



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ - ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΒΑΘΟΥΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΣ
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ
ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ**

ΦΛΩΡΑ-ΔΗΜΗΤΡΑ ΚΑΝΑΤΑ

Βόλος 2007



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 5262/1
Ημερ. Εισ.: 10-10-2007
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2007
KAN

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

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

Επιπλέον θα πρέπει να ευχαριστήσω και τους κ.κ. καθηγητές κ. Α.Γιαννακόπουλο και κ.Α.Κωμοδρόμο οι οποίοι διέθεσαν τον πολύτιμο χρόνο τους για την εκτίμηση και βαθμολόγηση του περιεχομένου της εν λόγω διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

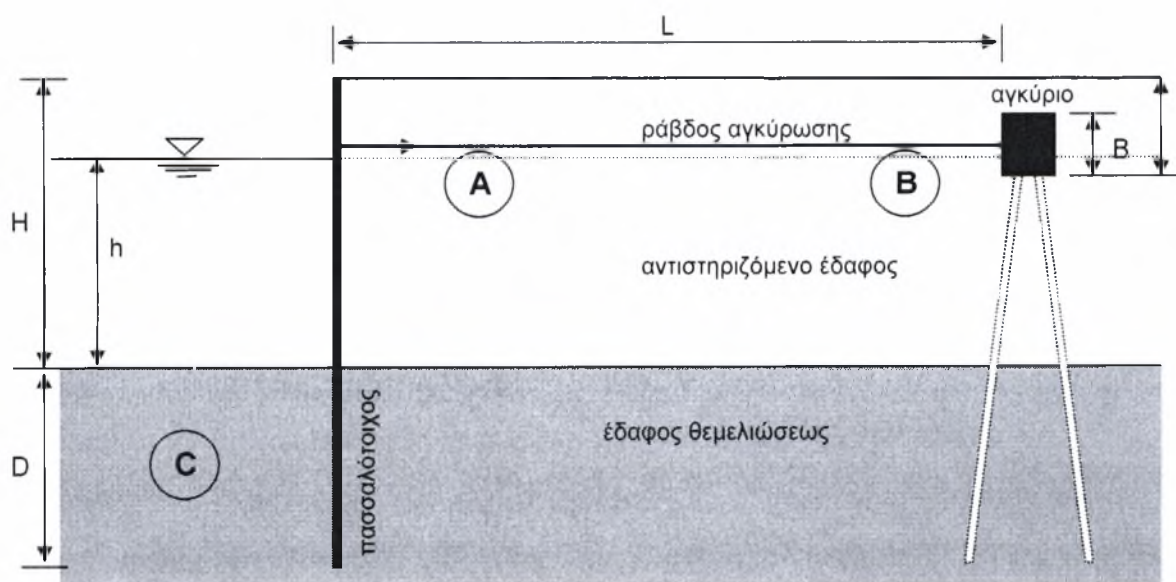
	<i>σελίδα</i>
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	ii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iii
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΕΡΓΩΝ ΤΑΣΕΩΝ	27
3. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	34
4. ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	63
5. ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ Π.Θ.	72
6. ΕΦΑΡΜΟΓΗ	82
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	92
8. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	96

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Σεισμική συμπεριφορά εύκαμπτων λιμενικών διαφραγμάτων με αγκύριο

Εύκαμπτα διαφράγματα έχουν χρησιμοποιηθεί και χρησιμοποιούνται εκτενώς για την αντιστήριξη λιμενικών αποβάθρων και νησίδων, διότι (α) κατασκευάζονται εύκολα και (β) η παρουσία μαλακών ή χαλαρών εδαφών στη βάση της κατασκευής είναι δυνατόν να μην επιτρέπει την υποστήριξη τοίχων βαρύτητας. Τα συστήματα αυτά είναι ευάλωτα σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις και η αστοχία τους είναι δυνατόν να υπονομεύσει κρίσιμες εμπορικές λειτουργίες, να οδηγήσει σε σημαντικές εμπλοκές στην μετασεισμική παροχή υπηρεσιών, και να επιφέρει σοβαρές οικονομικές επιπτώσεις στις προσβληθείσες περιοχές.

