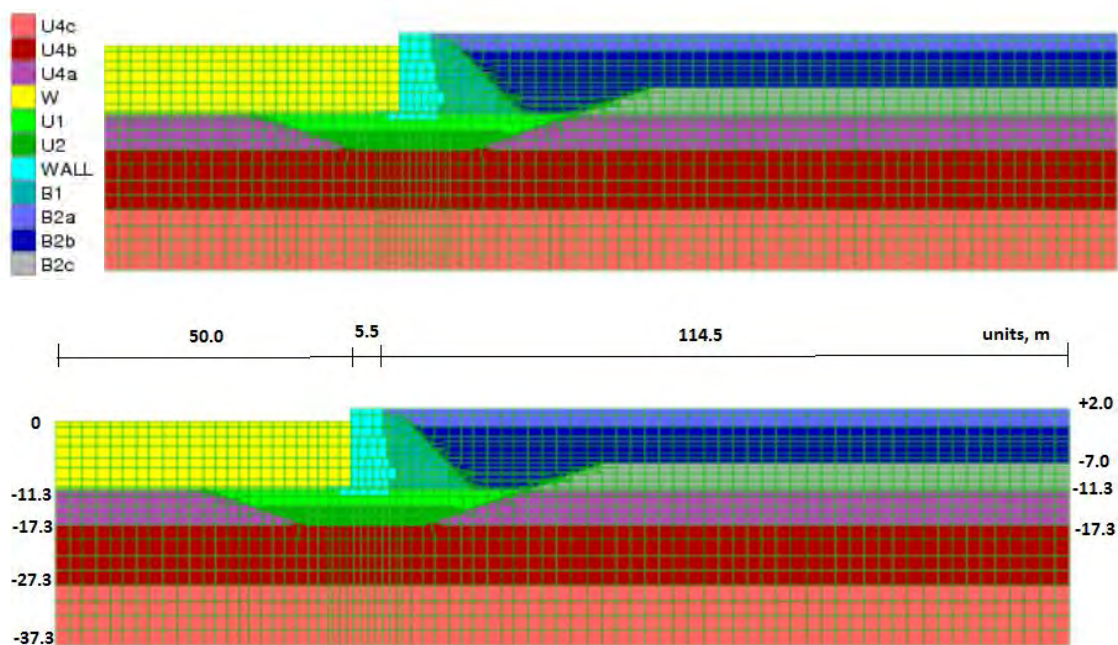
Σχήμα 3.3.3: Φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης με τροποποιημένες διεγέρσεις που ταιριάζουν στον Ευρωκώδικα 8 για βράχο (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

## 4 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ

### 4.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

#### 4.1.1 Γεωμετρία κρηπιδοτοίχου και εδαφικών στρώσεων

Η αριθμητική ανάλυση πραγματοποιείται με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων διαφορών FLAC. Η γεωμετρία του κρηπιδοτοίχου και η διακριτοποίηση των εδαφικών στρώσεων απεικονίζεται στο Σχήμα 4.1.1. Το μοντέλο έχει μήκος 170 m και ύψος 39.3 m. Σε κάποια απόσταση από τον τοίχο, το στρώμα της μαλακής αργίλου εκτείνεται από το βάθος -7 m στο -17.3 m. Ακριβώς από κάτω βρίσκεται ένα στρώμα σκληρής αργίλου πάχους 10 m και ένα στρώμα πολύ σκληρής αργίλου πάχους 10 m.



Σχήμα 4.1.1: Μοντέλο προσομοίωσης κρηπιδοτοίχου στο FLAC

#### 4.1.2 Καταστατικά μοντέλα - Ιδιότητες υλικών

Στη στατική ανάλυση χρησιμοποιείται ελαστικός καταστατικός νόμος για τον τοίχο και το νερό ενώ για όλα τα υπόλοιπα υλικά το μοντέλο Mohr-Coulomb. Οι ιδιότητες των υλικών παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2.1.

Πίνακας 4.2.1: Ιδιότητες των υλικών στη στατική ανάλυση

		Density $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	Bulk B (MPa)	Shear M. G (MPa)	Porosity	Permeability k (m/s)	Su (KPa)	$\phi$ (°)
<b>WALL</b>	τοίχος	2.4	20000	10000	0.01	$1*10^{-8}$	0	0
<b>W</b>	νερό	0.01	2000	0.02	0.99	$1*10^{-4}$	0	0
<b>B2a</b>	αμμοχάλικο	1.75	600	180	0.35	$4*10^{-6}$	50	40
<b>B2b</b>	αμμοχάλικο	1.75	600	180	0.35	$4*10^{-6}$	50	40
<b>B2c</b>	άργιλος	1.4	990	30	0.45	$1*10^{-9}$	20	0
<b>B1</b>	λιθορριπή	1.75	600	180	0.35	$4*10^{-5}$	50	40
<b>U1</b>	λιθορριπή	1.75	600	180	0.35	$4*10^{-5}$	50	40
<b>U2</b>	αμμοχάλικο	1.75	600	180	0.35	$1*10^{-5}$	50	40
<b>U4a</b>	άργιλος	1.4	990	30	0.45	$1*10^{-8}$	20	0
<b>U4b</b>	άργιλος	1.75	4700	190	0.35	$1*10^{-8}$	45	0
<b>U4c</b>	άργιλος	1.75	4700	190	0.35	$1*10^{-8}$	120	0

Ο κρηπιδότοιχος προσομοιώνεται ως ελαστικά μπλοκ διαστάσεων των πραγματικών κιβωτιών ενώ επιτρέπεται η ολίσθηση μεταξύ των τεμαχίων. Στις διεπιφάνειες μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και μεταξύ των κιβωτιών του τοίχου επιτρέπεται η ολίσθηση και η διάνοιξη. Ο συντελεστής τριβής για τη διεπιφάνεια σκυροδέματος με σκυρόδεμα είναι  $\mu_1 = \tan(26^\circ) = 0.5$  και για τη διεπιφάνεια σκυροδέματος-λιθορριπής είναι  $\mu_2 = \tan(35^\circ) = 0.7$

Οι διεπιφάνειες αυτές προσομοιώνονται με ορθά και 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:

$$k_n = k_s = 10 \max \left( \frac{K + G \frac{4}{3}}{\Delta z_{min}} \right) \quad (4.2.1)$$

Όπου  $\Delta z_{min}$  = το μικρότερο πλάτος των γειτονικών ζωνών

$K$  = μέτρο ισοτροπικής συμπίεσης (MPa)

$G$  = μέτρο διάτμησης (MPa)

Στη διεπιφάνεια νερού-τοιχώ και νερού-πυθμένα θάλασσας δεν επιτρέπεται η ολίσθηση.

Στη δυναμική ανάλυση αλλάζουν οι καταστατικοί νόμοι για τα μη συνεκτικά υλικά και χρησιμοποιείται το μοντέλο Finn-Byrne όπως περιγράφηκε στην Ενότητα 2.2.1. Οι σταθερές  $C_1$  και  $C_2$  των υλικών για το μοντέλο Finn-Byrne υπολογίζονται μέσω της σχετικής πυκνότητας από τους παρακάτω τύπους:

$$C_1 = 7600(Dr)^{-2.5} \quad (4.2.2)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4.2.3)$$

Όπως αναφέρθηκε στην Ενότητα 3.2, η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα της άμμου υπολογίζεται από το διορθωμένο αριθμό κύππων της δοκιμής SPT για το αντιστηριζόμενο αμμοχάλικο και λιθορριπή. Για το βασικό σενάριο αυτή η τιμή προέκυψε να είναι 53%. Όσον αφορά τώρα το αμμοχάλικο και τη λιθορριπή θεμελίωσης, η σχετική πυκνότητα επιλέχθηκε να είναι 65%. Στον Πίνακα 4.2.2 συνοψίζονται οι ιδιότητες των εδαφών στη δυναμική ανάλυση.

Επιπλέον, στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν και διάφορες εναλλακτικές της σχετικής πυκνότητας του αμμοχάλικου και της λιθορριπής στη θεμελίωση και στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Έτσι, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε και για τις τιμές  $D_r = 45\%, 55\%, 65\%, 75\%, 85\%$ .

Για τα συνεκτικά εδάφη χρησιμοποιείται ο ελαστοπλαστικός νόμος Mohr-Coulomb σε συνδυασμό με το υστερητικό μοντέλο που λαμβάνει υπόψη την εξάρτηση του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης από τη διατμητική παραμόρφωση. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε το υστερητικό μοντέλο sig3 με παραμέτρους  $\mathbf{a} = 1$ ,  $\mathbf{b} = -0.55$ ,  $\mathbf{x}_0 = -1.22$ .

Πίνακας 4.2.2: Ιδιότητες του εδάφους στη δυναμική ανάλυση (βασικό σενάριο)

		Density $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	Bulk B (MPa)	Shear M. G (MPa)	Dr (%)	Porosity	Permeability k (m/s)	Su (KPa)	$\phi$ (°)
<b>B2a</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	53	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>B2b</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	53	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>B2c</b>	άργιλος	1.75	600	180		0.35	$1 \cdot 10^{-6}$	20	0
<b>B1</b>	λιθορριπή	1.625	600	180	53	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U1</b>	λιθορριπή	1.625	600	180	65	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U2</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	65	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U4a</b>	άργιλος	1.75	990	30		0.45	$1 \cdot 10^{-8}$	20	0
<b>U4b</b>	άργιλος	1.75	2227	67.5		0.35	$1 \cdot 10^{-8}$	45	0
<b>U4c</b>	άργιλος	1.75	5940	180		0.35	$1 \cdot 10^{-8}$	120	0

Πίνακας 4.2.2: Ιδιότητες του εδάφους στη δυναμική ανάλυση ( $D_r = 45\%$ )

		Density $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	Bulk B (MPa)	Shear M. G (MPa)	$D_r$ (%)	Porosity	Permeability k (m/s)	$S_u$ (kPa)	$\phi$ (°)
<b>B2a</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	45	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>B2b</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	45	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>B2c</b>	άργιλος	1.75	600	180		0.35	$1 \cdot 10^{-6}$	20	0
<b>B1</b>	λιθορριπή	1.625	600	180	45	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U1</b>	λιθορριπή	1.625	600	180	45	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U2</b>	αμμοχάλικο	1.625	600	180	45	0.375	$4 \cdot 10^{-6}$	0	36
<b>U4a</b>	άργιλος	1.75	990	30		0.45	$1 \cdot 10^{-8}$	20	0
<b>U4b</b>	άργιλος	1.75	2227	67.5		0.35	$1 \cdot 10^{-8}$	45	0
<b>U4c</b>	άργιλος	1.75	5940	180		0.35	$1 \cdot 10^{-8}$	120	0

### 4.1.3 Σεισμική διέγερση

Όπως αναφέρθηκε στην Ενότητα 3.3, ο κρηπιδότοιχος υποβάλλεται σε πέντε καταγεγραμμένες σεισμικές διεγέρσεις ιστορικών σεισμών, κανονικοποιημένες σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για βράχο. Η σεισμική διέγερση εισάγεται στην βάση του μοντέλου ως χρονοϊστορία ταχυτήτων και οι συνοριακές συνθήκες που υποβάλλονται στο αριστερό και δεξί κατακόρυφο σύνορο του μοντέλου είναι αυτές του ελεύθερου πεδίου (free-field conditions) όπως περιγράφηκαν στην Ενότητα 2.1.6.1.

## 4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α

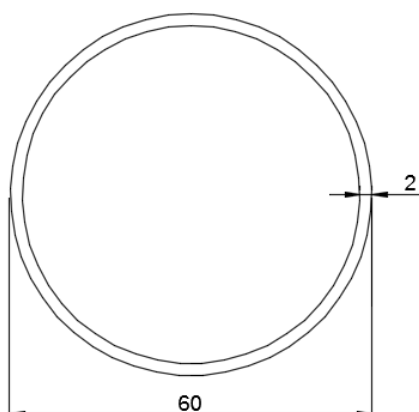
Οι ιδιότητες, η γεωμετρία και οι καταστατικοί νόμοι των εδαφικών στρώσεων παραμένουν ίδια όπως στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους. Αυτό που αλλάζει στο ήδη υπάρχον αριθμητικό μοντέλο είναι η προσθήκη μιας σειράς πασσάλων στο αντιστηριζόμενο έδαφος.

Έτσι, λοιπόν, τοποθετείται μια σειρά πασσάλων στο αντιστηριζόμενο έδαφος σε απόσταση 5.5 m από το σημείο Γ, το οποίο απεικονίζεται στο Σχήμα 4.3.2. Επιλέχθηκαν σωληνωτοί χαλύβδινοι πάσσαλοι (steel pipe piles) διαμέτρου  $d = 60$  cm και πάχους  $t = 20$  mm οι οποίοι τοποθετήθηκαν με απόσταση μεταξύ τους  $s = 1$  m. Το μήκος των πασσάλων είναι 36.8 m.

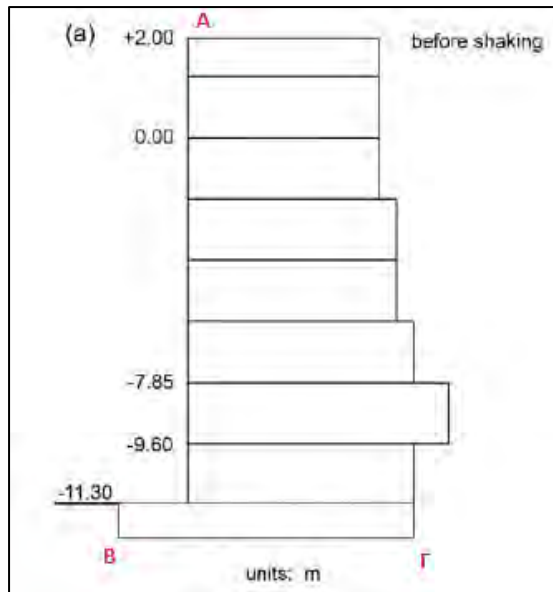
Στον παρακάτω Πίνακα 4.3.1 δίνονται οι ιδιότητες των χαλύβδινων πασσάλων όπως το μέτρο ελαστικότητας, η ροπή αδρανείας, το εμβαδόν, η πυκνότητα και η περίμετρος.

Πίνακας 4.3.1: Ιδιότητες πασσάλων

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia ( $m^4$ )	Cross Sect. Area ( $m^2$ )	Mass Density ( $t/m^3$ )	Pile Perimeter (m)
Piles	200	$153 \cdot 10^{-5}$	$364.4 \cdot 10^{-4}$	7.85	1.884



Σχήμα 4.3.1: Διατομή πασσάλου (διαστάσεις σε cm)



Σχήμα 4.3.2: Λεπτομερής γεωμετρία του κρηπιδοτοίχου πριν την εφαρμογή σεισμικής διέγερσης (Πηγή: Dakoulas et al, 2018)

Οι πάσσαλοι ανάλογα με το είδος της εδαφικής στρώσης που τέμνουν παρουσιάζουν διαφορετικές ιδιότητες διεπιφάνειας σε κάθε τμήμα. Οι διεπιφάνειες αυτές είναι απαραίτητες για την αλληλεπίδραση των πασσάλων με τον πλέγμα του μοντέλου στο FLAC και προσομοιώνονται με ορθά και διατμητικά ελατήρια σύζευξης. Οι σταθερές των ελατηρίων αυτών προτείνεται από το FLAC να ορίζονται ως δέκα φορές η ισοδύναμη δυσκαμψία της γειτονικής ζώνης με τη μεγαλύτερη δυσκαμψία:

$$k_n = k_s = 10 \max \left( \frac{K + G \frac{4}{3}}{\Delta z_{min}} \right) \quad (4.3.1)$$

Όπου  $\Delta z_{min}$  = το μικρότερο πλάτος των γειτονικών ζωνών

$K$  = μέτρο ισοτροπικής συμπίεσης (MPa)

$G$  = μέτρο διάτμησης (MPa)

Για τη προσομοίωση την διεπιφάνειας απαιτείται επιπλέον ο προσδιορισμός της ορθής/διατμητικής συνοχής και γωνία τριβής που επικρατεί στην περιοχή της διεπιφάνειας.

Για τη γωνία τριβής στις στρώσεις του αμμοχάλικου και της λιθορριπής (B2a, B2b, B1, U1, U2) επιλέχθηκε:

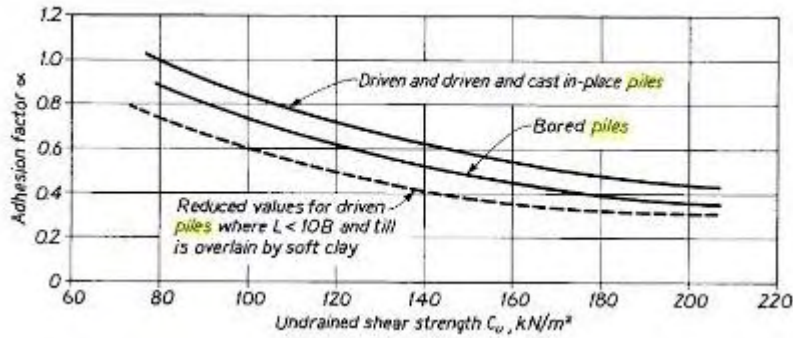
$$\delta = \frac{2}{3} \varphi = 24^\circ \quad (4.3.2)$$



όπου  $\varphi$  = γωνία τριβής των εδαφικών στρώσεων ,  $\varphi = 36^\circ$

$\delta$  = ορθή/διατμητική γωνία τριβής της διεπιφάνειας

Για τον προσδιορισμό της ορθής/διατμητικής συνοχής της διεπιφάνειας των πασσάλων χρησιμοποιήθηκε το Σχήμα 4.3.3 όπου συσχετίζει το συντελεστή συνοχής με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή της εδαφικής στρώσης που βρίσκεται η διεπιφάνεια.



Σχήμα 4.3.3: Διάγραμμα συντελεστή συνοχής με αστράγγιστη διατμητική αντοχή για πασσάλους

Για τη στρώση U4b ( $c_u = 45 \text{ KPa}$ )  $\rightarrow c = 0.9 \times c_u = 40.5 \text{ KPa}$

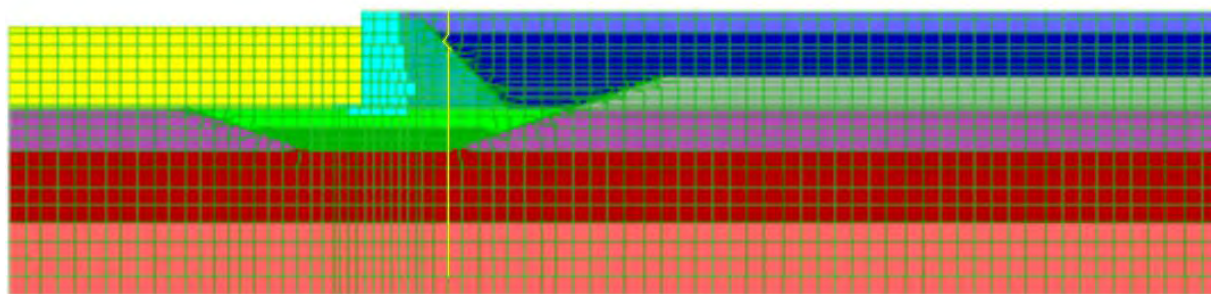
Για τη στρώση U4c ( $c_u = 120 \text{ KPa}$ )  $\rightarrow c = 0.7 \times c_u = 84 \text{ KPa}$

Οι ιδιότητες των διεπιφανειών πασσάλου-εδάφους συνοψίζονται στον Πίνακα 4.3.2.

Πίνακας 4.3.2: Ιδιότητες των ελατηρίων για τις διεπιφάνειες πασσάλου-εδάφους

	Normal Stiffness $k_n$ (KN/m/m)	Shear Stiffness $k_s$ (KN/m/m)	Normal Cohesion (KN/m)	Shear Cohesion (KN/m)	Normal Friction (degrees)	Shear Friction (degrees)
<b>B2a-B2b</b>	$480 \cdot 10^4$	$480 \cdot 10^4$	0	0	24	24
<b>B1</b>	$480 \cdot 10^4$	$480 \cdot 10^4$	0	0	24	24
<b>U1</b>	$480 \cdot 10^4$	$480 \cdot 10^4$	0	0	24	24
<b>U2</b>	$480 \cdot 10^4$	$480 \cdot 10^4$	0	0	24	24
<b>U4b</b>	$13240 \cdot 10^3$	$13240 \cdot 10^3$	40.5	40.5	0	0
<b>U4c</b>	$35314 \cdot 10^3$	$35314 \cdot 10^3$	84	84	0	0

Ολοκληρωμένο το αριθμητικό μοντέλο στο FLAC παρουσιάζεται παρακάτω.



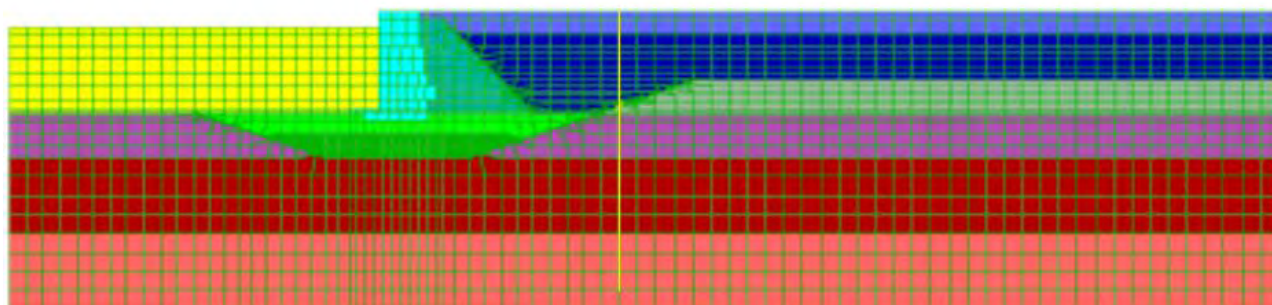
Σχήμα 4.3.4: Μοντέλο προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη σειράς πασσάλων Α στο FLAC

### 4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α\*

Στην εναλλακτική περίπτωση πασσάλων Α\* τοποθετείται μια σειρά πασσάλων στο αντιστηριζόμενο έδαφος σε απόσταση 25.4 m από το σημείο Γ, ως μια βελτιωμένη εκδοχή της περίπτωσης Α. Κι αυτό διότι σε αυτήν την περίπτωση δεν έχει να αντιμετωπιστεί η κατασκευαστική δυσκολία διαπέρασης του στρώματος λιθορριπής από τους πασσάλους. Τα χαρακτηριστικά των πασσάλων Α\* παραμένουν ίδια με αυτά των πασσάλων Α αλλά τροποποιούνται οι ιδιότητες των διεπιφανειών πασσάλου-εδάφους (Πίνακας 4.4.1).

Πίνακας 4.4.1: Ιδιότητες ελατηρίων για τις διεπιφάνειες πασσάλου-εδάφους

	Normal Stiffness $k_n$ (KN/m/m)	Shear Stiffness $k_s$ (KN/m/m)	Normal Cohesion (KN/m)	Shear Cohesion (KN/m)	Normal Friction (degrees)	Shear Friction (degrees)
<b>B2a-B2b</b>	$350 \cdot 10^4$	$350 \cdot 10^4$	0	0	24	24
<b>B2c</b>	$350 \cdot 10^4$	$350 \cdot 10^4$	20	20	0	0
<b>U4a</b>	$4292 \cdot 10^3$	$4292 \cdot 10^3$	20	20	0	0
<b>U4b</b>	$9654 \cdot 10^3$	$9654 \cdot 10^3$	40.5	40.5	0	0
<b>U4c</b>	$25750 \cdot 10^3$	$25750 \cdot 10^3$	84	84	0	0



Σχήμα 4.4.1: Μοντέλο προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη πασσάλων Α\* στο FLAC

#### 4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Β

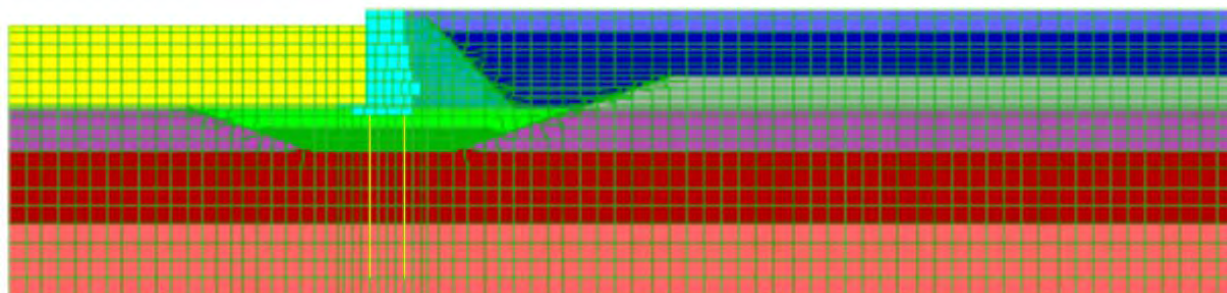
Σε αυτή την περίπτωση τοποθετούνται δύο σειρές πασσάλων στο έδαφος θεμελίωσης του κρηπιδοτοίχου. Οι σειρές των πασσάλων έχουν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Απόσταση 1<sup>ης</sup> σειράς από το Β: 2.42 m
- Απόσταση 2<sup>ης</sup> σειράς από το Γ: 1.21 m
- Διαστάσεις Διατομής πασσάλου:  $d = 60 \text{ cm}$  ,  $t = 20 \text{ mm}$
- Απόσταση μεταξύ πασσάλων της ίδιας σειράς:  $s = 1 \text{ m}$
- Μήκος πασσάλου:  $L = 22.5 \text{ m}$

Οι πάσσαλοι παραμένουν ίδιοι σαν διατομή αλλά τροποποιούνται οι ιδιότητες των διεπιφανειών πασσάλου-εδάφους (Πίνακας 4.5.1).