Μία τυπική διατομή εύκαμπτου λιμενικού διαφράγματος με αγκύριο παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.1. Ένα εύκαμπτο διάφραγμα αποτελείται από τους αλληλεμπλεκόμενους πασσαλότοιχους, τις ράβδους αγκύρωσης, και τα αγκύρια. Ο τοίχος υποστηρίζεται στο ανώτερο μέρος από το αγκύριο και στο χαμηλότερο μέρος μέσω του εγκιβωτισμού του στο έδαφος θεμελιώσεως. Οι τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης εξαρτώνται από τα δομικά στοιχεία και τις γεωτεχνικές συνθήκες.



Σχήμα 1.1 Τυπική διατομή εύκαμπτου διαφράγματος με αγκύριο

Οι περισσότερες από τις αστοχίες που καταγράφηκαν οφείλονται σε ρευστοποίηση χαλαρών εδαφών ή σε απομείωση της αντοχής μαλακών εδαφών (α) στην αντιστηριζόμενη ζώνη (περιοχή Α στο Σχήμα 1.1), (β) στην περιοχή παθητικής αντίστασης του αγκυρίου (περιοχή Β) και (γ) στην περιοχή παθητικής αντίστασης του πασσαλότοιχο (περιοχή C). Επίσης, σημαντικές αστοχίες πασσαλοτοιχών έχουν καταγραφεί λόγω ολισθαίνουσας μάζας εδάφους (πλευρική εξάπλωση). Άλλοι τύποι ζημιών περιλαμβάνουν αστοχία του τένοντος αγκυρώσεως και καμπτική αστοχία του πασσαλοτοιχίου.

Ο στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως. Ειδικότερα, στόχος είναι η επίδραση του βάθους διείσδυσης και της δυσκαμψίας του εύκαμπτου τοίχου στην ανάπτυξη μονίμων παραμορφώσεων κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού. Τα τελευταία χρόνια η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών βασίζεται στην επιτελεστικότητα, δηλαδή στην αντίληψη ότι (α) οι μετατοπίσεις του εδάφους και οι μετατοπίσεις/παραμορφώσεις των εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως αποτελούν το κύριο κριτήριο σχεδιασμού και (β) μία περιορισμένη τιμή μόνιμης παραμόρφωσης είναι αποδεκτή με βάση προκαθορισμένα κριτήρια συμπεριφοράς. Η παρούσα διπλωματική αποτελεί ένα μικρό μέρος ερευνητικής εργασίας του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, με θέμα «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστηρίξεως για Συνθήκες Εδαφών Χ». Σκοπός του συνολικού ερευνητικού προγράμματος είναι η δημιουργία μία απλουστευμένης μεθόδου για τον επιτελεστικό σχεδιασμό εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως.

Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται μία γενική περιγραφή του προβλήματος της σεισμικής συμπεριφοράς εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως και δίδεται μία επισκόπηση της υπάρχουσας βιβλιογραφίας και των μεθόδων ανάλυσης. Στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζεται συνοπτικά η μέθοδος ενεργών τάσεων η οποία επιτρέπει μία προχωρημένη αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς συστημάτων τοίχου – εδάφους αντιστηρίξεως με την χρήση κατάλληλου καταστατικού προσομοιώματος για την μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά μη συνεκτικών εδαφών. Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης η διερευνά την επίδραση του βάθους διείσδυσης και της

δυσκαμψίας του εύκαμπτου τοίχου στην ανάπτυξη μονίμων παραμορφώσεων κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού. Στο Κεφάλαιο 4 περιγράφεται συνοπτικά μία γενική μέθοδος επιτελεστικού σεισμικού σχεδιασμού εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως. Στο Κεφάλαιο 5 περιγράφεται μία απλοποιημένη μέθοδος σχεδιασμού εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως, η οποία δημιουργήθηκε στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας (Ντακούλας 2006). Η μέθοδος αυτή βασίζεται σε μια μεγάλη ομάδα αποτελεσμάτων προχωρημένων αριθμητικών προσομοιώσεων παρόμοιων με αυτών που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3. Τέλος δίδεται μία εφαρμογή της απλοποιημένης μεθόδου, στην οποία σχεδιάζεται ένας εύκαμπτος τοίχος αντιστηρίξεως για δύο επίπεδα σεισμικής έντασης και για δεδομένη βαθμίδα σεισμικής επιτελεστικότητας.

1.2 Βιβλιογραφική επισκόπηση – Ιστορικά περιστατικά

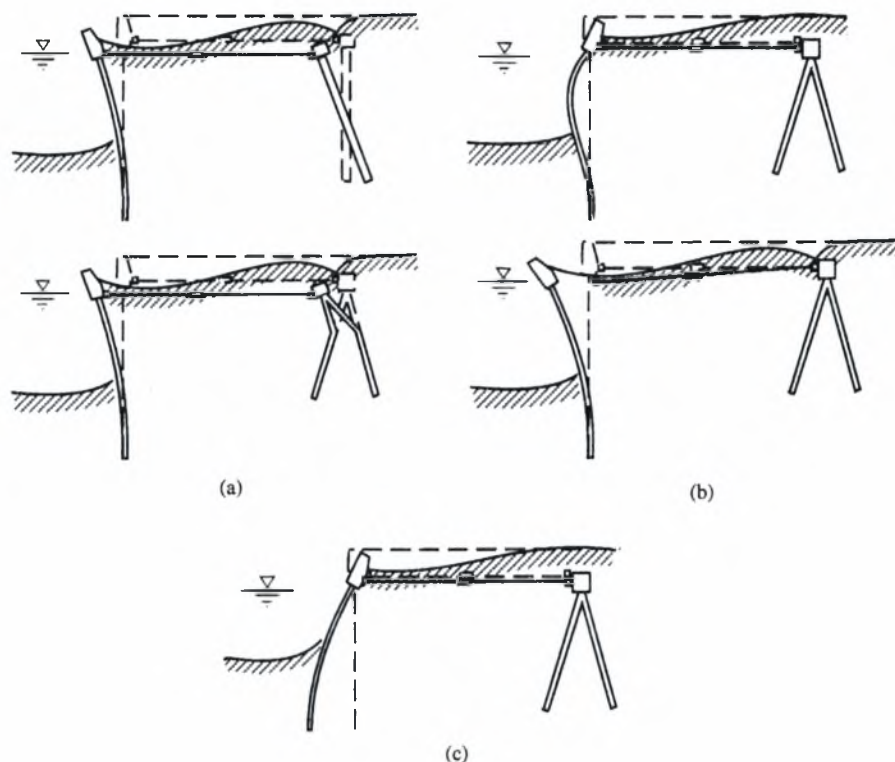
Η μελέτη της απόκρισης εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών δονήσεων, σε περιπτώσεις όπου υπάρχουν επαρκή γεωτεχνικά, κατασκευαστικά και σεισμολογικά δεδομένα αποτελεί βασική προϋπόθεση για την κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων συστημάτων. Τέτοιες μελέτες καταγραφής ζημιών, αλλά και εν συνεχεία απλουστευμένες αναλύσεις ή προχωρημένες αριθμητικές προσομοιώσεις της σεισμικής συμπεριφοράς έχουν παρουσιασθεί από αρκετούς ερευνητές (PIANC 2001, Kramer 1996, Iai 1998, Ντακούλας 2005, 2006, Steedman and Zeng 1998, McCullough and Dickenson 1998, Kameoka and Iai 1993, Gazetas, Dakoulas and Dennehy 1992, Ebeling and Morrison 1992, Towhata and Islam 1987, Katajima and Uwabe 1978, κλπ).