Πίνακας 4.5.1: Ιδιότητες ελατηρίων για τις διεπιφάνειες πασσάλου-εδάφους

	Normal Stiffness $k_n$ (KN/m/m)	Shear Stiffness $k_s$ (KN/m/m)	Normal Cohesion (KN/m)	Shear Cohesion (KN/m)	Normal Friction (degrees)	Shear Friction (degrees)
U1	$7 \cdot 10^6$	$7 \cdot 10^6$	0	0	24	24
U2	$7 \cdot 10^6$	$7 \cdot 10^6$	0	0	24	24
U4b	$19308 \cdot 10^3$	$19308 \cdot 10^3$	40.5	40.5	0	0
U4c	$51500 \cdot 10^3$	$51500 \cdot 10^3$	84	84	0	0



Σχήμα 4.5.1: Μοντέλο προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη πασσάλων Β στο FLAC

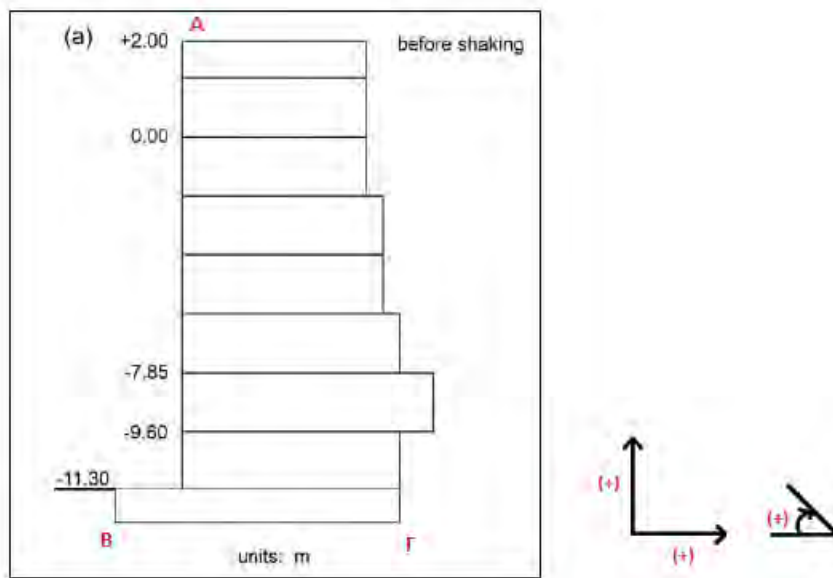


## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 5.1 ΣΕΙΣΜΟΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Λευκάδας. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και για τις τρεις περιπτώσεις του μοντέλου προσομοίωσης (υπάρχον κρηπιδότοιχος, ενισχυμένος κρηπιδότοιχος με πασσάλους A και με πασσάλους B).

#### 5.1.1 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου



Σχήμα 5.1.1: Απεικόνιση των σημείων μελέτης A, B, Γ στον κρηπιδότοιχο

Μελετώνται τα εξής μεγέθη στα σημεία A, B, Γ:

- Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A
- Καθίζηση σημείου A
- Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B
- Καθίζηση σημείου B
- Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ
- Καθίζηση σημείου Γ
- Στροφή της βάσης ΒΓ

**i. Dr=45%**

$t = 20 \text{ sec}$  (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -1.054 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.135 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.163 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.119 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.163 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.184 \text{ m}$

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.44^\circ$

**ii. Dr=55%**

$t = 20 \text{ sec}$  (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -1.062 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.134 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.154 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.121 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.154 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.175 \text{ m}$

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.36^\circ$

**iii. Dr=65%**

$t = 20 \text{ sec}$  (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -1.061 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.129 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.183 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.111 \text{ m}$

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.183 \text{ m}$

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.184 \text{ m}$

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.49^\circ$

**iv. Dr=75%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -0.972$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.122$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.093$  m

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.105$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.093$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.176$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.48^\circ$

**v. Dr=85%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -1.112$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.120$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.242$  m

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.101$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.242$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.178$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.52^\circ$

**vi. Αντιστηριζόμενο έδαφος: Dr=53% - Έδαφος θεμελιώσεως: Dr=65%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -1.066$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.127$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -1.195$  m

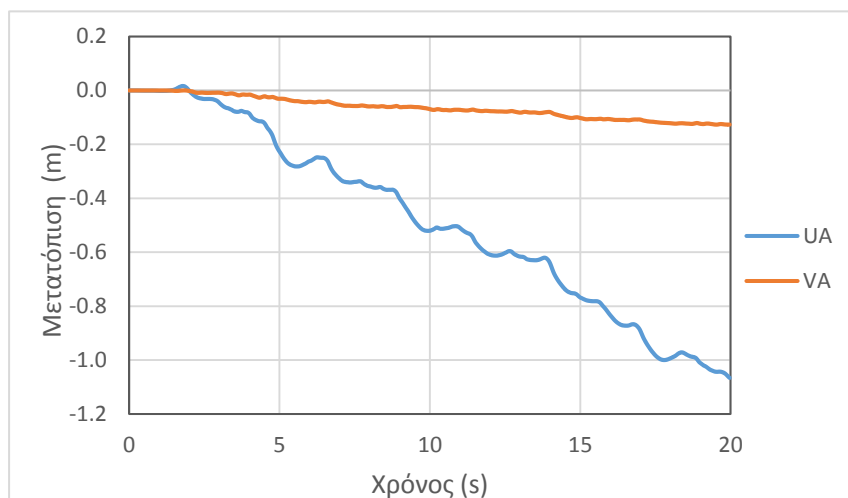
Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.108$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -1.195$  m

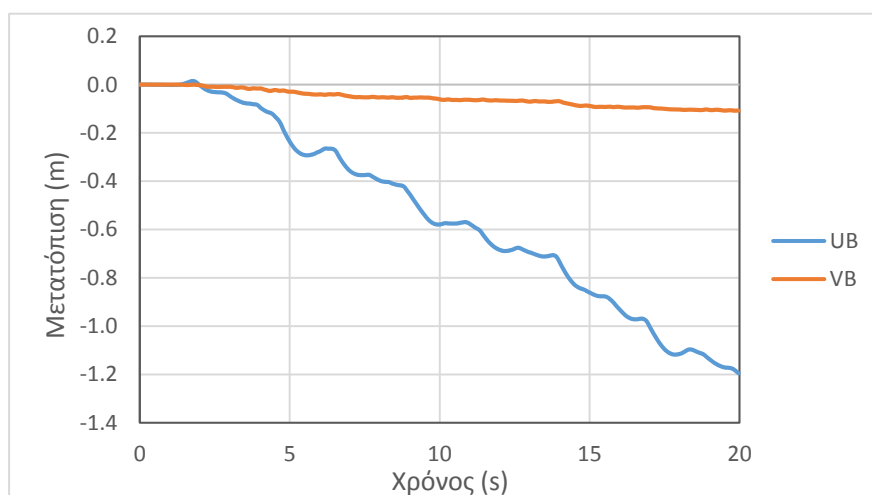
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.185$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.52^\circ$

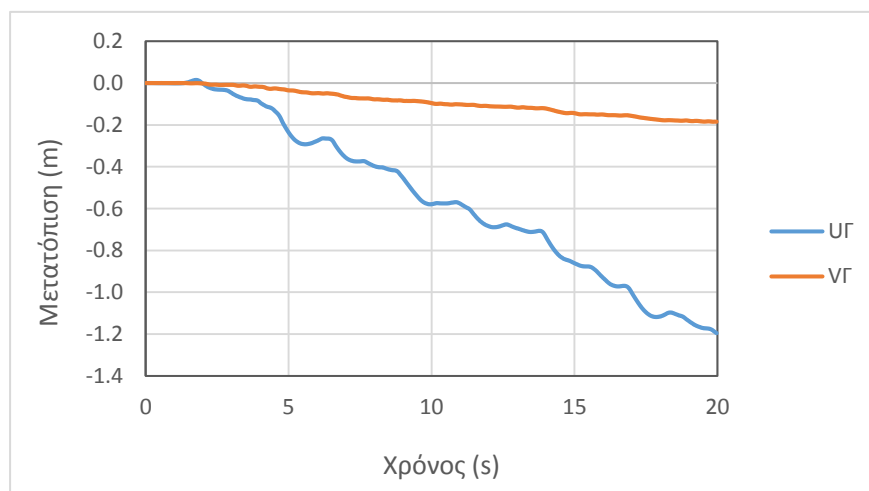
Πιο αναλυτικά, για την περίπτωση (vi) παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.1.2 έως 5.1.5 οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετατόπισης, καθίζησης και στροφής του κρηπιδοτοίχου. Επιπλέον, δίνονται στα Σχήματα 5.1.6 και 5.1.7 οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις και καθιζήσεις στο τέλος του σεισμού.



Σχήμα 5.1.2: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Α του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας

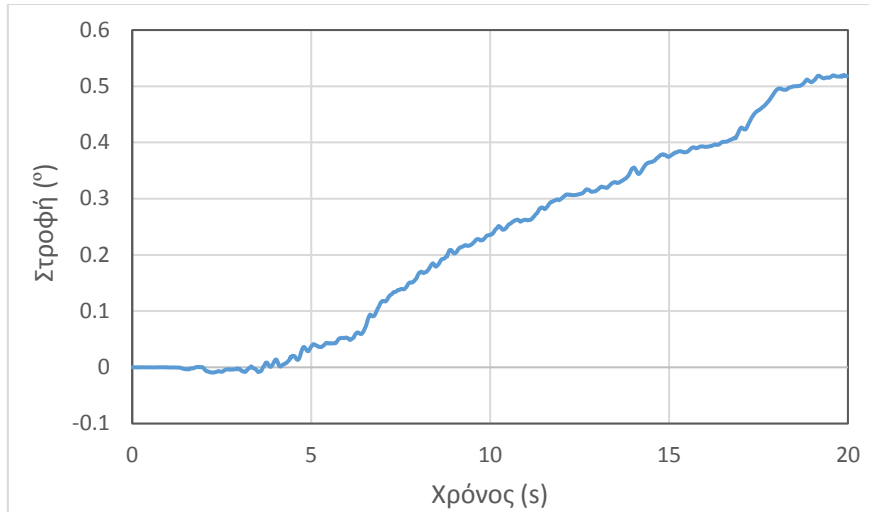


Σχήμα 5.1.3: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Β του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας

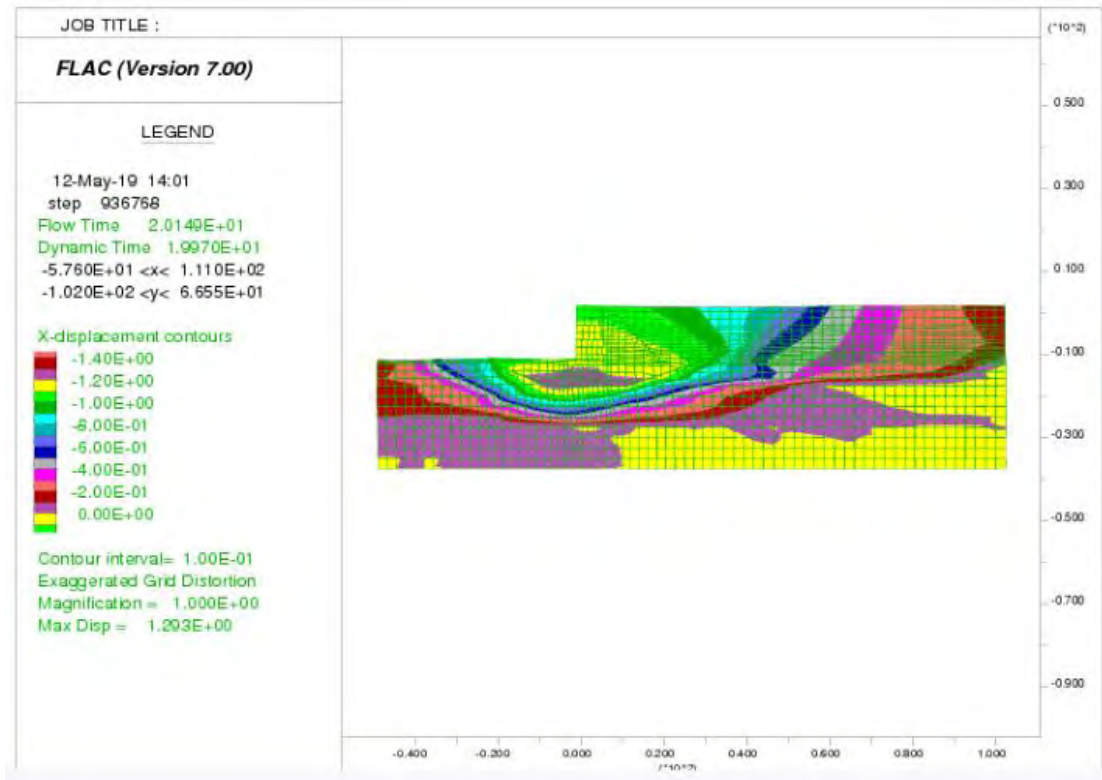


Σχήμα 5.1.4: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Γ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας

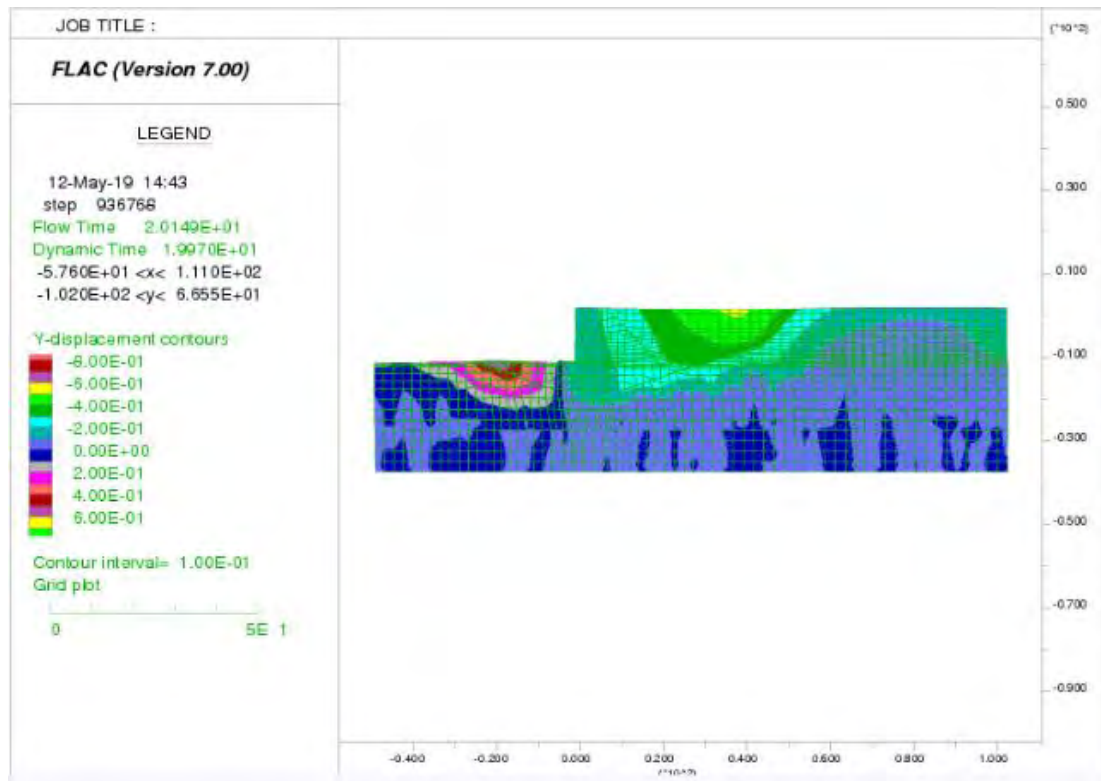




Σχήμα 5.1.5: Χρονοϊστορία των στροφών της βάσης ΒΓ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας



Σχήμα 5.1.6: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας



Σχήμα 5.1.7: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας

## 5.1.2 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α

### i. **Dr=45%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.783$  m

Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.119$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.751$  m

Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.123$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.751$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.104$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.13^\circ$

### ii. **Dr=55%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.826$  m

Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.132$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.784$  m  
Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.137$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.784$  m  
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.113$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.16^\circ$

**iii. Dr=65%**

$t = 20$  sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.769$  m  
Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.113$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.739$  m  
Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.117$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.739$  m  
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.100$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.11^\circ$

**iv. Dr=75%**

$t = 20$  sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.790$  m  
Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.124$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.754$  m  
Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.128$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.754$  m  
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.108$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.13^\circ$

**v. Dr=85%**

$t = 20$  sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.786$  m  
Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.120$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.752$  m  
Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.125$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_{\Gamma} = -0.752$  m  
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_{\Gamma} = -0.105$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.13^{\circ}$

vi. Αντιστηριζόμενο έδαφος: **Dr=53%** - Έδαφος θεμελιώσεως: **Dr=65%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

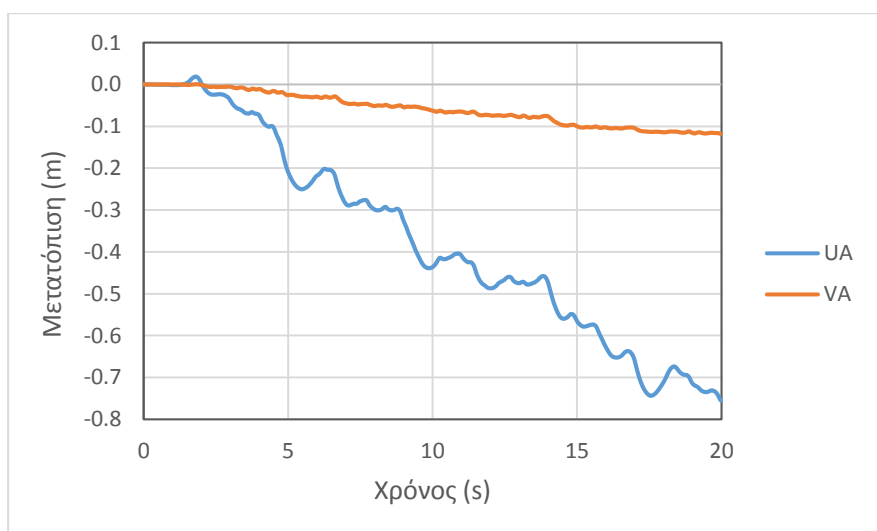
Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.755$  m  
Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.118$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.725$  m  
Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.121$  m

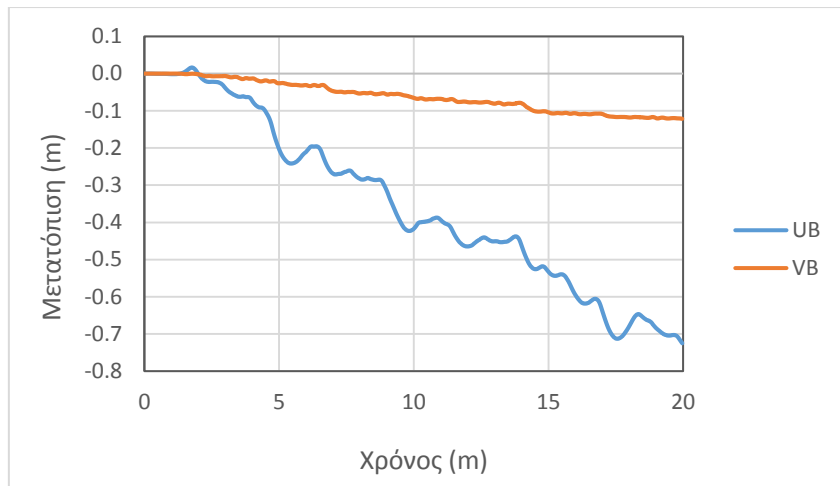
Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_{\Gamma} = -0.725$  m  
Καθίζηση σημείου Γ :  $V_{\Gamma} = -0.104$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.11^{\circ}$

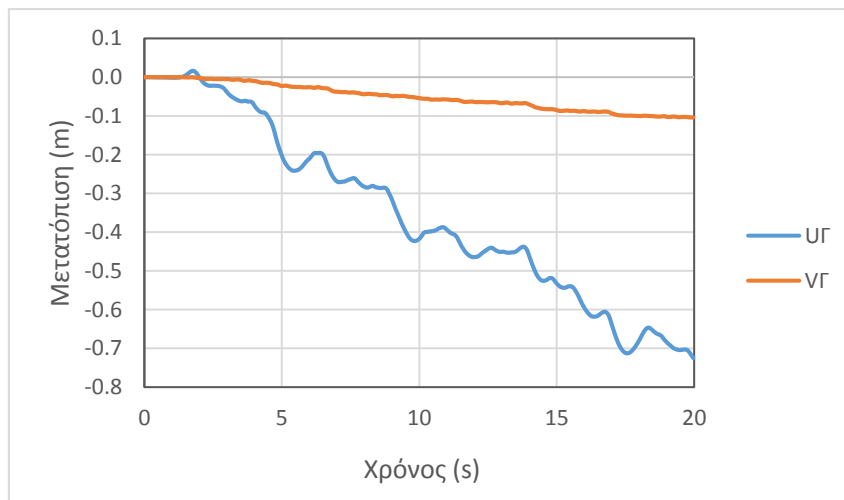
Πιο αναλυτικά, για την περίπτωση (vi) παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.1.8 έως 5.1.11 οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετατόπισης, καθίζησης και στροφής του κρηπιδοτοίχου και στα Σχήματα 5.1.12 και 5.1.13 δίνονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις και καθιζήσεις στο τέλος του σεισμού.



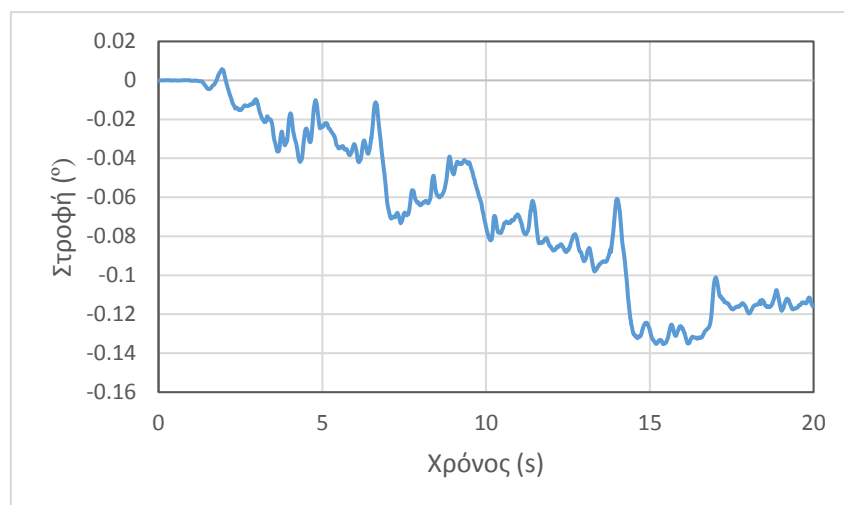
Σχήμα 5.1.8: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Α του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Α)



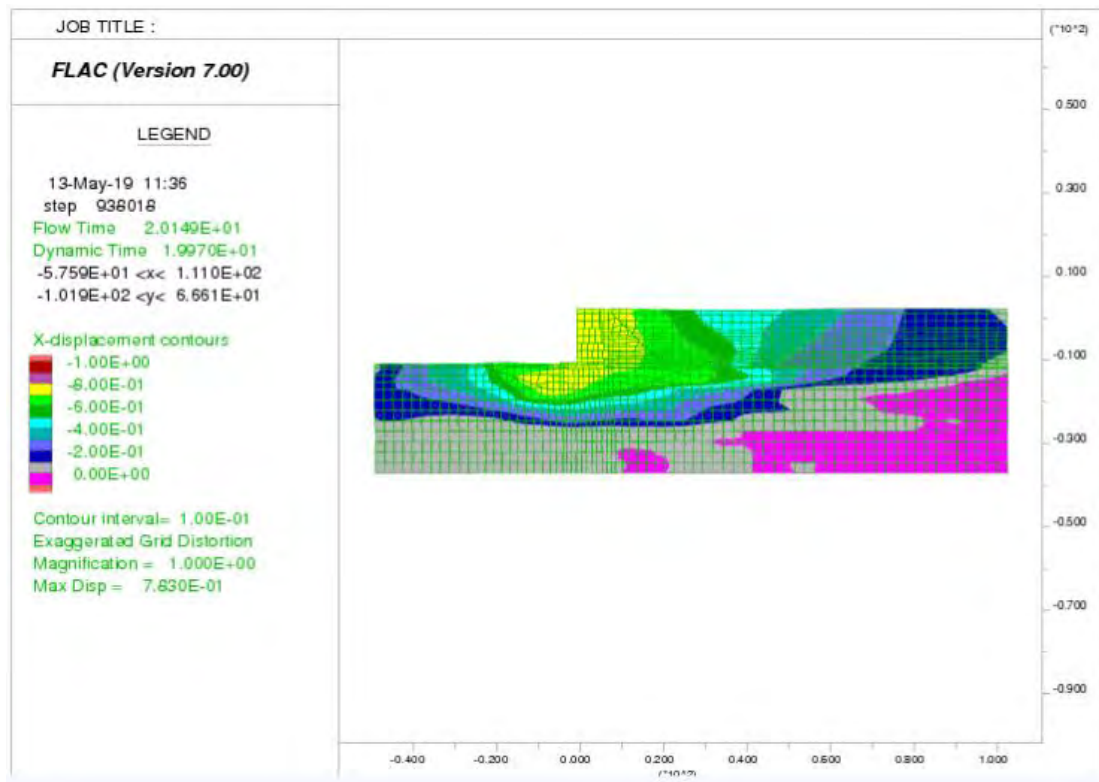
Σχήμα 5.1.9: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Β του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Α)



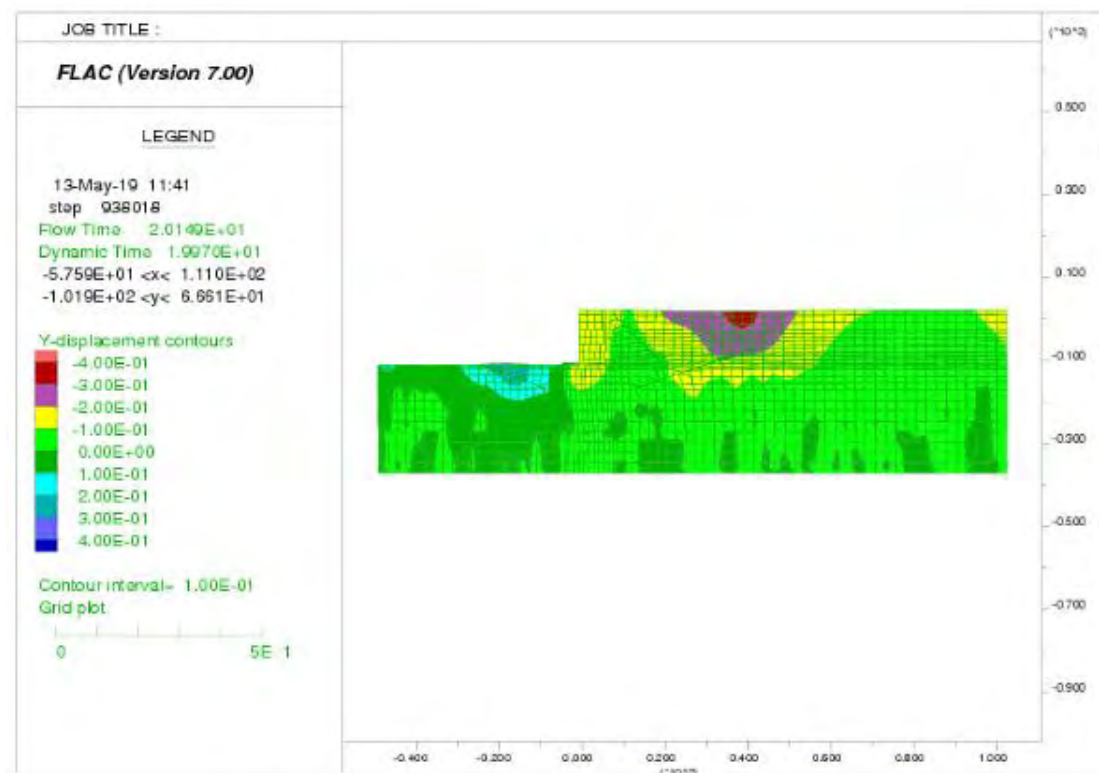
Σχήμα 5.1.10: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Γ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Α)



Σχήμα 5.1.11: Χρονοϊστορία των στροφών στην βάση ΒΓ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Α)



Σχήμα 5.1.12: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων A)



Σχήμα 5.1.13: Κατανομή των μόνιμων κατιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων A)

### 5.1.3 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β

#### i. **Dr=45%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.780$  m

Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.022$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.778$  m

Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.022$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.778$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.021$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.0067^\circ$

#### ii. **Dr=55%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.774$  m

Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.024$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.767$  m

Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.025$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.767$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.020$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.034^\circ$

#### iii. **Dr=65%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α :  $U_A = -0.732$  m

Καθίζηση σημείου Α :  $V_A = -0.020$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β :  $U_B = -0.730$  m

Καθίζηση σημείου Β :  $V_B = -0.021$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.730$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.019$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.013^\circ$

**iv. Dr=75%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -0.759$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.021$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -0.763$  m

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.021$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.763$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.022$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = 0.0067^\circ$

**v. Dr=85%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -0.782$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.022$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -0.782$  m

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.022$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.782$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.021$  m

Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.0067^\circ$

**vi. Αντιστηριζόμενο έδαφος: Dr=53% - Έδαφος θεμελιώσεως: Dr=65%**

t = 20 sec (τέλος σεισμού)

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A :  $U_A = -0.769$  m

Καθίζηση σημείου A :  $V_A = -0.026$  m

Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B :  $U_B = -0.757$  m

Καθίζηση σημείου B :  $V_B = -0.029$  m

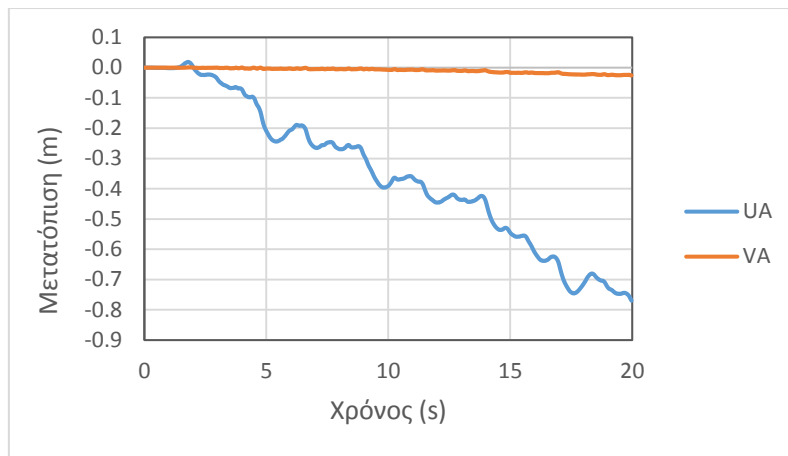
Οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ :  $U_\Gamma = -0.757$  m

Καθίζηση σημείου Γ :  $V_\Gamma = -0.020$  m

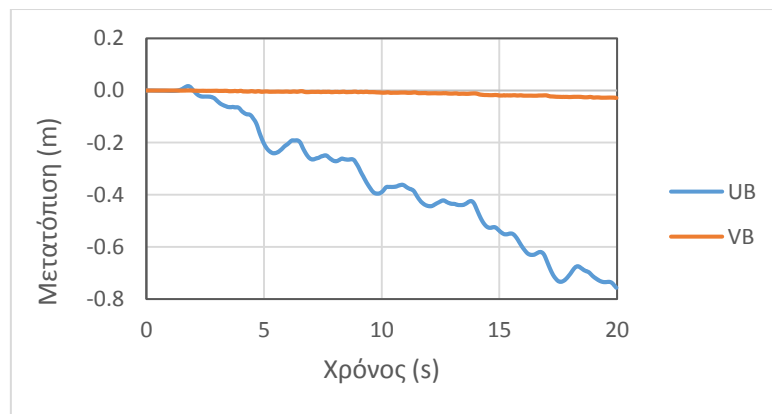
Στροφή της βάσης ΒΓ :  $\phi = -0.061^\circ$



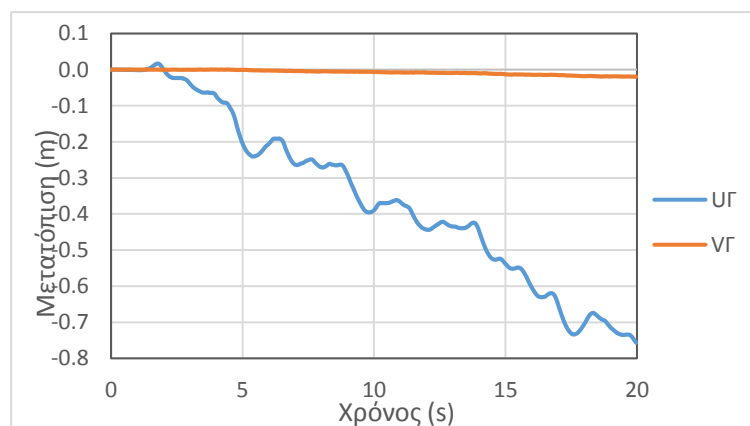
Πιο αναλυτικά, για την περίπτωση (vi) παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.1.14 έως 5.1.17 οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετατόπισης, καθίζησης και στροφής του κρηπιδοτοίχου και στα Σχήματα 5.1.18 και 5.1.19 δίνονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις και καθιζήσεις στο τέλος του σεισμού.



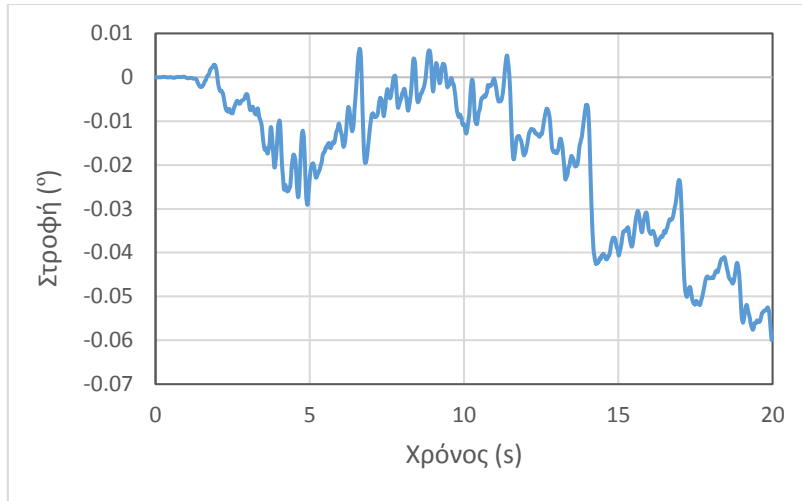
Σχήμα 5.1.14: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Α του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



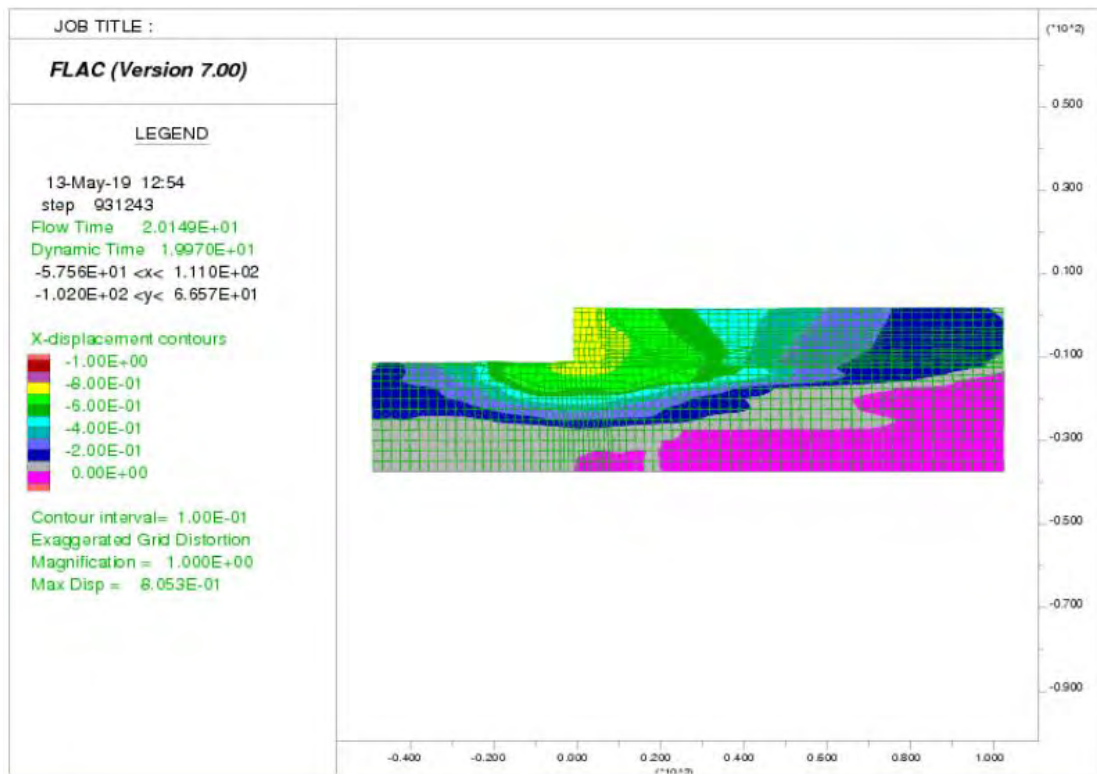
Σχήμα 5.1.15: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Β του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



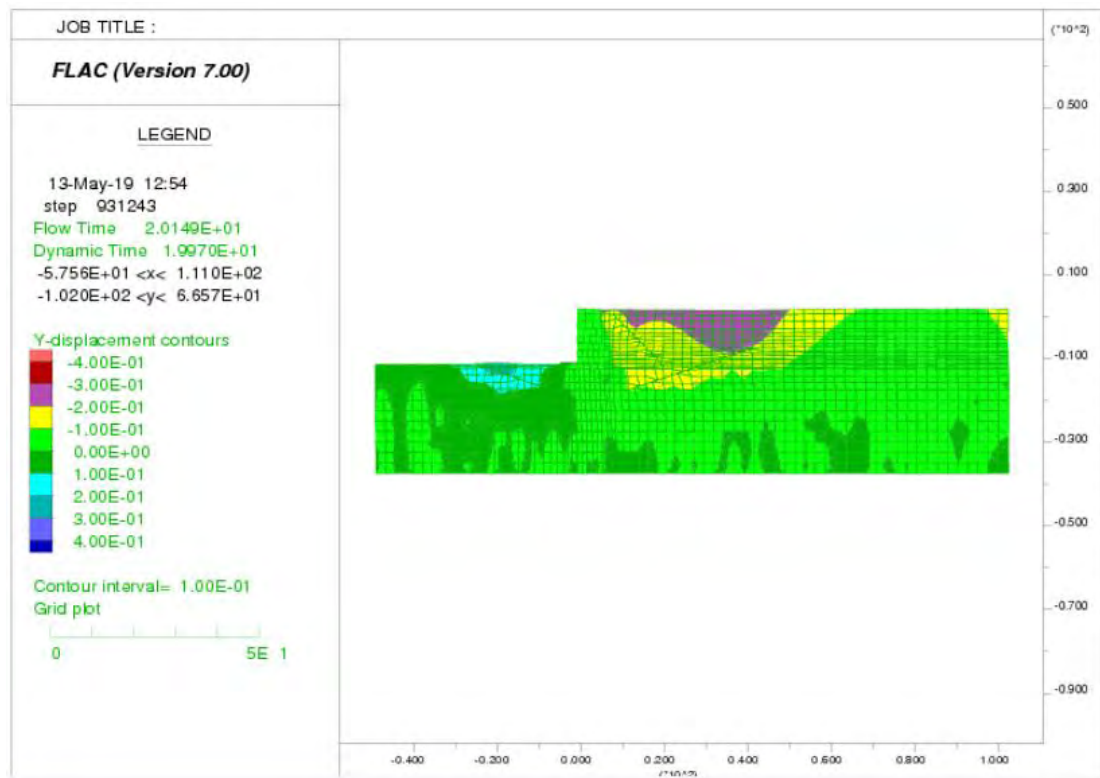
Σχήμα 5.1.16: Χρονοϊστορία των μετατοπίσεων στην γωνία Γ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



Σχήμα 5.1.17: Χρονοϊστορία των στροφών στην βάση ΒΓ του τοίχου για το σεισμό της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



Σχήμα 5.1.18: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



Σχήμα 5.1.19: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Β)

### 5.1.4 Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου

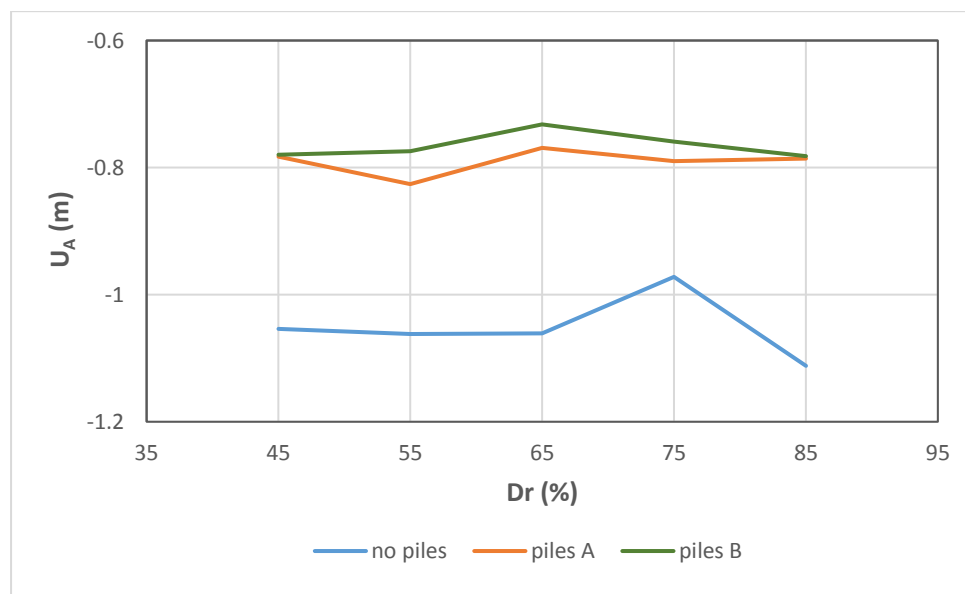
#### ❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A

Πίνακας 5.1.1: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-1.054	-0.783	25.7
55	-1.062	-0.826	22.2
65	-1.061	-0.769	27.5
75	-0.972	-0.790	18.7
85	-1.112	-0.786	29.3
53-65	-1.066	-0.755	29.2

Πίνακας 5.1.2: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-1.054	-0.780	26.0
55	-1.062	-0.774	27.1
65	-1.061	-0.732	31.0
75	-0.972	-0.759	21.9
85	-1.112	-0.782	29.7
53-65	-1.066	-0.769	27.9



Σχήμα 5.1.20: Διαγράμματα  $U_A$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

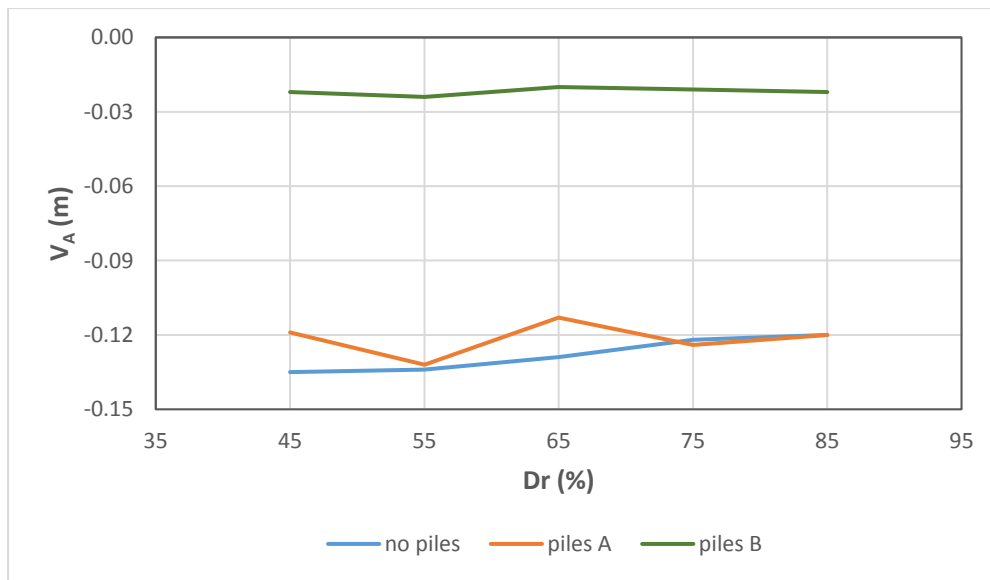
❖ Καθίζηση του σημείου A

Πίνακας 5.1.3: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.135	-0.119	11.9
55	-0.134	-0.132	1.5
65	-0.129	-0.113	12.4
75	-0.122	-0.124	-1.6
85	-0.120	-0.120	0.0
53-65	-0.127	-0.118	7.1

Πίνακας 5.1.4: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.135	-0.022	83.7
55	-0.134	-0.024	82.1
65	-0.129	-0.020	84.5
75	-0.122	-0.021	82.8
85	-0.120	-0.022	81.7
53-65	-0.127	-0.026	79.5



Σχήμα 5.1.21: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

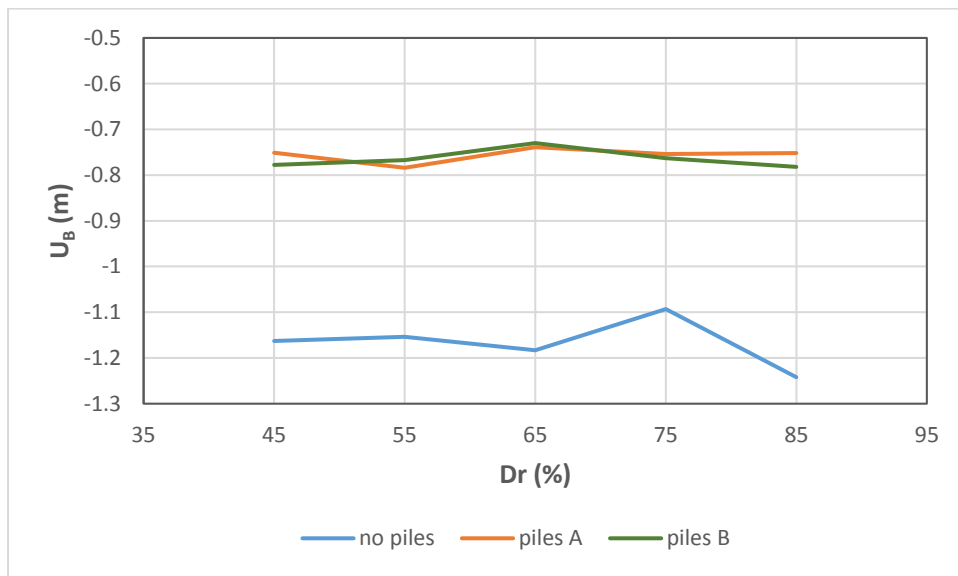
❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου B

Πίνακας 5.1.5: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_B$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_B$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-1.163	-0.751	35.4
55	-1.154	-0.784	32.1
65	-1.183	-0.739	37.5
75	-1.093	-0.754	31.0
85	-1.242	-0.752	39.5
53-65	-1.195	-0.725	39.3

Πίνακας 5.1.6: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_B$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_B$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-1.163	-0.778	33.1
55	-1.154	-0.767	33.5
65	-1.183	-0.730	38.3
75	-1.093	-0.763	30.2
85	-1.242	-0.782	37.0
53-65	-1.195	-0.757	36.7



Σχήμα 5.1.22: Διαγράμματα  $U_B - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

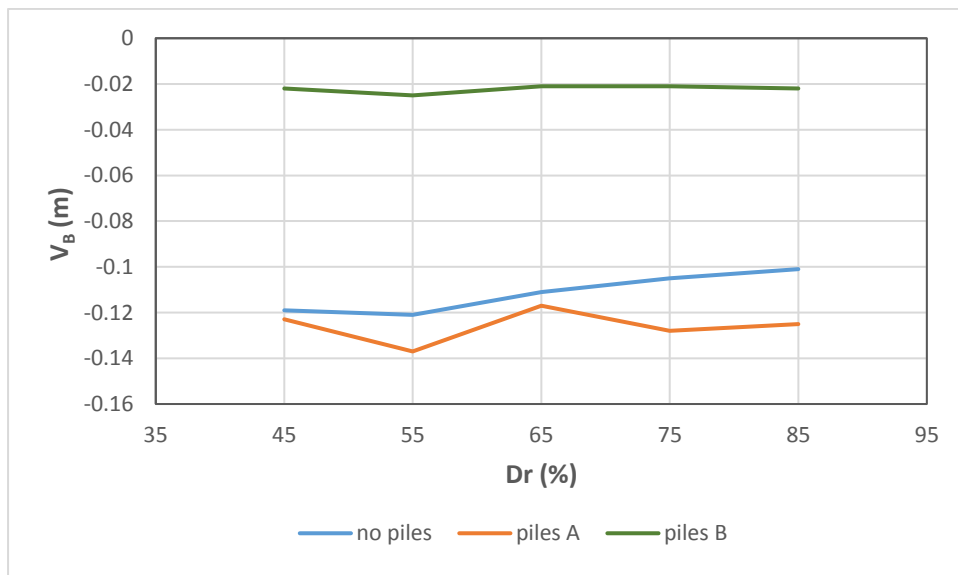
❖ Καθίζηση του σημείου Β

Πίνακας 5.1.7: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_B$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$V_B$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό αύξησης (%)
45	-0.119	-0.123	3.4
55	-0.121	-0.137	13.2
65	-0.111	-0.117	5.4
75	-0.105	-0.128	21.9
85	-0.101	-0.125	23.8
53-65	-0.108	-0.121	12.0

Πίνακας 5.1.8: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_B$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$V_B$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.119	-0.022	81.5
55	-0.121	-0.025	79.3
65	-0.111	-0.021	81.1
75	-0.105	-0.021	80.0
85	-0.101	-0.022	78.2
53-65	-0.108	-0.029	73.1



Σχήμα 5.1.23: Διαγράμματα  $V_B$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

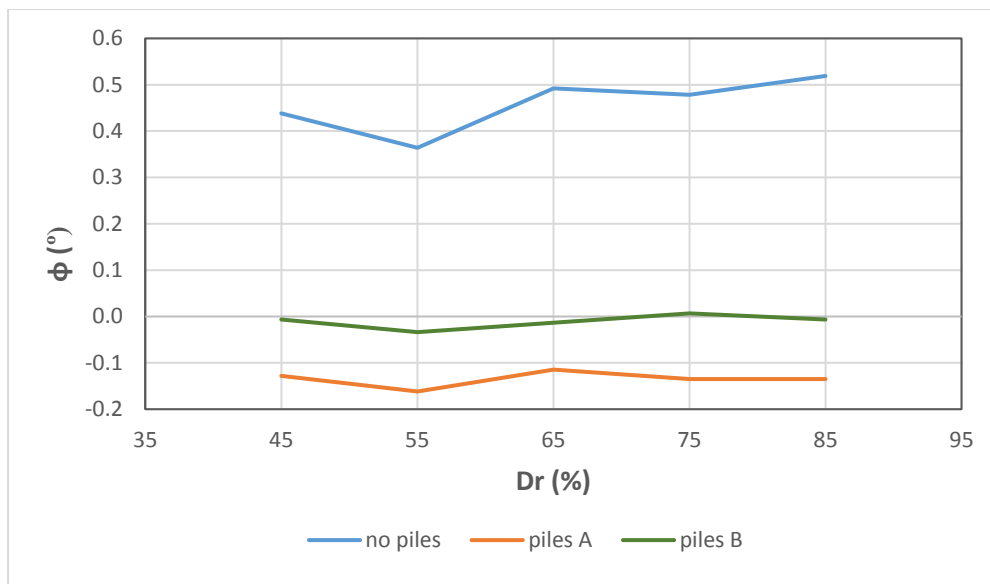
❖ Στροφή της βάσης ΒΓ

Πίνακας 5.1.9: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.438	-0.128	70.8
55	0.364	-0.162	55.6
65	0.492	-0.115	76.7
75	0.479	-0.135	71.8
85	0.519	-0.135	74.0
53-65	0.519	-0.115	77.9

Πίνακας 5.1.10: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.438	-0.007	98.5
55	0.364	-0.034	90.7
65	0.492	-0.013	97.3
75	0.479	0.007	98.6
85	0.519	-0.007	98.7
53-65	0.519	-0.061	88.3



Σχήμα 5.1.24: Διαγράμματα  $\phi - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου



## 5.2 ΣΕΙΣΜΟΣ FRIULI

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Friuli. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και για τις τρεις περιπτώσεις του μοντέλου προσομοίωσης (υπάρχον κρηπιδότοιχος, ενισχυμένος κρηπιδότοιχος με πασσάλους Α και με πασσάλους Β).