Το Σχήμα 1.2 παρουσιάζει μερικούς τυπικούς μηχανισμούς αστοχίας διαφόρων στοιχείων του συστήματος τοίχος – έδαφος – αγκύριο. Η μελέτη των καταγεγραμμένων ζημιών σε λιμενικούς τοίχους οδηγεί στα εξής συμπεράσματα (PIANC 2001):

1) Η περισσότερη ζημία στους λιμενικούς πασσαλότοιχους συνδέεται συχνά με τις σημαντικές εδαφικές πιέσεις που δημιουργούνται από ένα χαλαρό ή ρευστοποιήσιμο αντιστηριζόμενο έδαφος. Ως εκ τούτου, εάν η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μεγάλη, η εφαρμογή κατάλληλων μέτρων προστασίας ενάντια στη ρευστοποίηση μπορεί να είναι μια αποτελεσματική λύση στην επίτευξη μίας σημαντικά καλύτερης σεισμικής συμπεριφοράς.

2) Στις περιπτώσεις που το αγκύριο θεμελιώνεται σε ανθεκτικό έδαφος, οι περισσότερες αποτυχίες εμφανίζονται στον ίδιο τον τοίχο λόγω της υπερβολικής καμπτικής ροπής. Εάν το αγκύριο θεμελιώνεται σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, αστοχεί με συνέπεια τη γενική μετακίνηση και την κλίση του συστήματος τοίχου – εδάφους - αγκυρίου προς τη θάλασσα.

3) Η δομική ζημία σε έναν πασσαλότοιχο καθορίζεται από την εντατική κατάσταση παρά από την μετατόπιση. Είναι επομένως σημαντικό να καθοριστεί η προτιμητέα ακολουθία αστοχίας που θα εμφανιστεί στα διάφορα στοιχεία του συστήματος τοίχου – εδάφους – αγκυρίου.

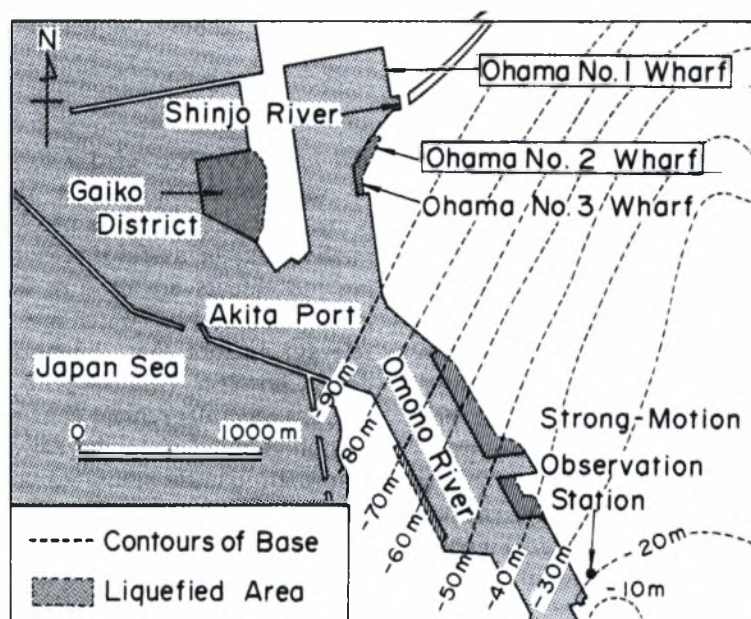


Σχήμα 1.2 Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας εύκαμπτου διαφράγματος με αγκύριο (α) παραμόρφωση και μετατόπιση του αγκυρίου (β) αστοχία του τοίχου ή/και της ράβδου αγκύρωσης (γ) αστοχία του εδάφους θεμελιώσεως (PIANC 2001)

Κατωτέρω παρουσιάζεται μία σειρά από αντιπροσωπευτικά ιστορικά περιστατικά εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως, στα οποία κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών δονήσεων παρουσιάστηκαν είτε σημαντικές βλάβες (κακή συμπεριφορά) ή ελάχιστες ή μηδενικές βλάβες (καλή συμπεριφορά). Τα περιστατικά αυτά καθώς και άλλα παρόμοια έχουν χρησιμοποιηθεί από διάφορους ερευνητές ως μέσο επιβεβαίωσης των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης και σχεδιασμού (Iai 1998, Kameoka and Iai 1993, McCullough and Dickenson 1998, Ντακούλας 2005).