### 5.2.1 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου

Στον Πίνακα 5.2.1 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Friuli για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.2.1 και 5.2.2 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδότοιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.2.1: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Friuli

No piles							
$D_r$ (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_\Gamma$ (m)	$V_\Gamma$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.225	-0.050	-0.243	-0.048	-0.243	-0.058	0.067
55	-0.221	-0.051	-0.236	-0.049	-0.236	-0.057	0.054
65	-0.213	-0.049	-0.231	-0.046	-0.231	-0.057	0.074
75	-0.221	-0.053	-0.237	-0.050	-0.237	-0.060	0.067
85	-0.218	-0.050	-0.235	-0.048	-0.235	-0.058	0.067
53-65	-0.213	-0.050	-0.232	-0.047	-0.232	-0.059	0.081

Όπου  $U_A$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α

$V_A$  = καθίζηση του σημείου Α

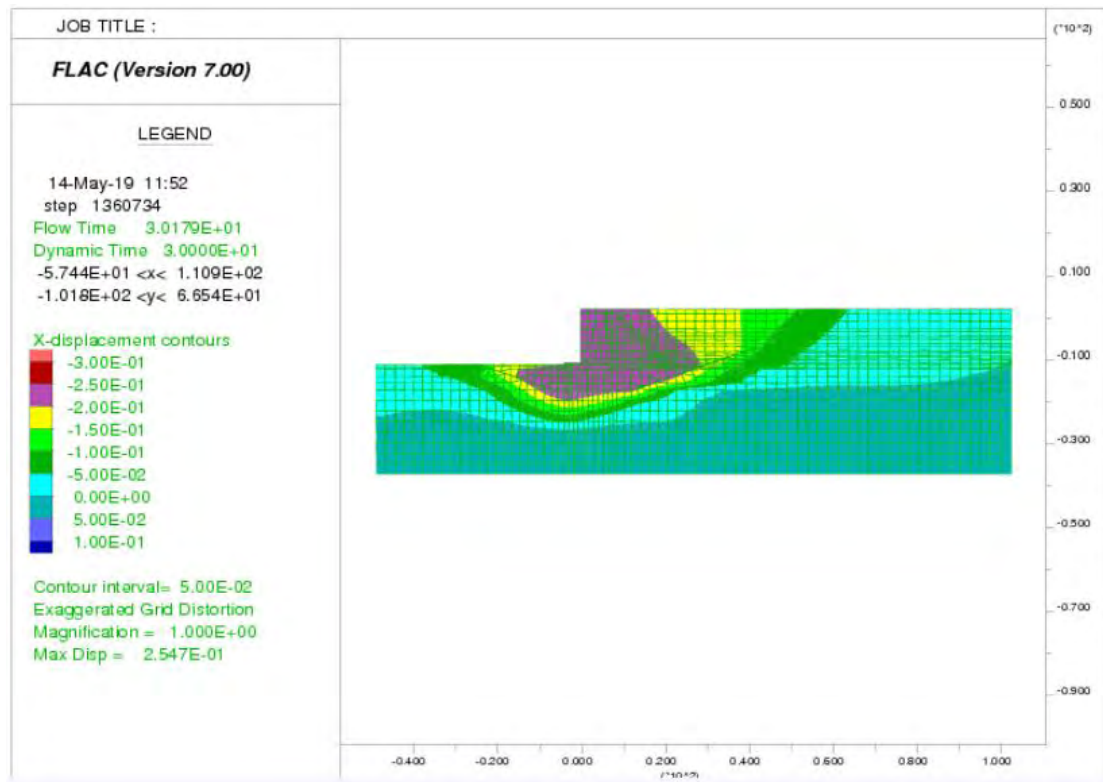
$U_B$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β

$V_B$  = καθίζηση του σημείου Β

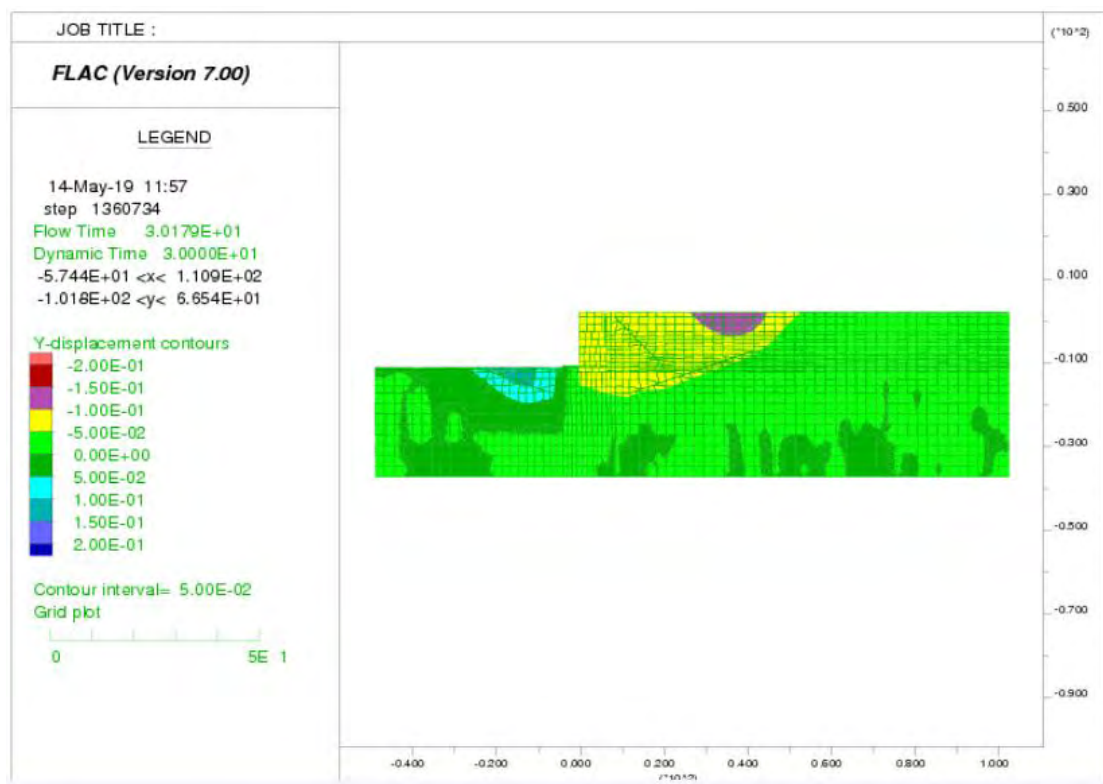
$U_\Gamma$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ

$V_\Gamma$  = καθίζηση του σημείου Γ

$\phi$  = στροφή της βάσης ΒΓ



Σχήμα 5.2.1: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Friuli



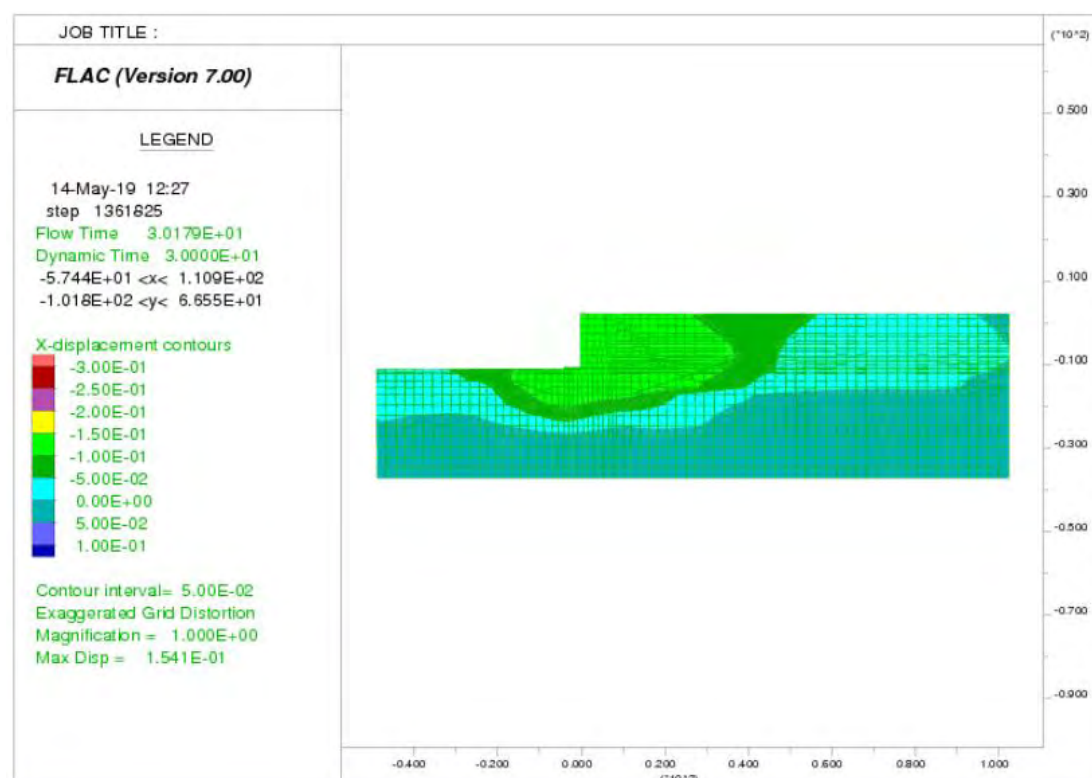
Σχήμα 5.2.2: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Friuli

## 5.2.2 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α

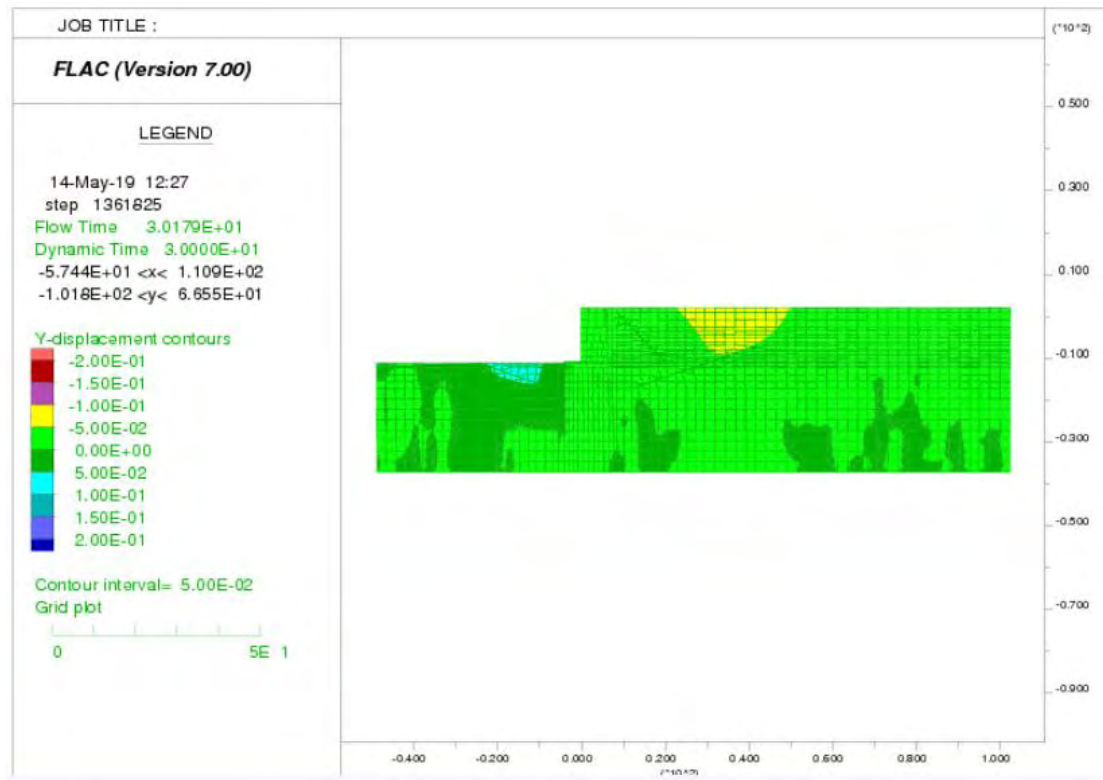
Στον Πίνακα 5.2.2 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Α στο τέλος του σεισμού Friuli για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.2.3 και 5.2.4 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτοίχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.2.2: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων Α)

Piles A							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
45	-0.148	-0.032	-0.135	-0.034	-0.135	-0.026	-0.054
55	-0.140	-0.031	-0.130	-0.033	-0.130	-0.026	-0.047
65	-0.139	-0.031	-0.128	-0.033	-0.128	-0.026	-0.047
75	-0.139	-0.031	-0.128	-0.032	-0.128	-0.026	-0.040
85	-0.136	-0.031	-0.124	-0.034	-0.124	-0.026	-0.054
53-65	-0.148	-0.032	-0.135	-0.034	-0.135	-0.026	-0.054



Σχήμα 5.2.3: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων Α)



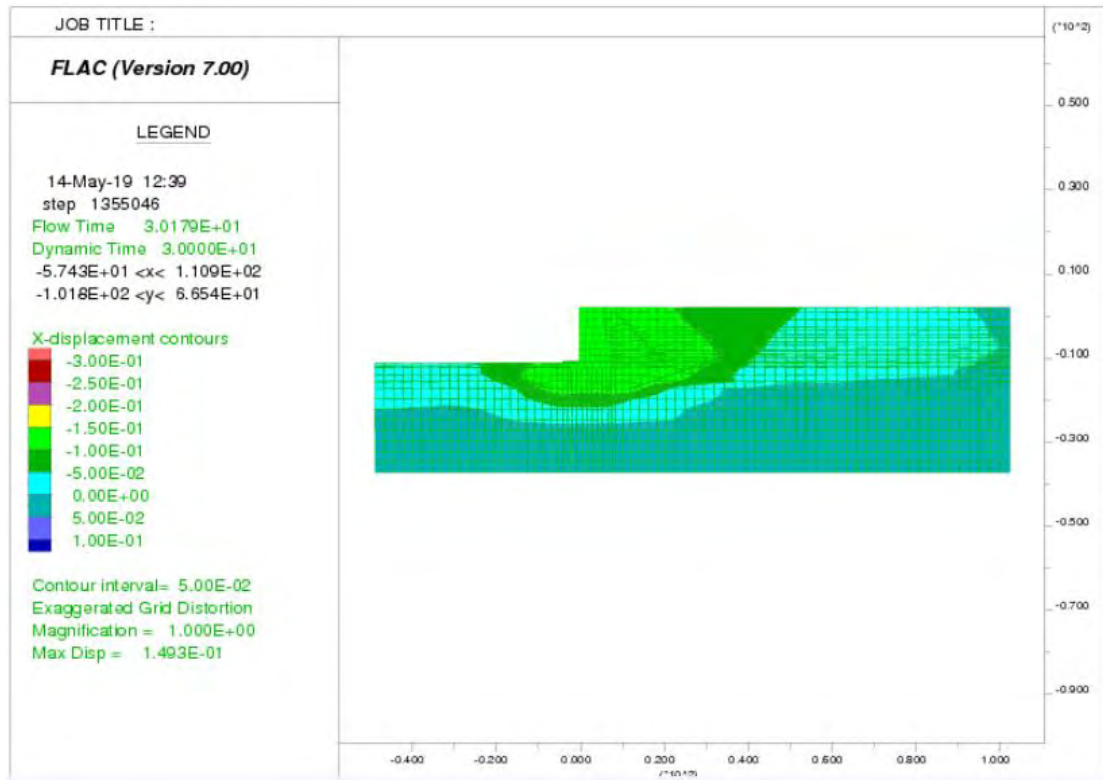
Σχήμα 5.2.3: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων A)

### 5.2.3 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων B

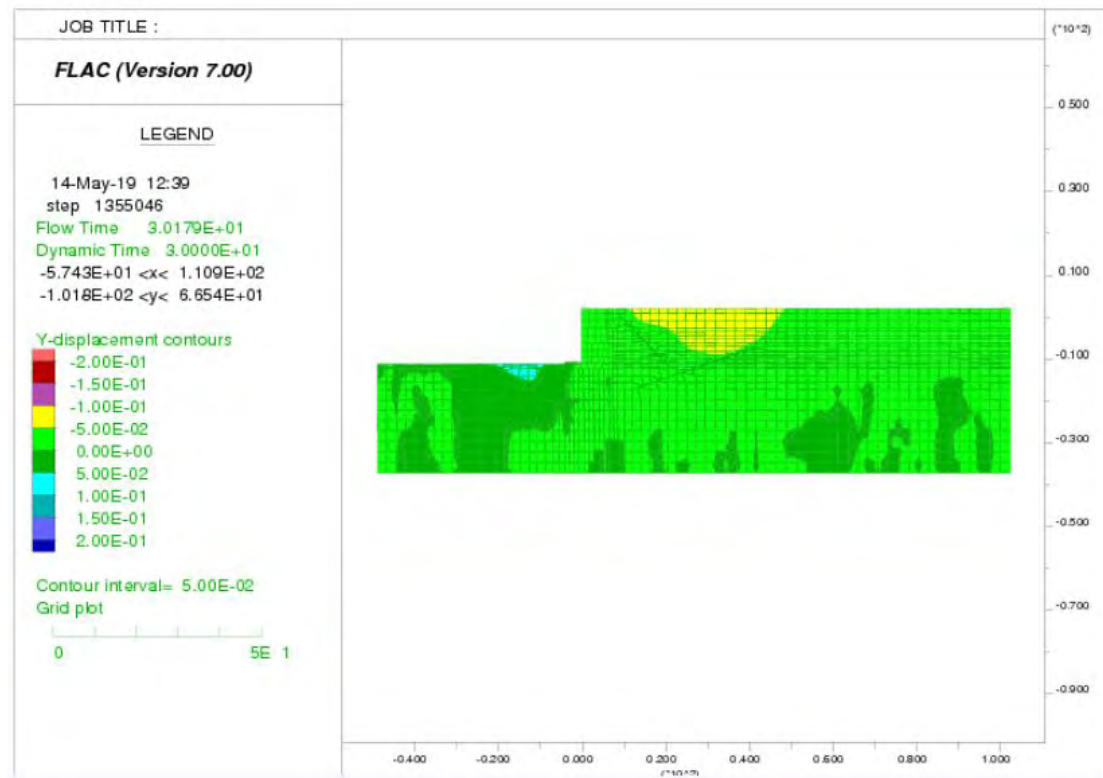
Στον Πίνακα 5.2.3 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους B στο τέλος του σεισμού Friuli για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.2.5 και 5.2.6 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδότοιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.2.3: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων B)

Piles B							
$D_r$ (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_r$ (m)	$V_r$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.139	-0.0026	-0.137	-0.0037	-0.137	-0.0013	-0.016
55	-0.138	-0.0023	-0.138	-0.0032	-0.138	-0.0016	-0.011
65	-0.140	-0.0027	-0.139	-0.0037	-0.139	-0.0016	-0.014
75	-0.133	-0.0023	-0.132	-0.0033	-0.132	-0.0014	-0.013
85	-0.130	-0.0024	-0.129	-0.0032	-0.129	-0.0016	-0.011
53-65	-0.140	-0.0024	-0.140	-0.0032	-0.140	-0.0018	-0.009



Σχήμα 5.2.5: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων B)



Σχήμα 5.2.6: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων B)

## 5.2.4 Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου

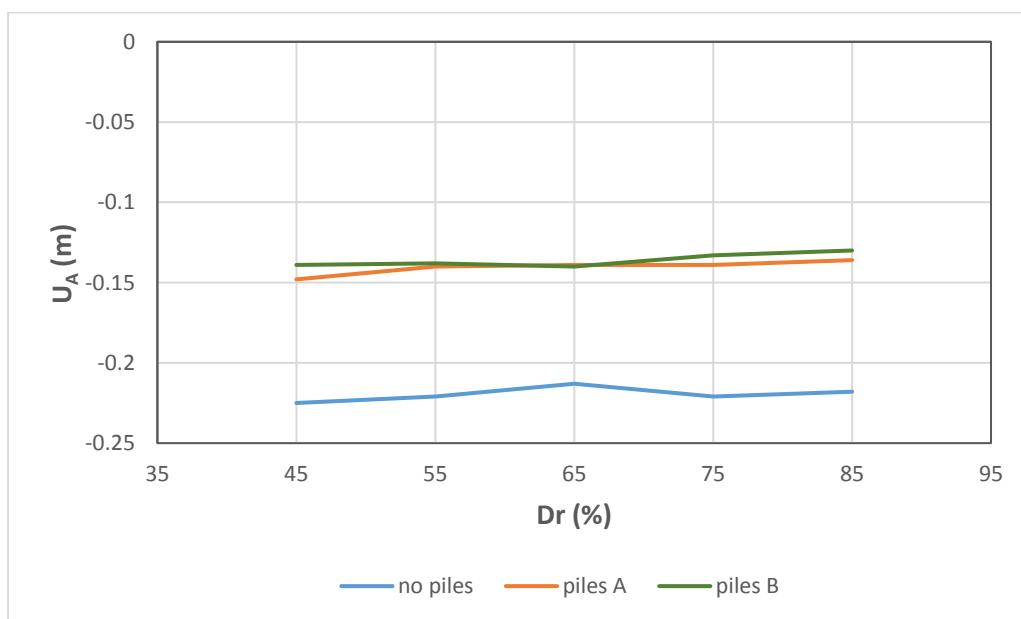
### ❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A

Πίνακας 5.2.4: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.225	-0.148	34.2
55	-0.221	-0.140	36.7
65	-0.213	-0.139	34.7
75	-0.221	-0.139	37.1
85	-0.218	-0.136	37.6
53-65	-0.213	-0.148	30.5

Πίνακας 5.2.5: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.225	-0.139	38.2
55	-0.221	-0.138	37.6
65	-0.213	-0.140	34.3
75	-0.221	-0.133	39.8
85	-0.218	-0.130	40.4
53-65	-0.213	-0.140	34.3



Σχήμα 5.2.7: Διαγράμματα  $U_A$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

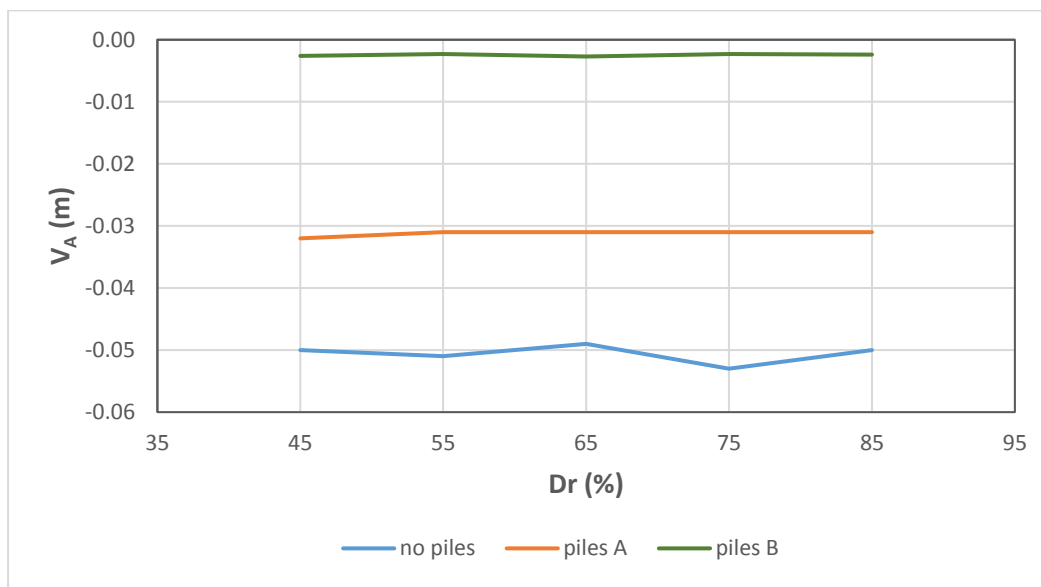
❖ Καθίζηση του σημείου A

Πίνακας 5.2.6: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.050	-0.032	36.0
55	-0.051	-0.031	39.2
65	-0.049	-0.031	36.7
75	-0.053	-0.031	41.5
85	-0.050	-0.031	38.0
53-65	-0.050	-0.032	36.0

Πίνακας 5.2.6: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.050	-0.0026	94.8
55	-0.051	-0.0023	95.5
65	-0.049	-0.0027	94.5
75	-0.053	-0.0023	95.7
85	-0.050	-0.0024	95.2
53-65	-0.050	-0.0024	95.2



Σχήμα 5.2.8: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

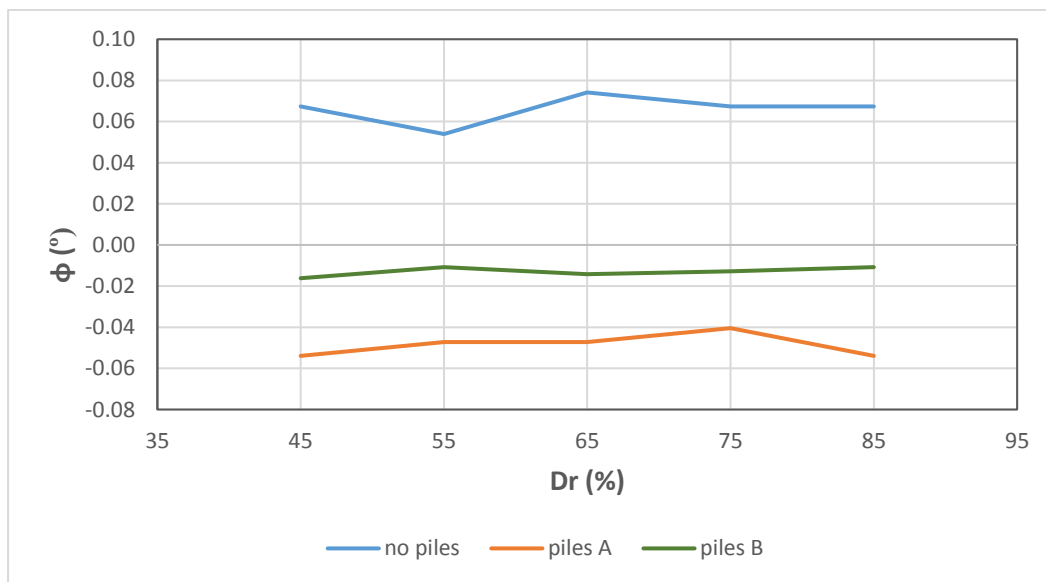
❖ Στροφή της βάσης ΒΓ

Πίνακας 5.2.7: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.067	-0.054	20.0
55	0.054	-0.047	12.5
65	0.074	-0.047	36.4
75	0.067	-0.040	40.0
85	0.067	-0.054	20.0
53-65	0.081	-0.054	33.3

Πίνακας 5.2.8: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.067	-0.016	76.0
55	0.054	-0.011	80.0
65	0.074	-0.014	80.9
75	0.067	-0.013	81.0
85	0.067	-0.011	84.0
53-65	0.081	-0.009	88.3



Σχήμα 5.2.9: Διαγράμματα  $\phi - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου



## 5.3 ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΟΒΕ

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Kobe. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και για τις τρεις περιπτώσεις του μοντέλου προσομοίωσης (υπάρχον κρηπιδότοιχος, ενισχυμένος κρηπιδότοιχος με πασσάλους Α και με πασσάλους Β).

### 5.3.1 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου

Στον Πίνακα 5.3.1 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Kobe για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.3.1 και 5.3.2 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδότοιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $Dr=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $Dr=65\%$ .

Πίνακας 5.3.1: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Kobe

No piles							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
45	-0.496	-0.083	-0.551	-0.075	-0.551	-0.108	0.222
55	-0.484	-0.077	-0.538	-0.070	-0.538	-0.101	0.209
65	-0.491	-0.078	-0.559	-0.068	-0.559	-0.108	0.270
75	-0.473	-0.078	-0.531	-0.070	-0.531	-0.104	0.229
85	-0.487	-0.081	-0.538	-0.074	-0.538	-0.104	0.202
53-65	-0.470	-0.069	-0.534	-0.060	-0.534	-0.098	0.256

Όπου  $U_A$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α

$V_A$  = καθίζηση του σημείου Α

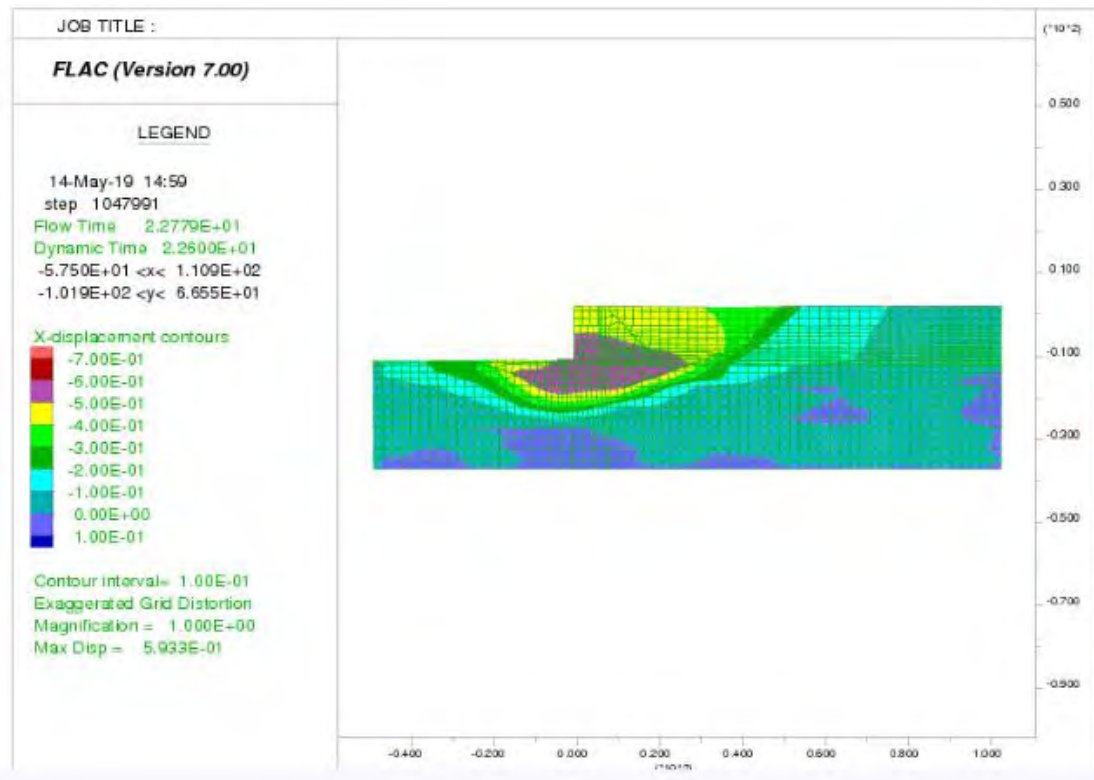
$U_B$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β

$V_B$  = καθίζηση του σημείου Β

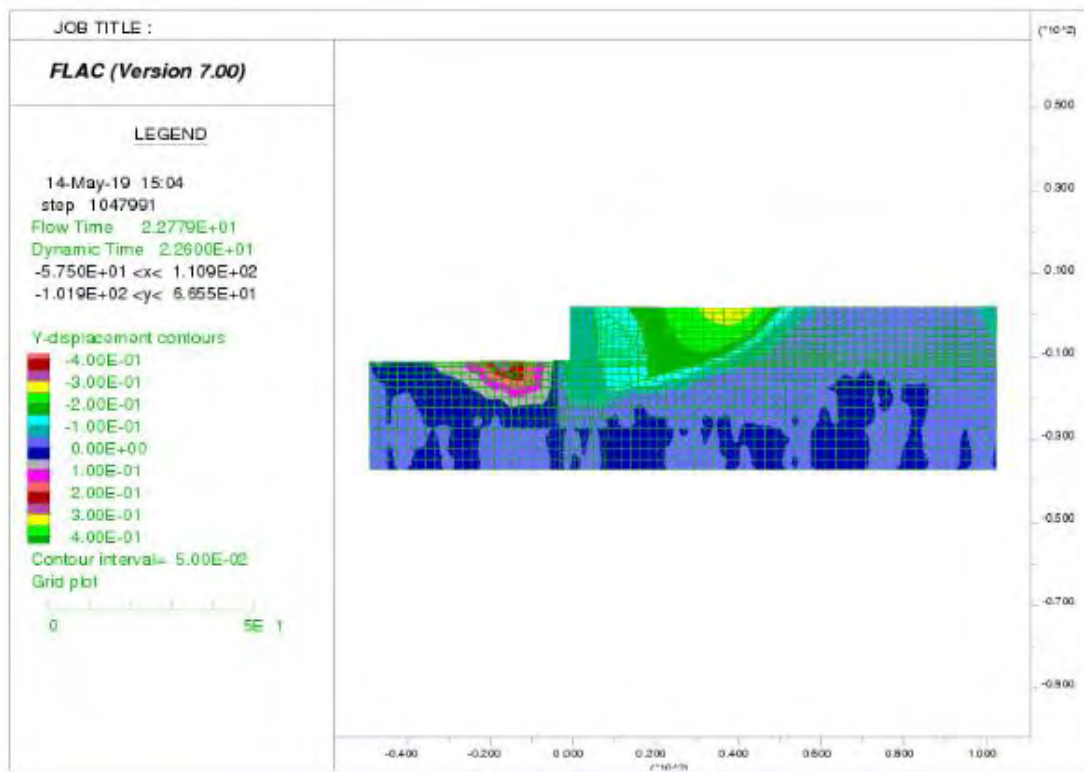
$U_\Gamma$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ

$V_\Gamma$  = καθίζηση του σημείου Γ

$\phi$  = στροφή της βάσης ΒΓ



Σχήμα 5.3.1: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Kobe



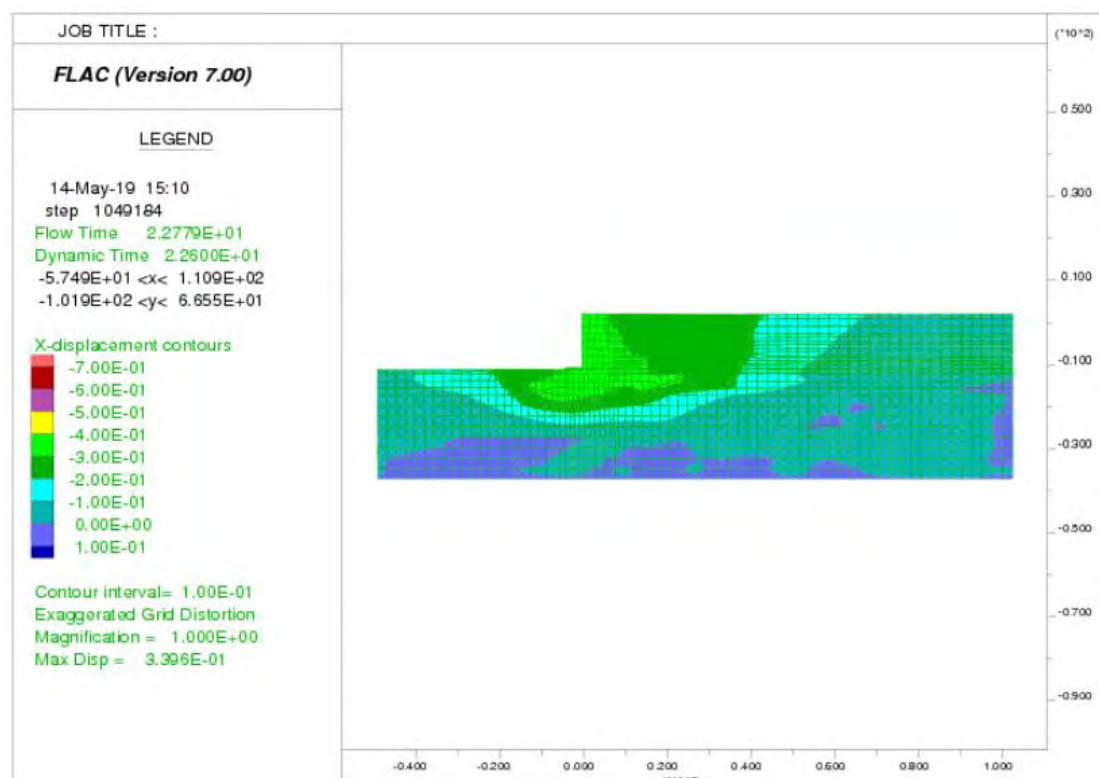
Σχήμα 5.3.2: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Kobe

### 5.3.2 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α

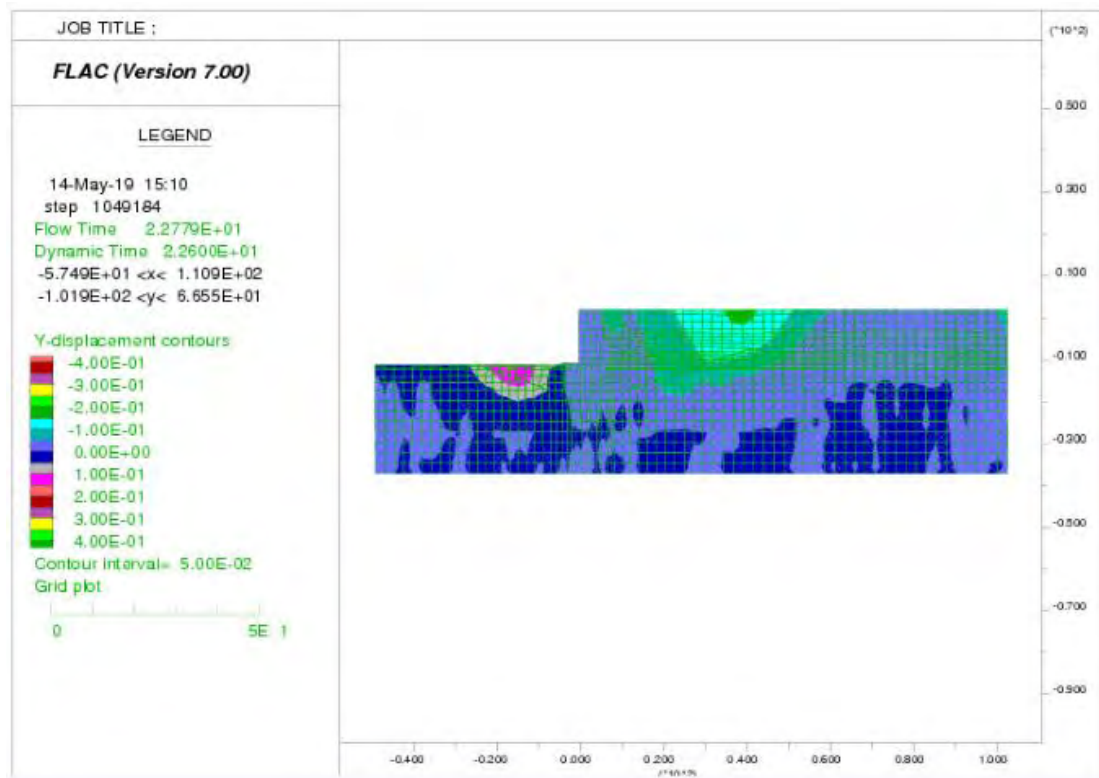
Στον Πίνακα 5.3.2 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Α στο τέλος του σεισμού Kobe για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.3.3 και 5.3.4 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτόιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.3.2: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων Α)

Piles A							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
45	-0.301	-0.041	-0.301	-0.042	-0.301	-0.041	-0.007
55	-0.294	-0.042	-0.294	-0.042	-0.294	-0.042	0.000
65	-0.299	-0.040	-0.300	-0.040	-0.300	-0.040	0.000
75	-0.306	-0.045	-0.301	-0.046	-0.301	-0.043	-0.020
85	-0.311	-0.044	-0.306	-0.045	-0.306	-0.042	-0.020
53-65	-0.306	-0.036	-0.316	-0.035	-0.316	-0.041	0.040



Σχήμα 5.3.3: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων Α)



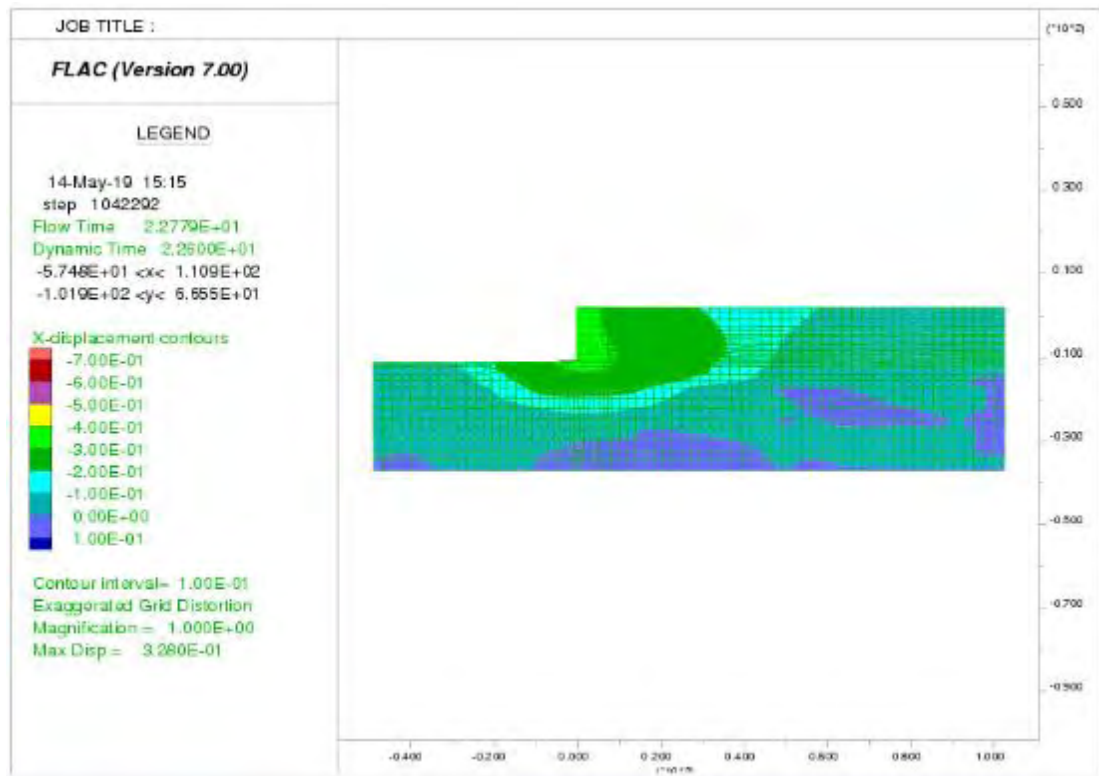
Σχήμα 5.3.4: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων A)

### 5.3.3 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων B

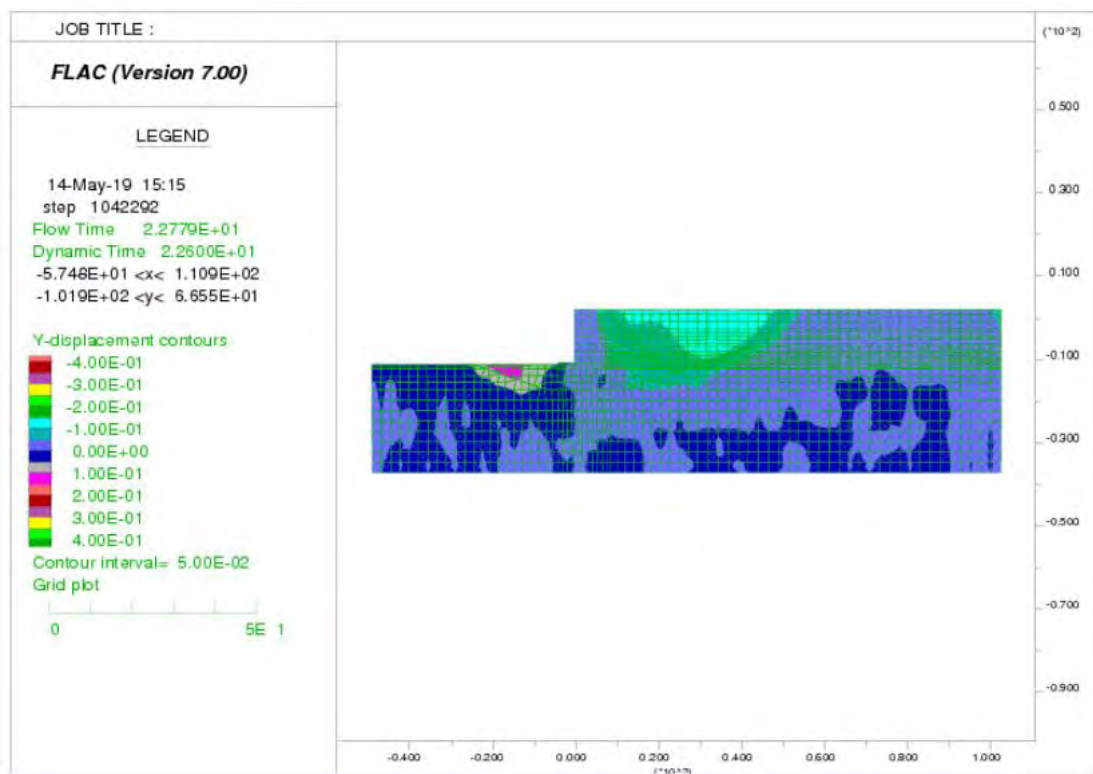
Στον Πίνακα 5.3.3 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους B στο τέλος του σεισμού Kobe για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.3.5 και 5.3.6 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτοίχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.3.3: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων B)

Piles B							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
45	-0.293	-0.0052	-0.290	-0.0065	-0.290	-0.0033	-0.022
55	-0.323	-0.0050	-0.323	-0.0059	-0.323	-0.0047	-0.008
65	-0.321	-0.0045	-0.322	-0.0054	-0.322	-0.0045	-0.006
75	-0.316	-0.0057	-0.314	-0.0071	-0.314	-0.0042	-0.020
85	-0.303	-0.0044	-0.303	-0.0054	-0.303	-0.0039	-0.010
53-65	-0.308	-0.0050	-0.307	-0.0062	-0.307	-0.0038	-0.016



Σχήμα 5.3.5: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων B)



Σχήμα 5.3.6: Κατανομή των μόνιμων κατιζήσεων στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων B)

### 5.3.4 Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου

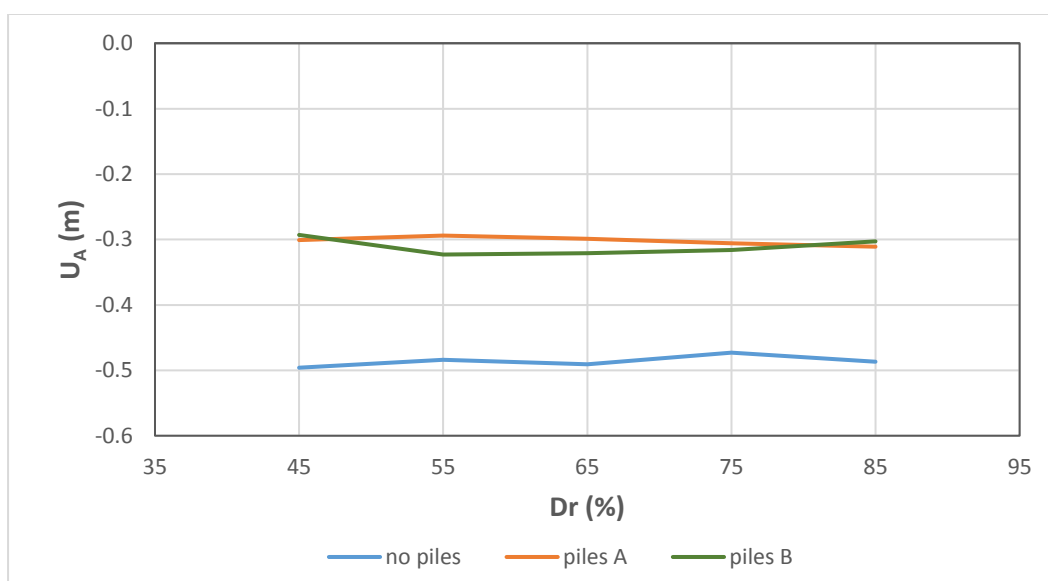
#### ❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A

Πίνακας 5.3.4: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.496	-0.301	39.3
55	-0.484	-0.294	39.3
65	-0.491	-0.299	39.1
75	-0.473	-0.306	35.3
85	-0.487	-0.311	36.1
53-65	-0.470	-0.306	34.9

Πίνακας 5.3.5: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.496	-0.293	40.9
55	-0.484	-0.323	33.3
65	-0.491	-0.321	34.6
75	-0.473	-0.316	33.2
85	-0.487	-0.303	37.8
53-65	-0.470	-0.308	34.5



Σχήμα 5.3.7: Διαγράμματα  $U_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

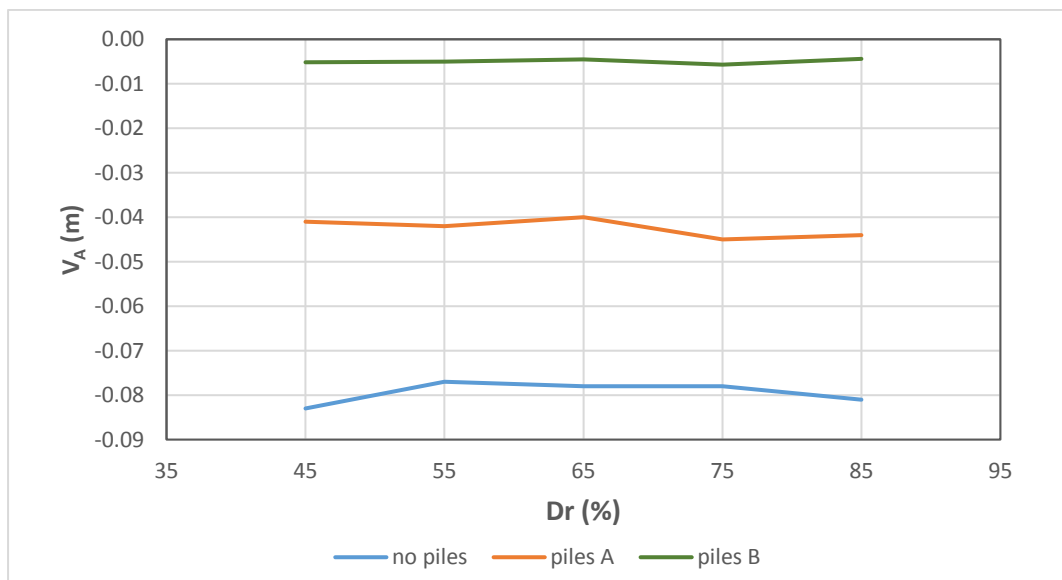
❖ Καθίζηση του σημείου A

Πίνακας 5.3.6: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.083	-0.041	50.6
55	-0.077	-0.042	45.5
65	-0.078	-0.040	48.7
75	-0.078	-0.045	42.3
85	-0.081	-0.044	45.7
53-65	-0.069	-0.036	47.8

Πίνακας 5.3.7: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.083	-0.0052	93.7
55	-0.077	-0.0050	93.5
65	-0.078	-0.0045	94.2
75	-0.078	-0.0057	92.7
85	-0.081	-0.0044	94.6
53-65	-0.069	-0.0050	92.8



Σχήμα 5.3.8: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

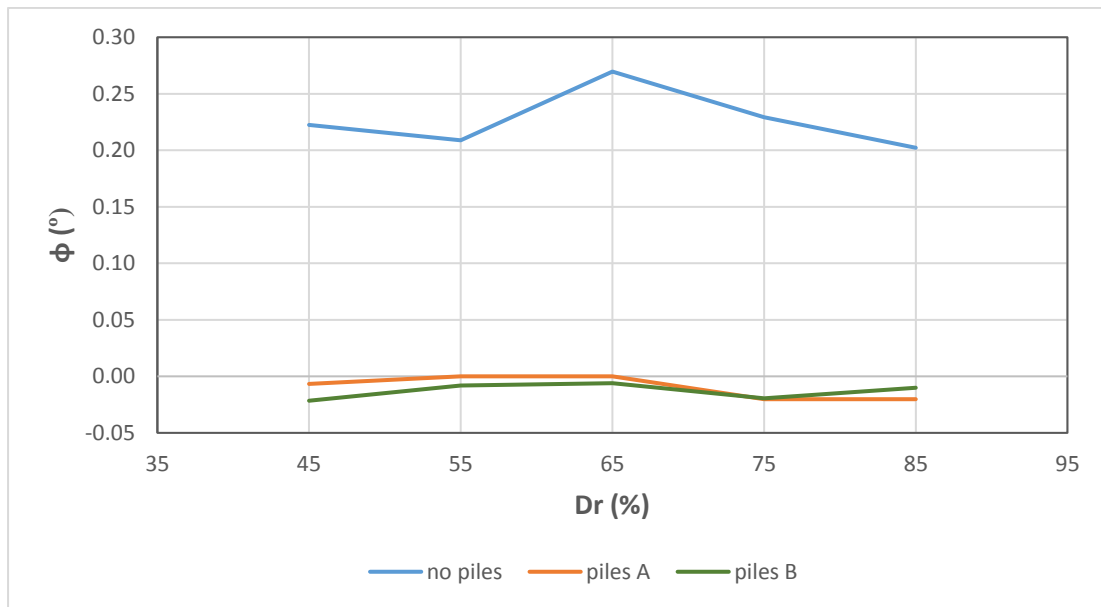
❖ Στροφή της βάσης ΒΓ

Πίνακας 5.3.7: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.222	-0.007	97.0
55	0.209	0.000	100.0
65	0.270	0.000	100.0
75	0.229	-0.020	91.2
85	0.202	-0.020	90.0
53-65	0.256	0.040	84.2

Πίνακας 5.3.8: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.222	-0.022	90.3
55	0.209	-0.008	96.1
65	0.270	-0.006	97.7
75	0.229	-0.020	91.5
85	0.202	-0.010	95.0
53-65	0.256	-0.016	93.7



Σχήμα 5.3.9: Διαγράμματα  $\phi$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου



## 5.4 ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και για τις τρεις περιπτώσεις του μοντέλου προσομοίωσης (υπάρχον κρηπιδότοιχος, ενισχυμένος κρηπιδότοιχος με πασσάλους Α και με πασσάλους Β).