Περιστατικό 1: Λιμάνι Akita (Japan), Θέση Ohama 2

Ο λιμενικός τοίχος του Akita Port βρίσκεται στις εκβολές των ποταμών Omono και Shinjo. Το μεγαλύτερο μέρος του κρηπιδότοιχου έχει κατασκευαστεί κατά μήκος του ποταμού Omono με τη μέθοδο εναπόθεσης υλικού στο πίσω μέρος του τοίχου. Το σχέδιο του λιμένα της πόλης Akita και στις θέσεις Ohama 1 και 2 (Iai και Kameoka 1993) φαίνεται στο Σχήμα 1.3:



Σχήμα 1.3 Περιστατικό 1: Σχέδιο του λιμένα της πόλης Akita και θέσεις Ohama 1 και Ohama 2 (Iai and Kameoka 1993)

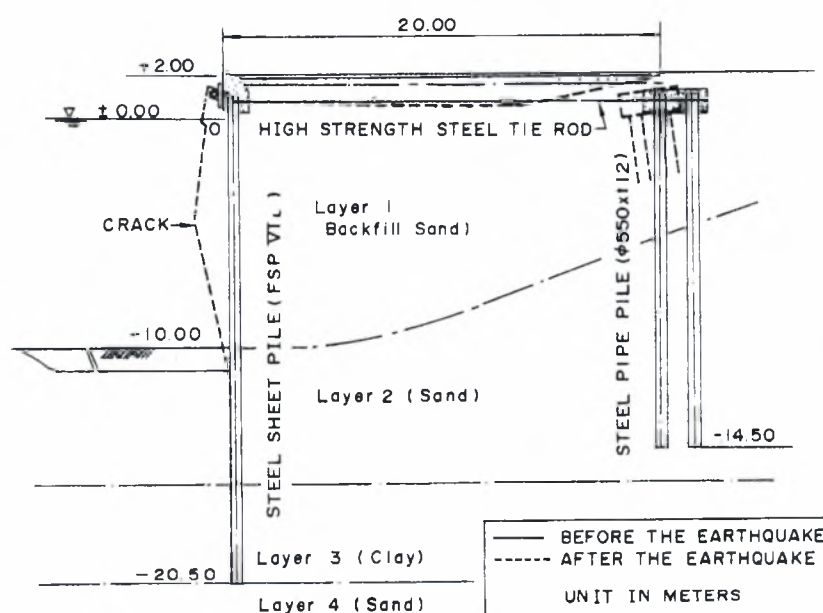
Ο σεισμός Nihonkai-Cubu (1983) δημιούργησε σημαντικές ζημιές στο μεγαλύτερο μέρος του λιμενικού τοίχου, λόγω ρευστοποίησης του αντιστηριζόμενου εδάφους. Όμως, κοντά σε τμήματα του τοίχου που υπέστησαν ζημιές (π.χ. θέση Ohama 2), υπήρχαν άλλα τμήματα του τοίχου με παρόμοια διατομή που δεν παρουσίασαν ούτε φαινόμενα ρευστοποίησης ούτε κάποια ζημιά στον τοίχο (π.χ. θέση Ohama 1).