### 5.4.1 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου

Στον Πίνακα 5.4.1 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.4.1 και 5.4.2 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδότοιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.4.1: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας

No piles							
$D_r$ (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_\Gamma$ (m)	$V_\Gamma$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.274	-0.057	-0.286	-0.056	-0.286	-0.063	0.047
55	-0.265	-0.053	-0.280	-0.051	-0.280	-0.059	0.054
65	-0.268	-0.055	-0.284	-0.053	-0.284	-0.061	0.054
75	-0.269	-0.054	-0.286	-0.052	-0.286	-0.061	0.061
85	-0.271	-0.057	-0.286	-0.055	-0.286	-0.063	0.054
53-65	-0.264	-0.051	-0.282	-0.049	-0.282	-0.060	0.074

Όπου  $U_A$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α

$V_A$  = καθίζηση του σημείου Α

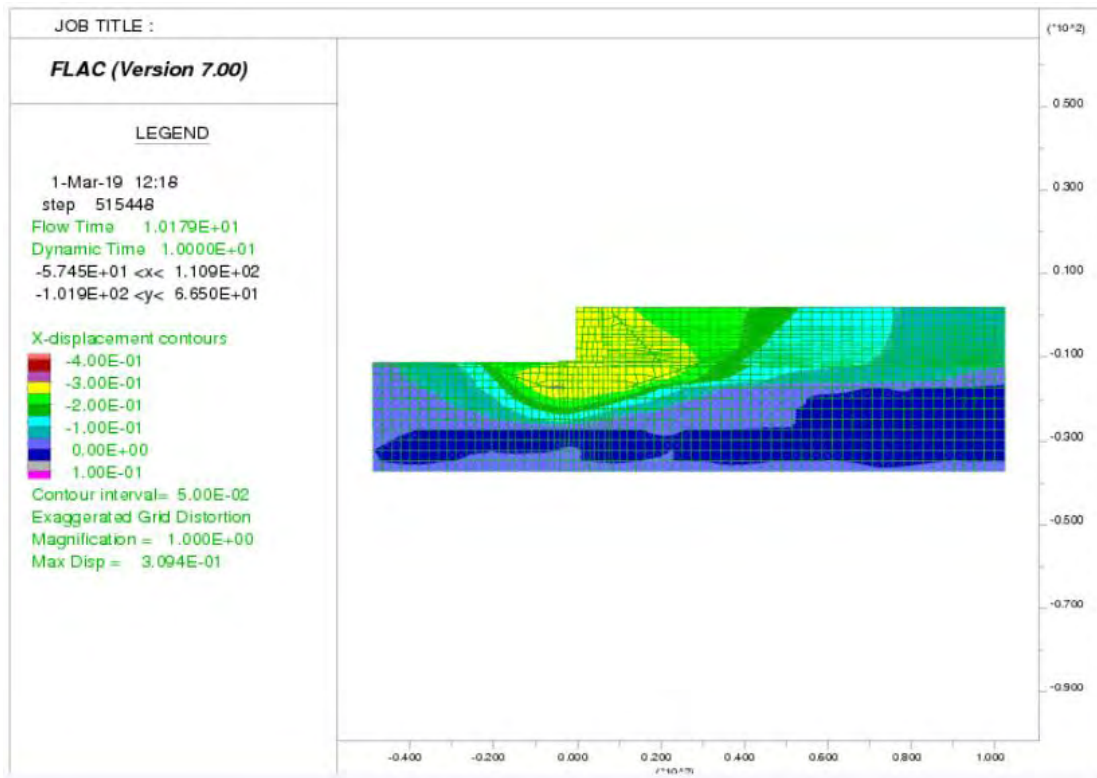
$U_B$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β

$V_B$  = καθίζηση του σημείου Β

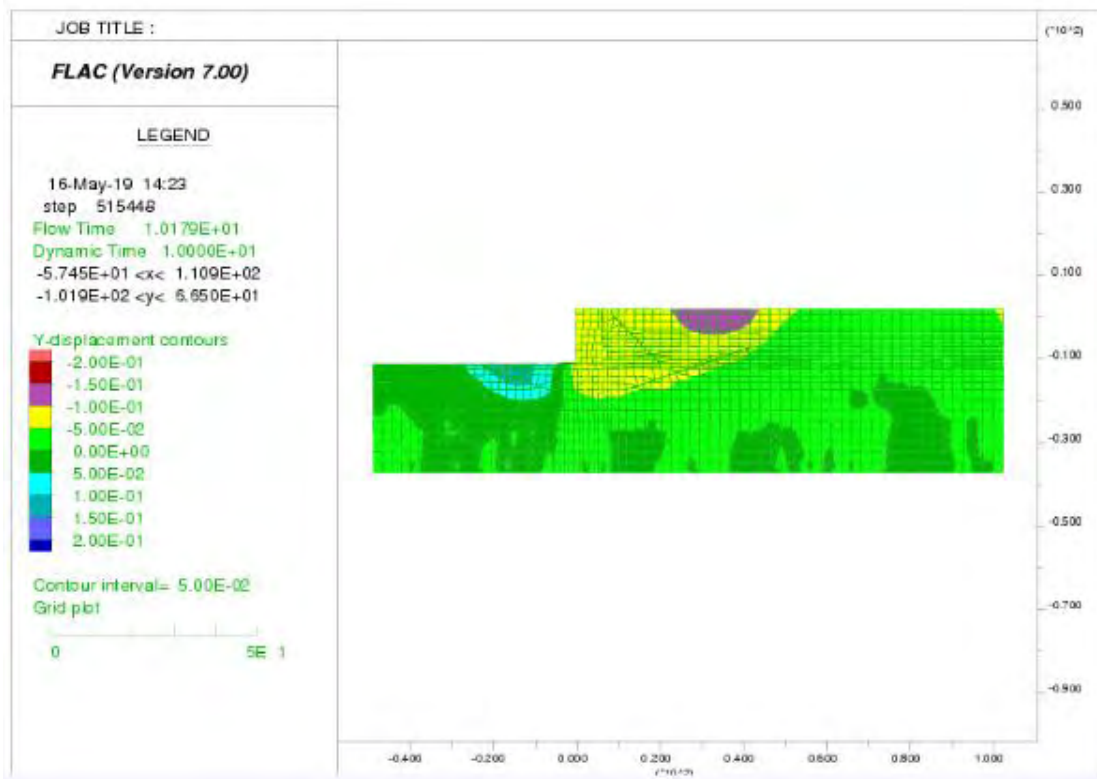
$U_\Gamma$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ

$V_\Gamma$  = καθίζηση του σημείου Γ

$\phi$  = στρόφη της βάσης ΒΓ



Σχήμα 5.4.1: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας



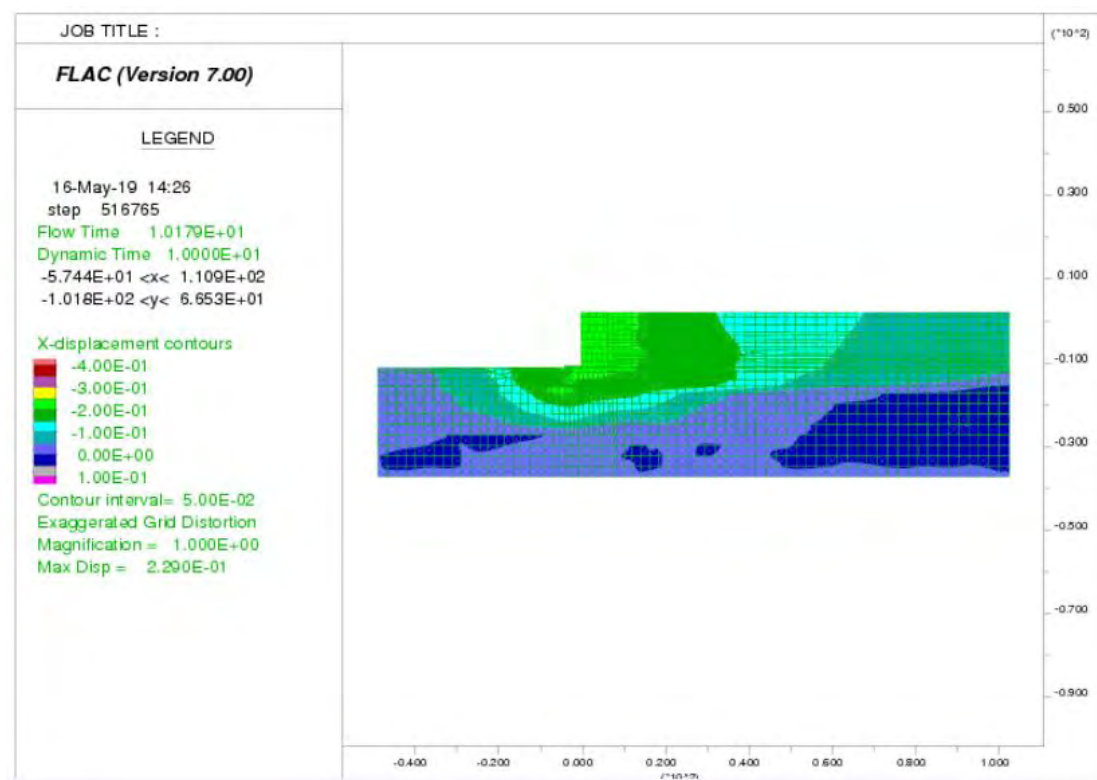
Σχήμα 5.4.2: Κατανομή των μόνιμων κατιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας

## 5.4.2 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α

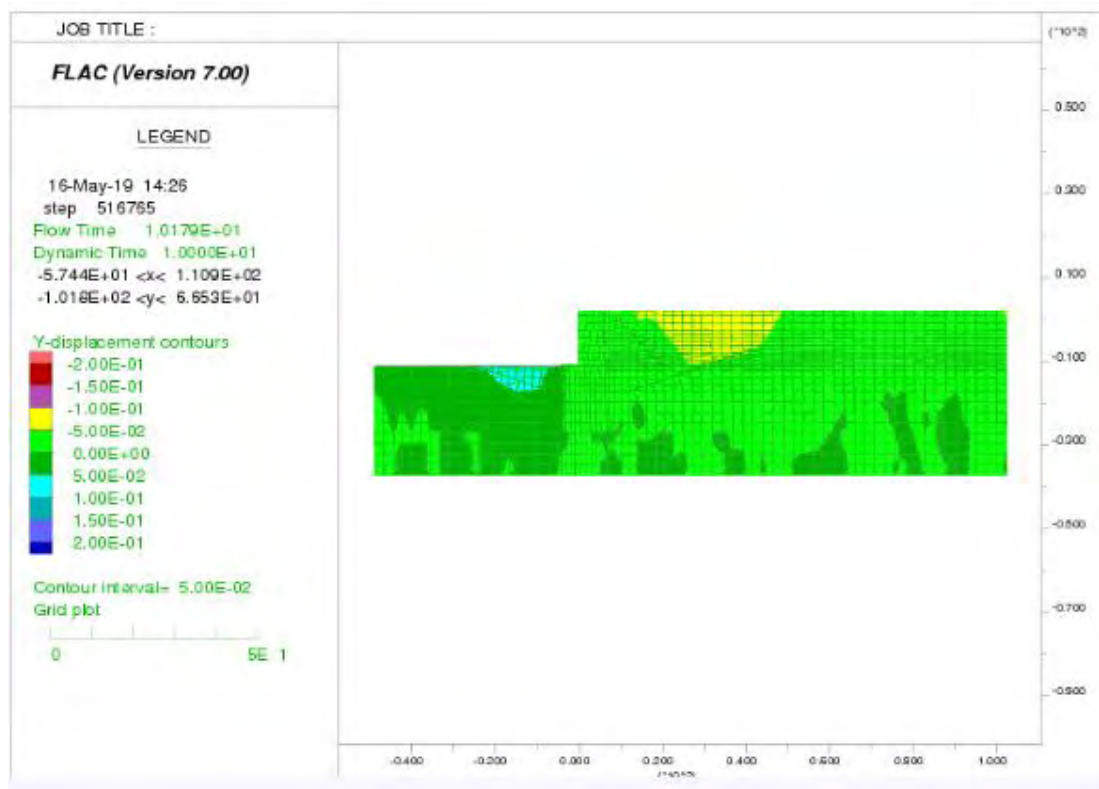
Στον Πίνακα 5.4.2 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Α στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.4.3 και 5.4.4 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτόιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.4.2: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Α)

Piles A							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>r</sub> (m)	V <sub>r</sub> (m)	φ (°)
45	-0.225	-0.039	-0.204	-0.043	-0.204	-0.029	-0.094
55	-0.219	-0.040	-0.198	-0.044	-0.198	-0.030	-0.094
65	-0.226	-0.041	-0.203	-0.044	-0.203	-0.030	-0.094
75	-0.212	-0.036	-0.194	-0.040	-0.194	-0.028	-0.081
85	-0.222	-0.038	-0.202	-0.041	-0.202	-0.029	-0.081
53-65	-0.223	-0.040	-0.203	-0.043	-0.203	-0.030	-0.088



Σχήμα 5.4.3: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Α)



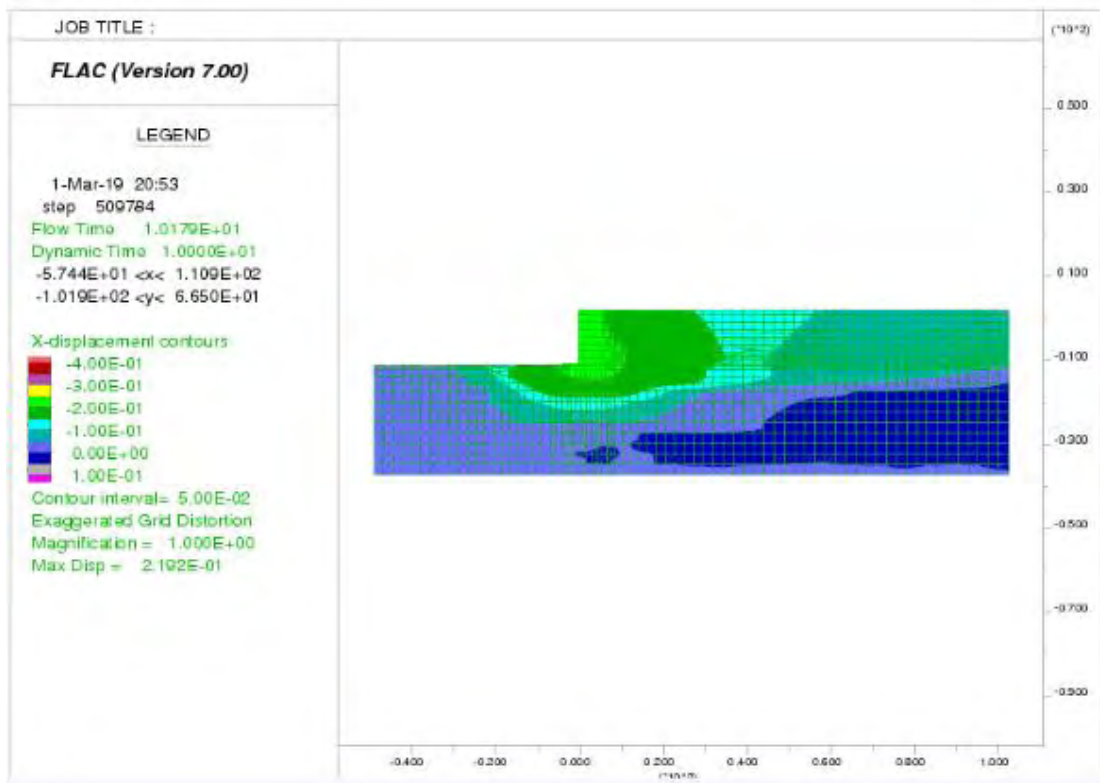
Σχήμα 5.4.4: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Α)

### 5.4.3 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β

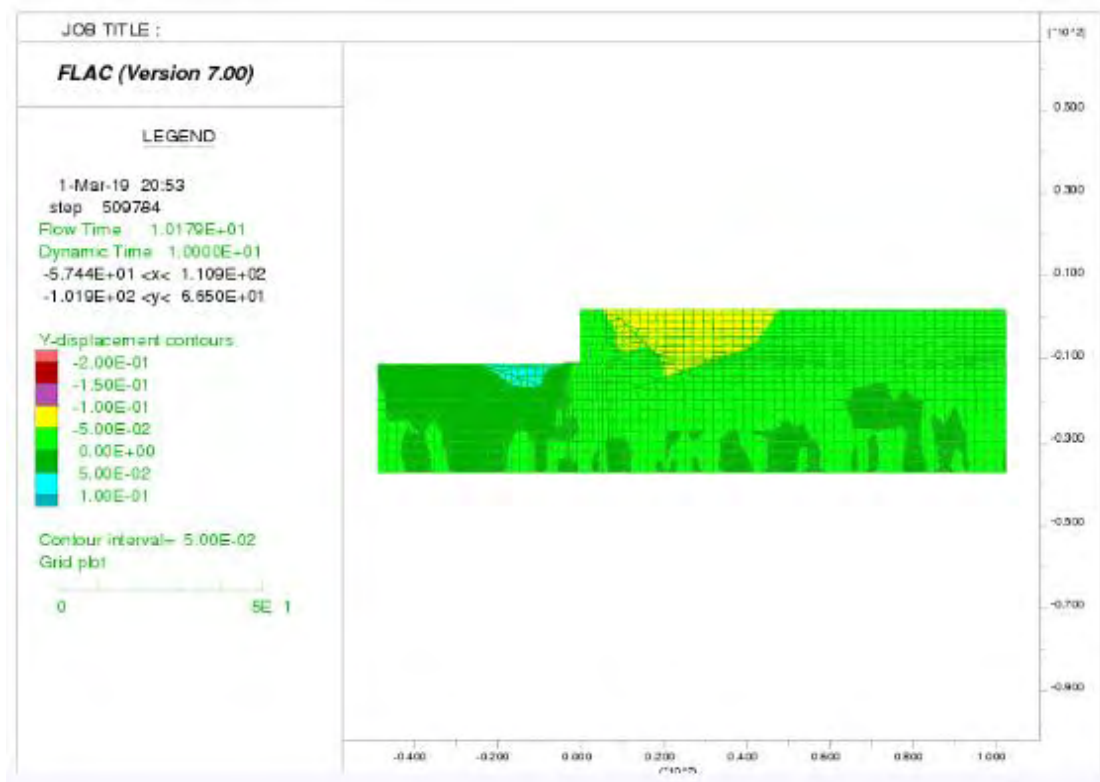
Στον Πίνακα 5.4.3 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Β στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.4.5 και 5.4.6 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτόιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $Dr=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $Dr=65\%$ .

Πίνακας 5.4.3: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Β)

Piles B							
Dr (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_r$ (m)	$V_r$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.220	-0.0031	-0.221	-0.0043	-0.221	-0.0030	-0.009
55	-0.209	-0.0025	-0.212	-0.0033	-0.212	-0.0030	-0.002
65	-0.210	-0.0024	-0.213	-0.0033	-0.213	-0.0029	-0.003
75	-0.214	-0.0022	-0.216	-0.0032	-0.216	-0.0029	-0.002
85	-0.208	-0.0031	-0.208	-0.0043	-0.208	-0.0026	-0.011
53-65	-0.208	-0.0026	-0.211	-0.0034	-0.211	-0.0033	-0.001



Σχήμα 5.4.5: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Β)



Σχήμα 5.4.6: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων Β)

#### 5.4.4 Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου

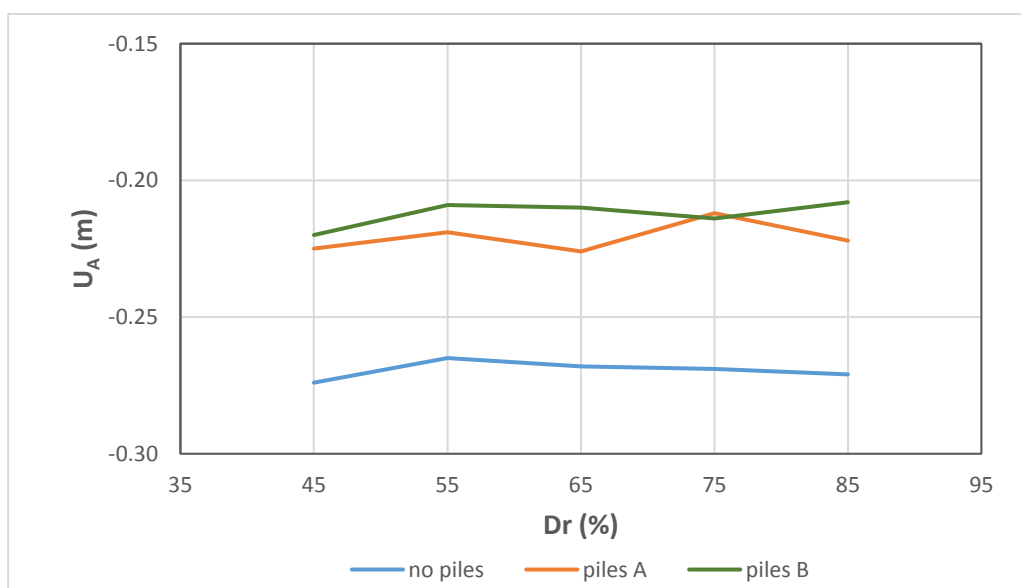
##### ❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A

Πίνακας 5.4.4: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.274	-0.225	17.9
55	-0.265	-0.219	17.4
65	-0.268	-0.226	15.7
75	-0.269	-0.212	21.2
85	-0.271	-0.222	18.1
53-65	-0.264	-0.223	15.5

Πίνακας 5.4.5: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.274	-0.220	19.7
55	-0.265	-0.209	21.1
65	-0.268	-0.210	21.6
75	-0.269	-0.214	20.4
85	-0.271	-0.208	23.2
53-65	-0.264	-0.208	21.2



Σχήμα 5.4.7: Διαγράμματα  $U_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

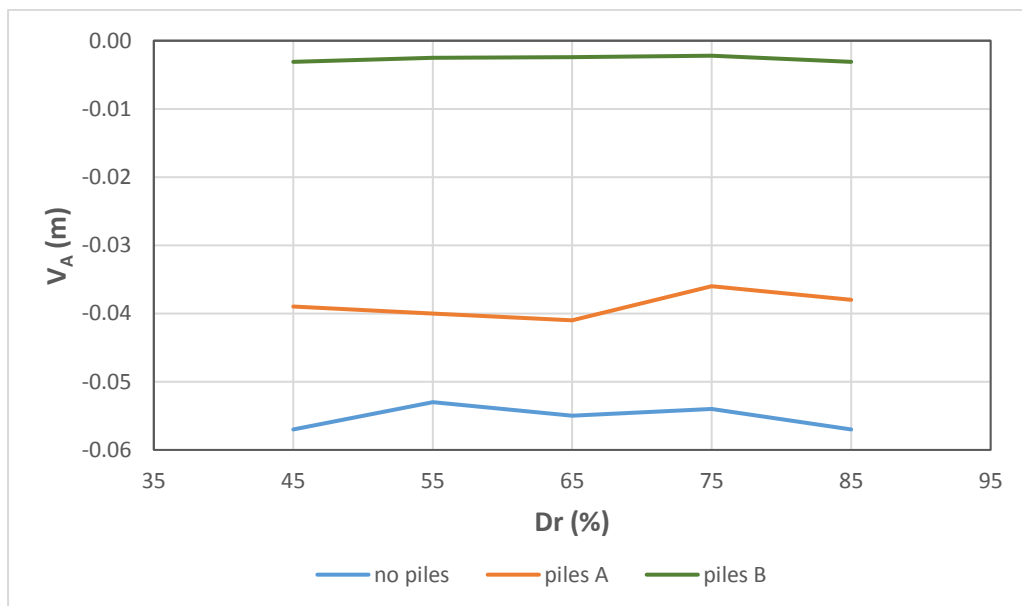
❖ Καθίζηση του σημείου A

Πίνακας 5.4.6: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.057	-0.039	31.6
55	-0.053	-0.040	24.5
65	-0.055	-0.041	25.5
75	-0.054	-0.036	33.3
85	-0.057	-0.038	33.3
53-65	-0.051	-0.040	21.6

Πίνακας 5.4.7: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.057	-0.0031	94.6
55	-0.053	-0.0025	95.3
65	-0.055	-0.0024	95.6
75	-0.054	-0.0022	95.9
85	-0.057	-0.0031	94.6
53-65	-0.051	-0.0026	94.9



Σχήμα 5.4.8: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

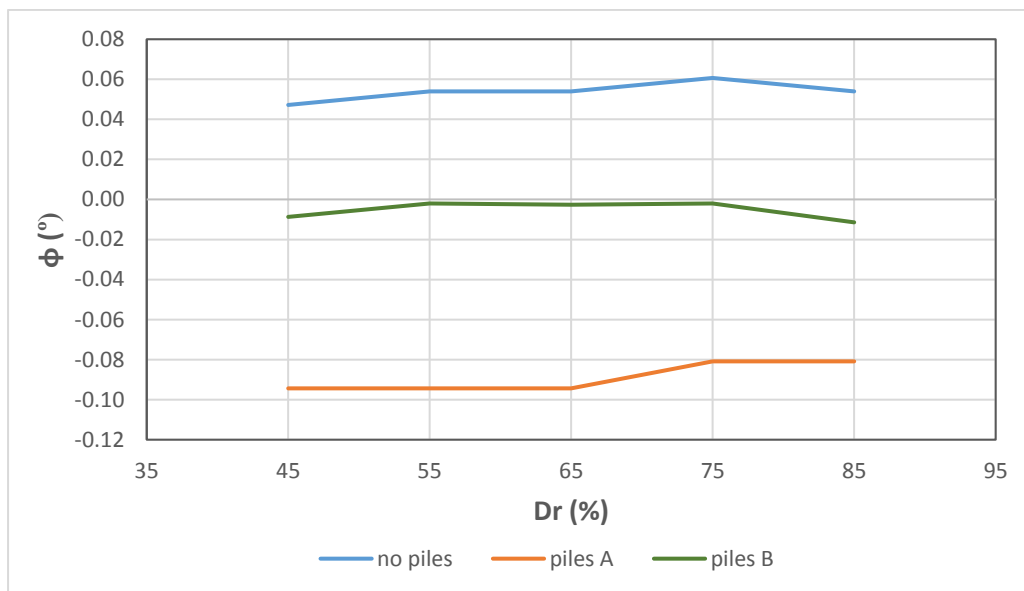
❖ Στροφή της βάσης ΒΓ

Πίνακας 5.4.7: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό αύξησης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.047	-0.094	100.0
55	0.054	-0.094	75.0
65	0.054	-0.094	75.0
75	0.061	-0.081	33.3
85	0.054	-0.081	50.0
53-65	0.074	-0.088	18.2

Πίνακας 5.4.8: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.047	-0.009	81.4
55	0.054	-0.002	96.2
65	0.054	-0.003	95.0
75	0.061	-0.002	96.7
85	0.054	-0.011	78.7
53-65	0.074	-0.001	99.1



Σχήμα 5.4.9: Διαγράμματα  $\phi - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτόχου



## 5.5 ΣΕΙΣΜΟΣ NORTHRIDGE

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου υπό την διέγερση του σεισμού Northridge. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και για τις τρεις περιπτώσεις του μοντέλου προσομοίωσης (υπάρχον κρηπιδότοιχος, ενισχυμένος κρηπιδότοιχος με πασσάλους Α και με πασσάλους Β).

### 5.5.1 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου

Στον Πίνακα 5.5.1 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Northridge για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.5.1 και 5.5.2 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδότοιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $Dr=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $Dr=65\%$ .

Πίνακας 5.4.1: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Northridge

No piles							
Dr (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_\Gamma$ (m)	$V_\Gamma$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.450	-0.074	-0.497	-0.067	-0.497	-0.095	0.189
55	-0.463	-0.073	-0.508	-0.067	-0.508	-0.093	0.175
65	-0.440	-0.073	-0.486	-0.066	-0.486	-0.093	0.182
75	-0.452	-0.074	-0.494	-0.068	-0.494	-0.094	0.175
85	-0.450	-0.083	-0.486	-0.078	-0.486	-0.099	0.142
53-65	-0.465	-0.070	-0.516	-0.063	-0.516	-0.094	0.209

Όπου  $U_A$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Α

$V_A$  = καθίζηση του σημείου Α

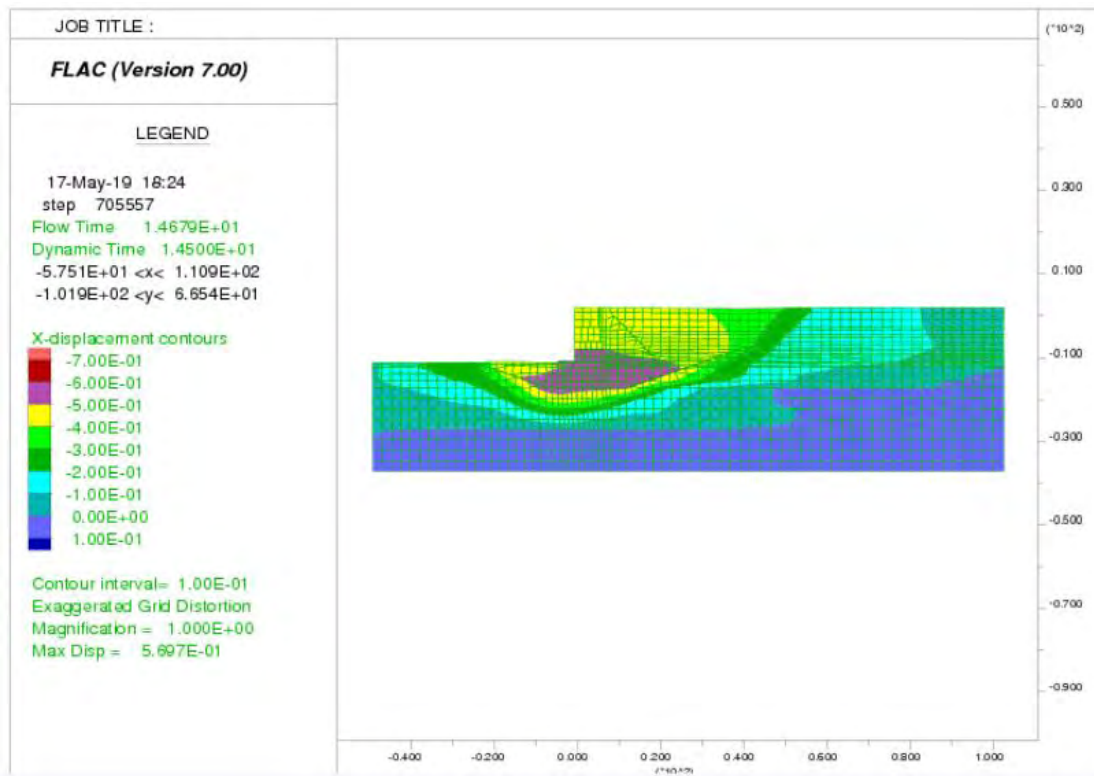
$U_B$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Β

$V_B$  = καθίζηση του σημείου Β

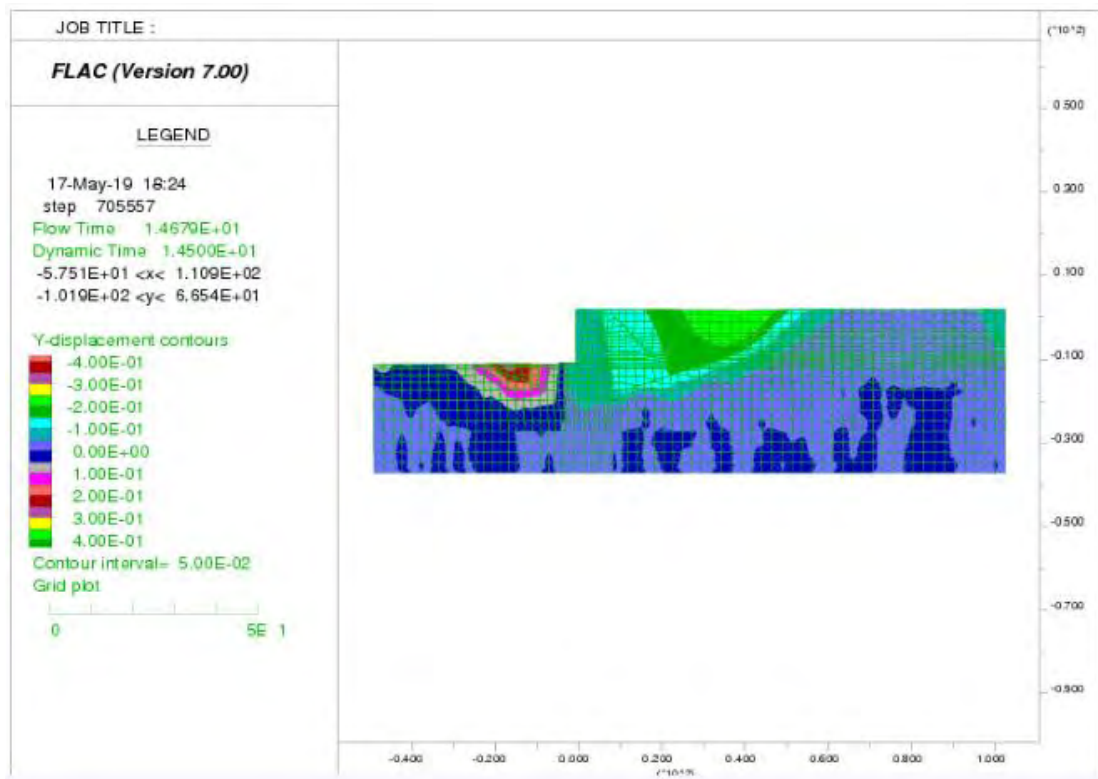
$U_\Gamma$  = οριζόντια μετατόπιση του σημείου Γ

$V_\Gamma$  = καθίζηση του σημείου Γ

$\phi$  = στροφή της βάσης ΒΓ



Σχήμα 5.5.1: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Northridge



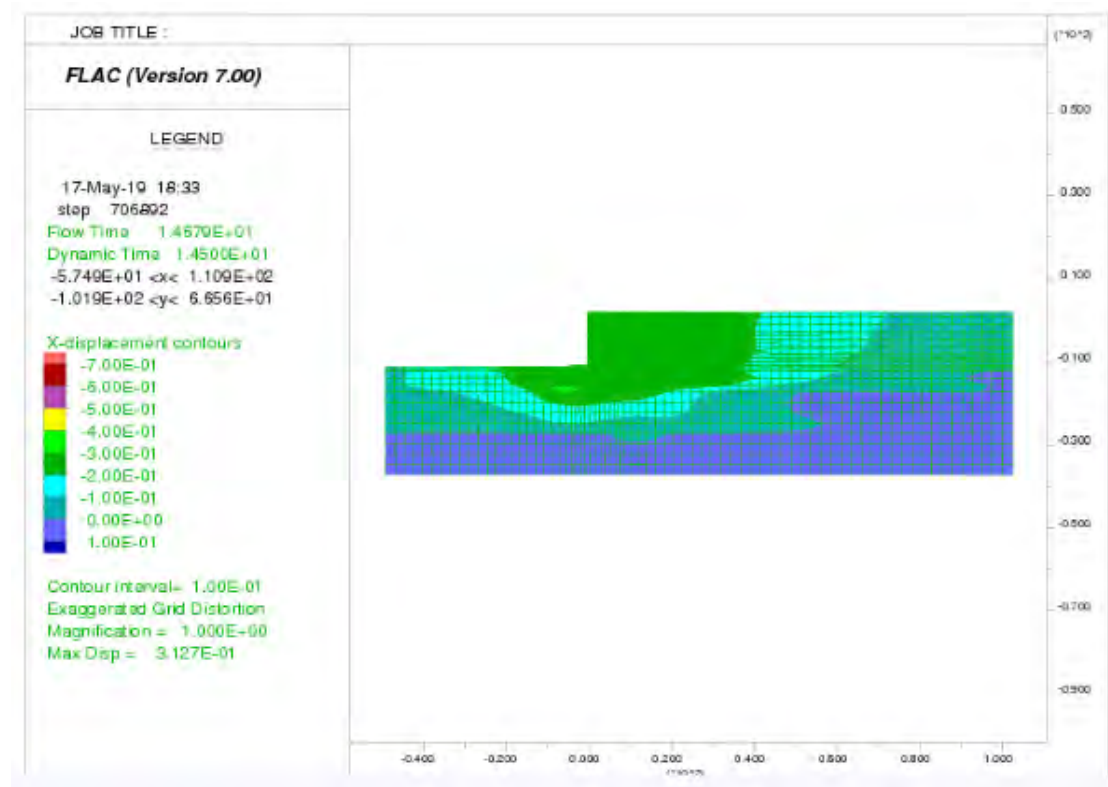
Σχήμα 5.5.2: Κατανομή των μόνιμων κατιζήσεων στο τέλος του σεισμού Northridge

## 5.5.2 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Α

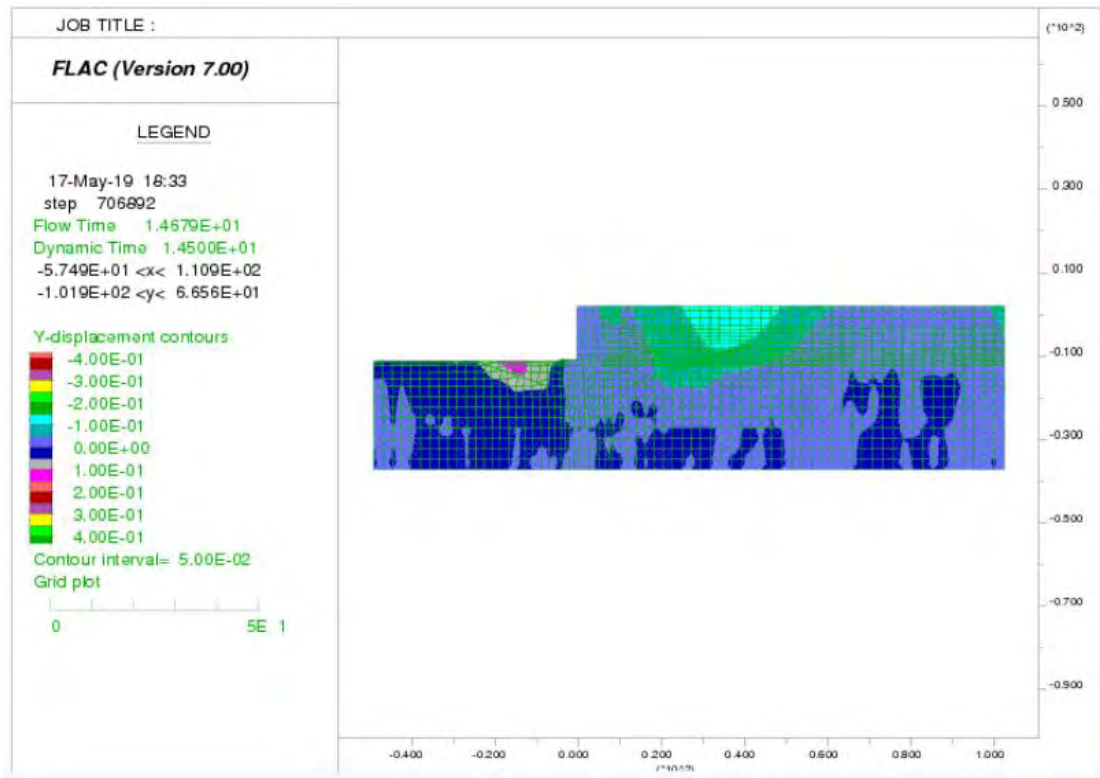
Στον Πίνακα 5.5.2 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Α στο τέλος του σεισμού Northridge για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.5.3 και 5.5.4 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτόιχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.5.2: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Α)

Piles A							
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
45	-0.284	-0.036	-0.289	-0.036	-0.289	-0.038	0.013
55	-0.305	-0.040	-0.299	-0.041	-0.299	-0.037	-0.027
65	-0.308	-0.043	-0.305	-0.044	-0.305	-0.041	-0.020
75	-0.303	-0.037	-0.305	-0.037	-0.305	-0.038	0.007
85	-0.313	-0.040	-0.312	-0.041	-0.312	-0.040	-0.007
53-65	-0.300	-0.038	-0.296	-0.039	-0.296	-0.036	-0.020



Σχήμα 5.5.3: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Α)



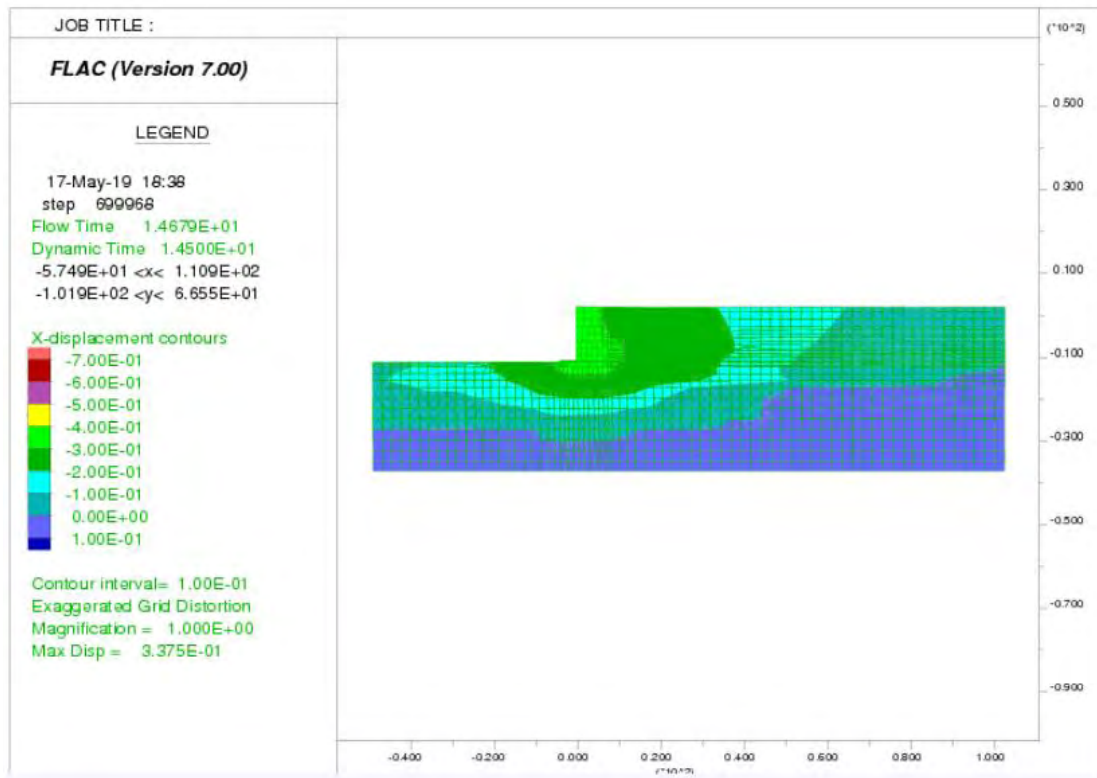
Σχήμα 5.5.4: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Α)

### 5.5.3 Ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με χρήση πασσάλων Β

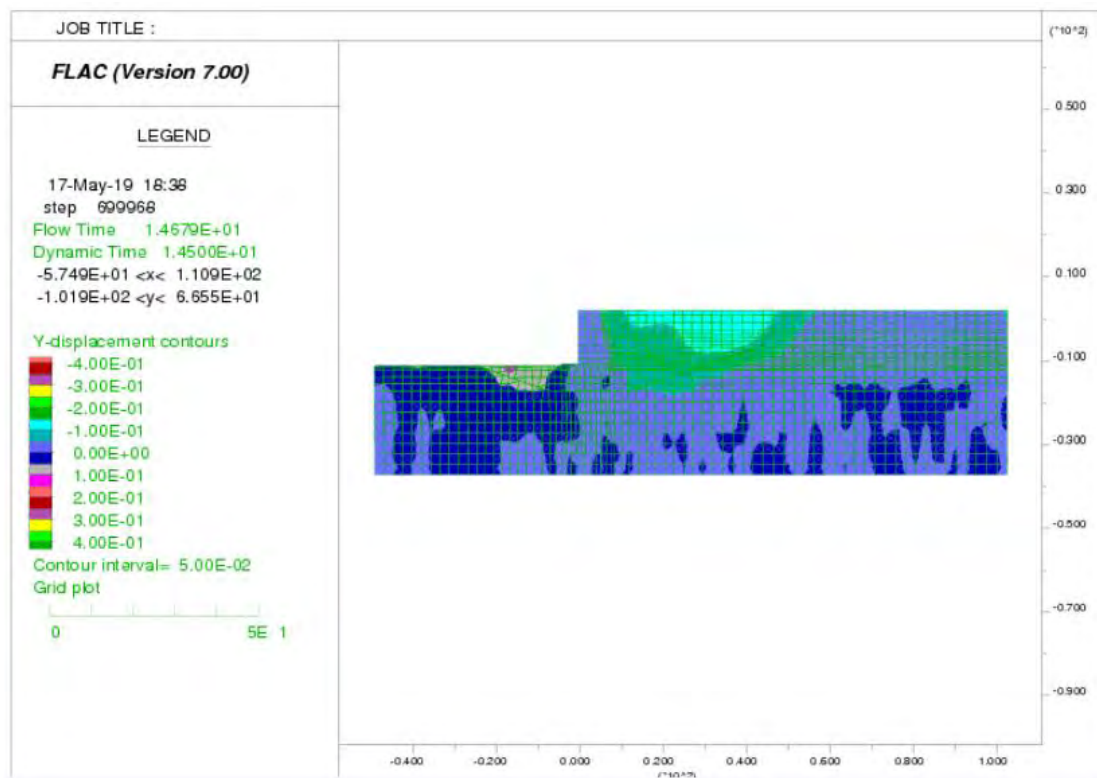
Στον Πίνακα 5.5.3 συνοψίζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Β στο τέλος του σεισμού Northridge για διαφορετικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και στα Σχήματα 5.5.5 και 5.5.6 απεικονίζεται η κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων και καθιζήσεων στον κρηπιδοτοίχο και στο έδαφος για την περίπτωση: αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ .

Πίνακας 5.5.3: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Β)

Piles B							
$D_r$ (%)	$U_A$ (m)	$V_A$ (m)	$U_B$ (m)	$V_B$ (m)	$U_r$ (m)	$V_r$ (m)	$\phi$ (°)
45	-0.315	-0.0055	-0.314	-0.0067	-0.314	-0.0043	-0.016
55	-0.339	-0.0047	-0.342	-0.0056	-0.342	-0.0057	0.001
65	-0.336	-0.0043	-0.338	-0.0053	-0.338	-0.0050	-0.002
75	-0.319	-0.0043	-0.320	-0.0054	-0.320	-0.0042	-0.008
85	-0.303	-0.0048	-0.303	-0.0063	-0.303	-0.0042	-0.014
53-65	-0.318	-0.0046	-0.319	-0.0059	-0.319	-0.0043	-0.011



Σχήμα 5.5.5: Κατανομή των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Β)



Σχήμα 5.5.6: Κατανομή των μόνιμων καθιζήσεων στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων Β)

### 5.5.4 Σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου

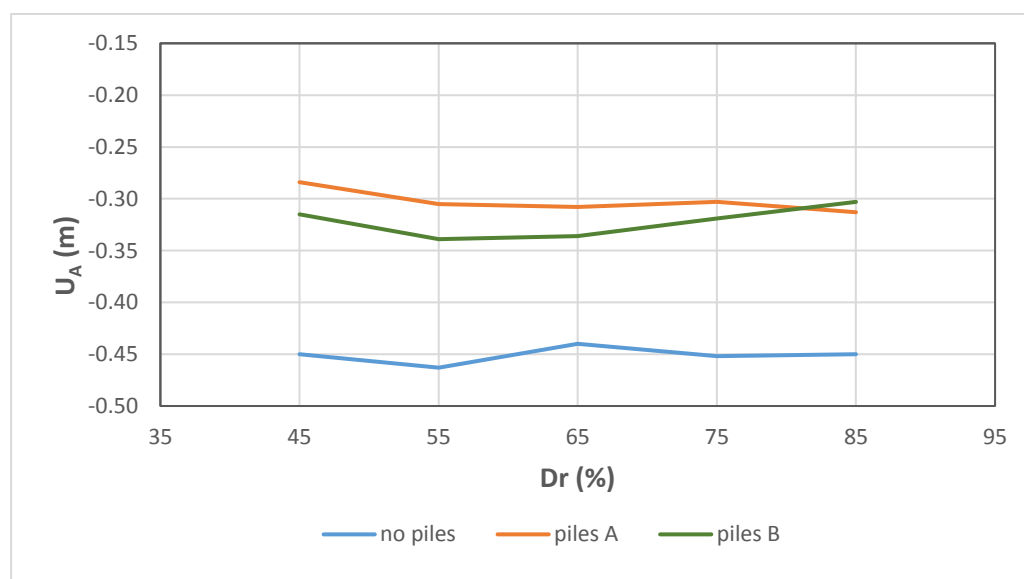
#### ❖ Οριζόντια μετατόπιση του σημείου A

Πίνακας 5.5.4: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.450	-0.284	36.9
55	-0.463	-0.305	34.1
65	-0.440	-0.308	30.0
75	-0.452	-0.303	33.0
85	-0.450	-0.313	30.4
53-65	-0.465	-0.300	35.5

Πίνακας 5.5.5: Σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$U_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.450	-0.315	30.0
55	-0.463	-0.339	26.8
65	-0.440	-0.336	23.6
75	-0.452	-0.319	29.4
85	-0.450	-0.303	32.7
53-65	-0.465	-0.318	31.6



Σχήμα 5.5.7: Διαγράμματα  $U_A$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου

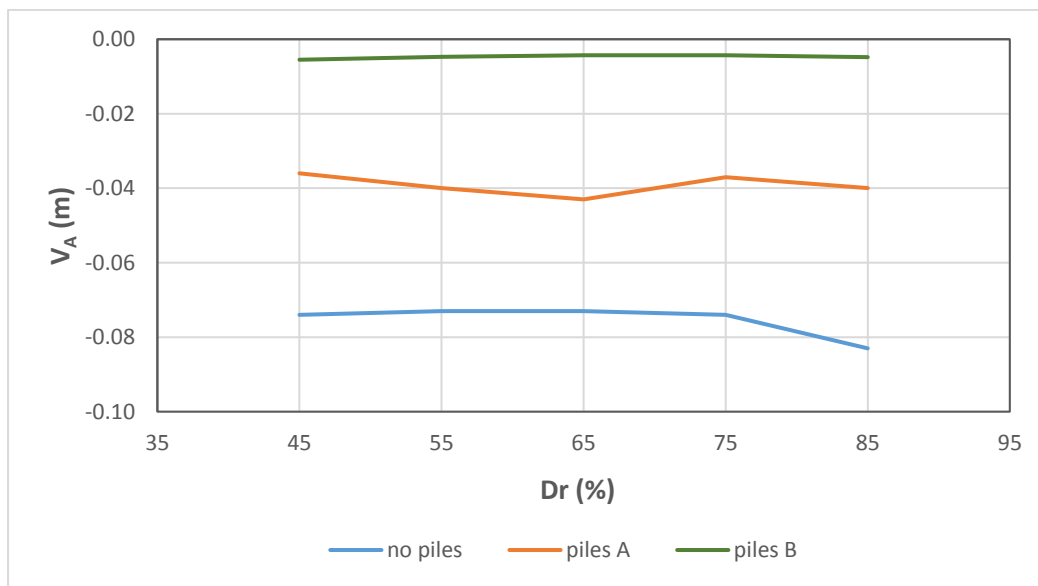
❖ Καθίζηση του σημείου A

Πίνακας 5.5.6: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους A)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.074	-0.036	51.4
55	-0.073	-0.040	45.2
65	-0.073	-0.043	41.1
75	-0.074	-0.037	50.0
85	-0.083	-0.040	51.8
53-65	-0.070	-0.038	45.7

Πίνακας 5.5.7: Σύγκριση των καθιζήσεων  $V_A$  (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους B)

$V_A$ (m)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης (%)
45	-0.074	-0.0055	92.6
55	-0.073	-0.0047	93.6
65	-0.073	-0.0043	94.1
75	-0.074	-0.0043	94.2
85	-0.083	-0.0048	94.2
53-65	-0.070	-0.0046	93.4



Σχήμα 5.5.8: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου



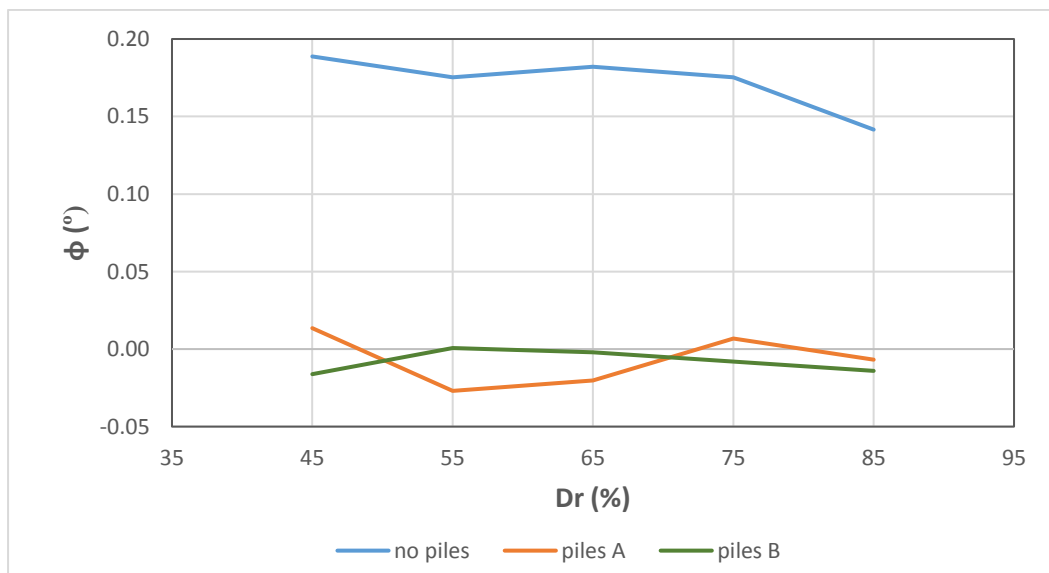
❖ Στροφή της βάσης ΒΓ

Πίνακας 5.5.7: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Α)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.189	0.013	92.9
55	0.175	-0.027	84.6
65	0.182	-0.020	88.9
75	0.175	0.007	96.2
85	0.142	-0.007	95.2
53-65	0.209	-0.020	90.3

Πίνακας 5.5.8: Σύγκριση των στροφών  $\phi$  της βάσης ΒΓ (χωρίς πασσάλους - με πασσάλους Β)

$\phi$ (°)			
Dr (%)	no piles	piles B	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
45	0.189	-0.016	91.4
55	0.175	0.001	99.6
65	0.182	-0.002	98.9
75	0.175	-0.008	95.4
85	0.142	-0.014	90.0
53-65	0.209	-0.011	94.8



Σχήμα 5.5.9: Διαγράμματα  $\phi$  -  $D_r$  για τις τρεις περιπτώσεις κρηπιδοτοίχου



## 5.6 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ Α\*

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα της σεισμικής συμπεριφοράς του κρηπιδοτοίχου με τους εναλλακτικούς πασσάλους Α\* υπό την διέγερση των πέντε καταγεγραμμένων σεισμών που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου για σχετική πυκνότητα αντιστηριζόμενου εδάφους 53% και σχετική πυκνότητα εδάφους θεμελίωσης 65%.

Πίνακας 5.6.1: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Λευκάδας (με ενίσχυση πασσάλων Α\*) και σύγκριση των τιμών αυτών με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους.

Piles A*	Leukada						
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>T</sub> (m)	V <sub>T</sub> (m)	φ (°)
53-65	-0.810	-0.171	-0.900	-0.158	-0.900	-0.211	0.357

U <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-1.066	-0.810	24.0

V <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό αύξησης (%)
53-65	-0.127	-0.171	34.6

U <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-1.195	-0.900	24.7

V <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό αύξησης (%)
53-65	-0.108	-0.158	46.3

φ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
53-65	0.519	0.357	31.2

Πίνακας 5.6.2: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Friuli (με ενίσχυση πασσάλων A\*) και σύγκριση των τιμών αυτών με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους.

Piles A*	Friuli						
	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
53-65	-0.157	-0.048	-0.171	-0.046	-0.171	-0.055	0.061

U <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.213	-0.157	26.3

V <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.050	-0.048	4.0

U <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.232	-0.171	26.3

V <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.047	-0.046	2.1

φ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
53-65	0.081	0.061	25.0

Πίνακας 5.6.3: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Kobe (με ενίσχυση πασσάλων A\*) και σύγκριση των τιμών αυτών με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους.

Piles A*	Kobe						
	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
53-65	-0.340	-0.084	-0.376	-0.078	-0.376	-0.100	0.148

U <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.47	-0.340	27.7

V <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό αύξησης (%)
53-65	-0.069	-0.084	21.7

<b>U<sub>B</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό μείωσης (%)</b>
53-65	-0.534	-0.376	29.6

<b>V<sub>B</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό αύξησης (%)</b>
53-65	-0.06	-0.078	30.0

<b>φ (°)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)</b>
53-65	0.256	0.148	42.1

Πίνακας 5.6.4: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού της Καλαμάτας (με ενίσχυση πασσάλων A\*) και σύγκριση των τιμών αυτών με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους

<b>Piles A*</b>	<b>Kalamata</b>							
	<b>Dr (%)</b>	<b>U<sub>A</sub> (m)</b>	<b>V<sub>A</sub> (m)</b>	<b>U<sub>B</sub> (m)</b>	<b>V<sub>B</sub> (m)</b>	<b>U<sub>Γ</sub> (m)</b>	<b>V<sub>Γ</sub> (m)</b>	<b>φ (°)</b>
53-65		-0.220	-0.061	-0.229	-0.059	-0.229	-0.065	0.040

<b>U<sub>A</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό μείωσης (%)</b>
53-65	-0.264	-0.220	16.7

<b>V<sub>A</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό αύξησης (%)</b>
53-65	-0.051	-0.061	19.6

<b>U<sub>B</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό μείωσης (%)</b>
53-65	-0.282	-0.229	18.8

<b>V<sub>B</sub> (m)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό αύξησης (%)</b>
53-65	-0.049	-0.059	20.4

<b>φ (°)</b>			
<b>Dr (%)</b>	<b>no piles</b>	<b>piles A*</b>	<b>Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)</b>
53-65	0.074	0.040	45.5

Πίνακας 5.6.5: Μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις, καθιζήσεις και στροφές του κρηπιδοτοίχου στο τέλος του σεισμού Northridge (με ενίσχυση πασσάλων A\*) και σύγκριση των τιμών αυτών με τις αντίστοιχες στην περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους

Piles A*	Northridge						
Dr (%)	U <sub>A</sub> (m)	V <sub>A</sub> (m)	U <sub>B</sub> (m)	V <sub>B</sub> (m)	U <sub>Γ</sub> (m)	V <sub>Γ</sub> (m)	φ (°)
53-65	-0.372	-0.079	-0.391	-0.075	-0.391	-0.087	0.081

U <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.465	-0.372	20.0

V <sub>A</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό αύξησης (%)
53-65	-0.070	-0.079	12.9

U <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης (%)
53-65	-0.516	-0.391	24.2

V <sub>B</sub> (m)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό αύξησης (%)
53-65	-0.063	-0.075	19.0

φ (°)			
Dr (%)	no piles	piles A*	Ποσοστό μείωσης κατά απόλυτη τιμή (%)
53-65	0.209	0.081	61.3

## 6 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στη συγκεκριμένη εργασία μελετήθηκε η επίδραση δύο παραγόντων για τον περιορισμό των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων, καθιζήσεων και στροφών του κρηπιδοτοίχου κατά τη διάρκεια ισχυρής σεισμικής δόνησης. Αυτοί οι παράγοντες ήταν: α) η ενίσχυση του κρηπιδοτοίχου με προσθήκη ομάδας πασσάλων και β) η σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους. Παρακάτω εξηγείται η επίδραση των δύο αυτών παραγόντων σύμφωνα με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις.

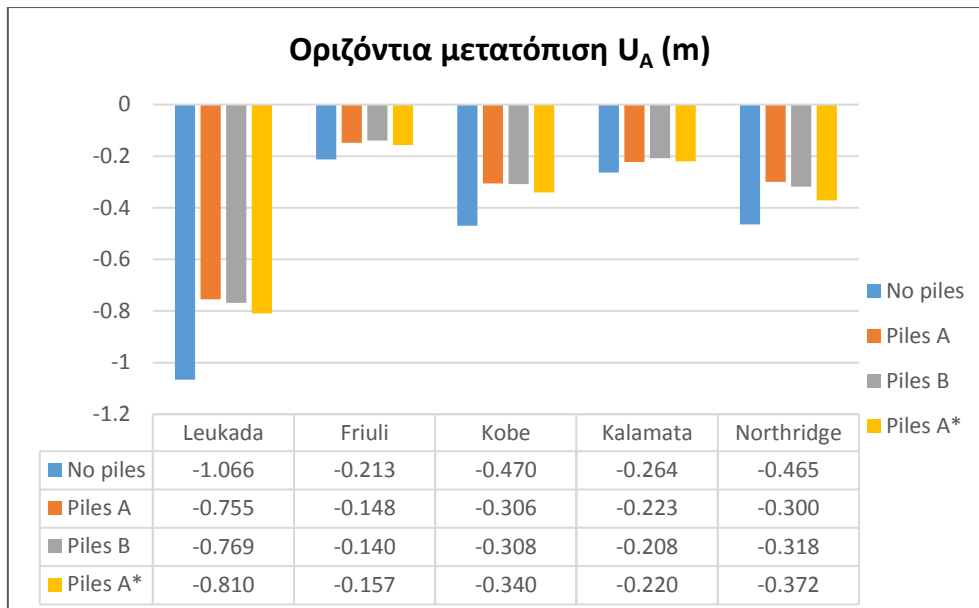
### 6.1 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΟΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ

Τα μέγιστα και ελάχιστα ποσοστά μείωσης της οριζόντιας μετατόπισης του σημείου A του τοίχου με την προσθήκη πασσάλων A ή B για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις και για όλους τους συνδυασμούς σχετικών πυκνοτήτων δίνονται στον Πίνακα 6.1.1. Από εκεί συμπεραίνεται ότι για τις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις το ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετατόπισης του σημείου A του τοίχου με την προσθήκη πασσάλων A ή B κυμαίνεται από 20% μέχρι και 40%, με τις περισσότερες τιμές να αγγίζουν το 30%. Η μείωση κατά αυτό το ποσοστό κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική και η ενίσχυση του κρηπιδοτοίχου με τους πασσάλους A ή B αποδεικνύεται πιο ευνοϊκή σε σχέση με την περίπτωση του κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους. Επιπλέον, δε φαίνεται να υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις μεταξύ των μεθόδων ενίσχυσης A και B, γεγονός που καθιστά ισάξια και τα δύο μέτρα ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου για τον περιορισμό των οριζόντιων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια σεισμού.

Όσον αφορά τους εναλλακτικούς πασσάλους A\*, παρατηρείται ότι υπάρχει μια μικρή απόκλιση σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις πασσάλων και ότι οι πάσσαλοι A\* μειώνουν σε μικρότερο ποσοστό την οριζόντια μετατόπιση του τοίχου. Το ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετατόπισης για αυτή την περίπτωση κυμαίνεται από 20% μέχρι 30% για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις. Αυτό το γεγονός παρατηρείται επίσης και στο Σχήμα 6.1.1 όπου παρουσιάζονται οι τιμές της οριζόντιας μετατόπισης για τις τρεις περιπτώσεις πασσάλων και για κάθε σεισμική διέγερση.

Πίνακας 6.1.1: Μέγιστα κα ελάχιστα ποσοστά μείωσης της οριζόντιας μετατόπισης  $U_A$  για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις

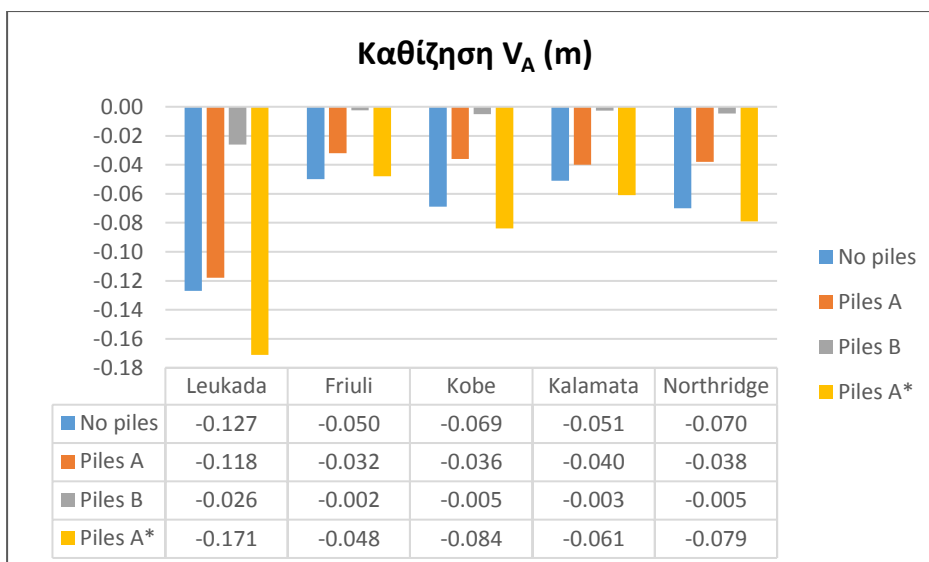
	Ποσοστό μείωσης της μετατόπισης $U_A$ (%)			
	Piles A		Piles B	
	Min	Max	Min	Max
Leukada	22.2	29.3	21.9	31
Friuli	30.5	37.6	34.3	40.4
Kobe	34.9	39.3	33.2	40.9
Kalamata	15.5	21.2	19.7	23.2
Northridge	30.0	36.9	23.6	32.7



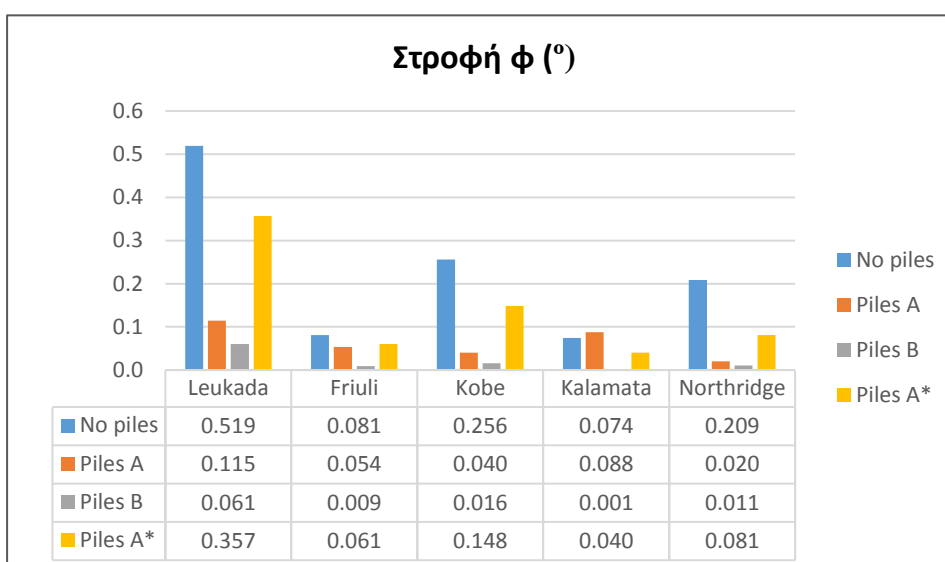
Σχήμα 6.1.1: Σύγκριση των μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων  $U_A$  για τα τέσσερα μοντέλα προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου και για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ )

Όσον αφορά, όμως, την καθίζηση του σημείου A του κρηπιδοτοίχου, παρατηρείται στο Σχήμα 6.1.2 ότι η περίπτωση της ομάδας πασσάλων στην θεμελίωση του τοίχου (Piles B) περιορίζει δραστικά την μετακίνηση αυτή και είναι σχεδόν αμελητέα ενώ η περίπτωση της σειράς πασσάλων πίσω από τον τοίχο (Piles A) μειώνει σε μικρότερο ποσοστό την καθίζηση του σημείου A, γεγονός που δικαιολογείται λόγω της θέσης των πασσάλων σε κάθε περίπτωση. Από την άλλη, η περίπτωση των πιο απομακρυσμένων πασσάλων A\* στο αντιστηριζόμενο έδαφος δείχνει στις περισσότερες περιπτώσεις διέγερσης αύξηση της καθίζησης κατά ένα ποσοστό 20% με 30%. Άρα, δε συμβάλλουν στη μείωση της καθίζησης του τοίχου.

Τέλος, φαίνεται στο Σχήμα 6.1.3 πως και η στροφή της βάσης ΒΓ του κρηπιδοτοίχου περιορίζεται περισσότερο στην περίπτωση των πασσάλων Β. Ωστόσο, και στις τρεις περιπτώσεις ενίσχυσης του κρηπιδοτοίχου η στροφή καθίσταται αμελητέα και περιορίζεται κάτω από τις  $0.1^\circ$  για τις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις.



Σχήμα 6.1.2: Σύγκριση των μόνιμων καθιζήσεων  $V_A$  για τα τέσσερα μοντέλα προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου και για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ )

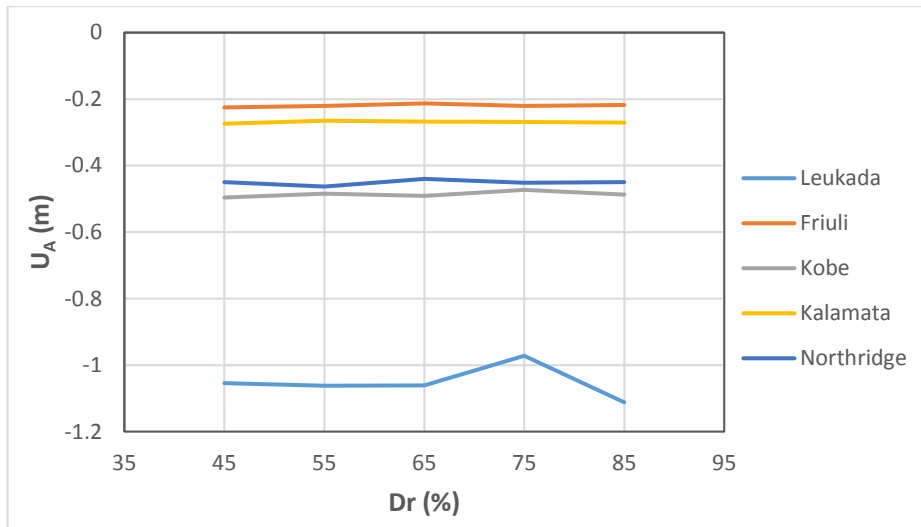


Σχήμα 6.1.3: Σύγκριση των μόνιμων στροφών  $\phi$  (κατά απόλυτη τιμή) για τα τέσσερα μοντέλα προσομοίωσης του κρηπιδοτοίχου και για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (αντιστηριζόμενο έδαφος:  $D_r=53\%$  - έδαφος θεμελιώσεως:  $D_r=65\%$ )

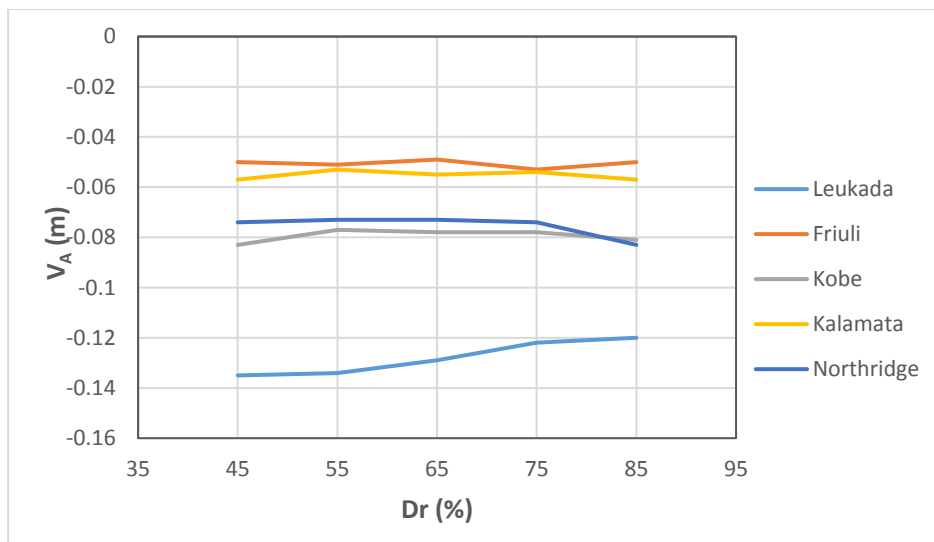
Όπως αναφέρθηκε η ενίσχυση του κρηπιδοτοίχου με πασσάλους Β αποδεικνύεται πιο ευνοϊκή όσον αφορά τη μείωση της μόνιμης καθίζησης και στρόφης του τοίχου αλλά αυτό δεν την καθιστά καλύτερη από την ενίσχυση του τοίχου με πασσάλους Α. Κι αυτό διότι η χρήση των πασσάλων Α είναι μια εφικτή λύση όταν απαιτείται ενίσχυση ενός υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου, καθώς η παρέμβαση κατά αυτόν τον τρόπο δεν επηρεάζει τον κρηπιδοτοίχο. Από την άλλη πλευρά, η χρήση των πασσάλων Β μπορεί να προτιμηθεί για ευνοϊκότερες μετατοπίσεις στην περίπτωση κατασκευής ενός καινούργιου λιμενικού κρηπιδοτοίχου. Τέλος, η περίπτωση των εναλλακτικών πασσάλων Α\*, ενώ παρουσιάζει μεγαλύτερη κατασκευαστική ευκολία από τις άλλες δύο, δε συνεισφέρει δραστικά στη μείωση των μετατοπίσεων.

## 6.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ

Για την περίπτωση του υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου χωρίς πασσάλους, παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.2.1 έως 6.2.3 τα διαγράμματα μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, καθίζησης και στροφής του κρηπιδοτοίχου σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης και του αντιστηριζόμενου εδάφους για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις που μελετήθηκαν. Παρατηρείται ότι καθώς η σχετική πυκνότητα αυξάνεται από 45% σε 85% οι τιμές της μετατόπισης, καθίζησης και στροφής μένουν πρακτικώς αμετάβλητες ή μεταβάλλονται κατά μια αμελητέα ποσότητα σε σχέση με την αρχική τους τιμή. Επομένως, αυτό συνεπάγεται ότι η συμπύκνωση των εδαφών αυτών δε βελτιστοποιεί την απόκριση του κρηπιδοτοίχου και δεν είναι προτιμητέα λύση για τον περιορισμό των μετακινήσεων.

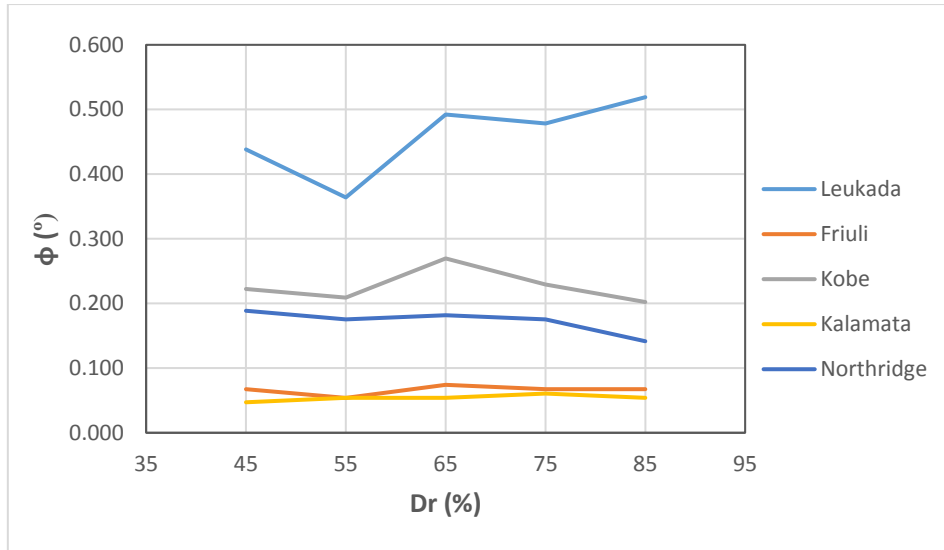


Σχήμα 6.2.1: Διαγράμματα  $U_A - D_r$  για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (υπάρχων κρηπιδοτοίχος)



Σχήμα 6.2.2: Διαγράμματα  $V_A - D_r$  για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (υπάρχων κρηπιδοτοίχος)





Σχήμα 6.2.3: Διαγράμματα  $\phi - D_r$  για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (υπάρχων κρηπιδότοιχος)



## 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή μελετήθηκε η επίδραση δύο παραμέτρων για τον περιορισμό της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, καθίζησης και στροφής του κρηπιδοτοίχου κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης. Συγκεκριμένα, η μία παράμετρος αφορούσε την προσθήκη πασσάλων στο κρηπιδότοιχο και έτσι εξετάστηκαν τρία μοντέλα προσομοίωσης με διαφορετικές θέσεις πασσάλων (A, A\*, B). Η άλλη παράμετρος αφορούσε την επίδραση της σχετικής πυκνότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των αποτελεσμάτων είναι τα εξής:

- Οι περιπτώσεις των πασσάλων A και B δρουν εξίσου ικανοποιητικά και μειώνουν δραστικά τις μετατοπίσεις του τοίχου.
- Η χρήση των πασσάλων A είναι προτιμητέα λύση όταν απαιτείται ενίσχυση ενός υπάρχοντος κρηπιδοτοίχου.
- Η χρήση των πασσάλων B μπορεί να πραγματοποιηθεί μόνο στη κατασκευή νέων λιμενικών κρηπιδοτοίχων για επίτευξη ευνοϊκότερων μετατοπίσεων.
- Η περίπτωση των εναλλακτικών πασσάλων A\*, ενώ παρουσιάζουν κατασκευαστική ευκολία, δεν συνεισφέρει δραστικά στη μείωση των μετατοπίσεων και δεν συνιστάται η χρήση τους.
- Η συμπύκνωση του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης δε βελτιστοποιεί την απόκριση του κρηπιδοτοίχου και δεν είναι προτιμητέα λύση για τον περιορισμό των μετατοπίσεων.



## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

### Ξένη Βιβλιογραφία

- [1] Anagnostopoulos, S. A., Rinaldis, D., Lekidis, V. A., Margaris, V. N., & Theodulidis, N. P. (1987). The Kalamata, Greece, earthquake of September 13, 1986. *Earthquake spectra*, 3(2), 365-402.
- [2] Byrne, P. M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand
- [3] Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2003). Liquefaction-induced ground deformation and damage to piles in the 1995 Kobe Earthquake
- [4] Dakoulas, P., Vazouras, P., Kallioglou, P., & Gazetas, G. (2018). Effective-stress seismic analysis of a gravity multi-block quay wall. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 378-393.
- [5] Gazetas, G., Dakoulas, P., & Anastasopoulos, I. (2006, May). Failure of harbor quaywalls in the Lefkada 14-8-2003 earthquake. In *Proc. of the 5th Hellenic Conference on Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (pp. 159-166).
- [6] Itasca. *Fast Lagrangian Analysis of Continua. User's Manuals*, Itasca Consulting Group, Minneapolis; 2011
- [7] Pitilakis, K., & Moutsakis, A. (1989). Seismic analysis and behaviour of gravity retaining walls: The case of Kalamata harbour quaywall. *Soils and foundations*, 29(1), 1-17.
- [8] Srbulov, M. (2008). *Geotechnical earthquake engineering: simplified analyses with case studies and examples* (Vol. 9). Springer Science & Business Media.

### Ελληνική Βιβλιογραφία

- [1] Πιτιλάκης, Κ. Δ., Ραπτάκης, Δ., Μάκρας, Κ., Βελδεμίρη, Φ., Τίκα, Θ., Αναστασιάδης, Α., & Χατζηνικολάου, Ν. (2010). Γεωτεχνικός Χάρτης και Μικροζωνική Μελέτη Πολεοδομικού Συγκροτήματος Βόλου-Ν. Ιωνίας. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, 29/09-1/10 2010, Βόλος.
- [2] Τεχνική έκθεση (2000). "Μικροζωνική Μελέτη του ΠΣ Βόλου – Ν. Ιωνίας" Εργ. Εδαφ. και Θεμελ. Τμ. Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ (επιστ. υπ. Κ. Πιτιλάκης, κωδ. εργ. 8870 ΕΕ) ΑΠΘ