Στην θέση Ohama 2 όπου παρουσιάστηκαν σημαντικές ζημιές, ο τοίχος έχει ύψος $H=12$ m, το βάθος του νερού είναι $H_w=10$ m και το ελεύθερο ύψος του τοίχου είναι 2 m (Σχήμα 1.4). Το βάθος θεμελίωσης του τοίχου αντιστήριξης είναι $D_{emb}=10,5$ m. Η

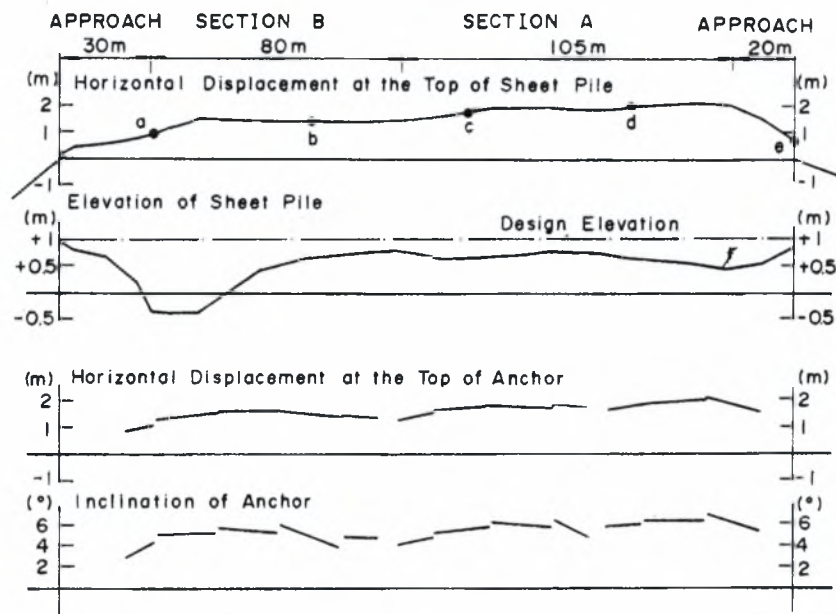
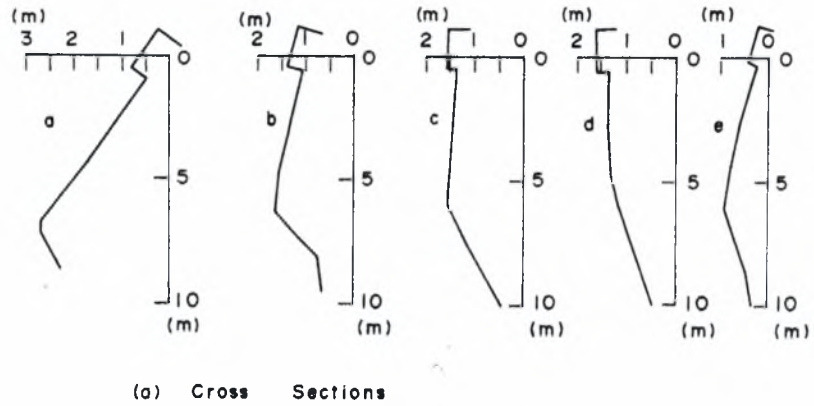
ράβδος αγκύρωσης βρίσκεται πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα και έχει μήκος $L_{anc} = 20$ m. Η αγκύρωση γίνεται με δύο μεταλλικούς σωλήνες διαμέτρου 0.50 m που θεμελιώνονται σε βάθος -14.50 m και συνδέονται με κεφαλόδεσμο από σκυρόδεμα.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.4, κατά το σεισμό η διατομή στη θέση Ohama 2 υπέστη σημαντικές παραμορφώσεις και ρηγμάτωση, ενώ δημιουργήθηκαν κώνοι άμμου στην επιφάνεια του εδάφους και προκλήθηκαν σημαντικές οριζόντιες μετατοπίσεις

Ο τοίχος αποτελείται από τέσσερις τυπικές διατομές: οι διατομές A και B και οι διατομές των προσβάσεων στα δύο άκρα, αριστερά και δεξιά (Σχήμα 1.5b). Η διατομή που παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.4 αντιστοιχεί στην διατομή A. Στην διατομή αυτή οι εδαφικές συνθήκες και οι συνθήκες φόρτισης είναι ομοιόμορφες και συνεπώς και οι μόνιμες μετατοπίσεις είναι σχετικά ομοιόμορφες (Σχήμα 1.5b).



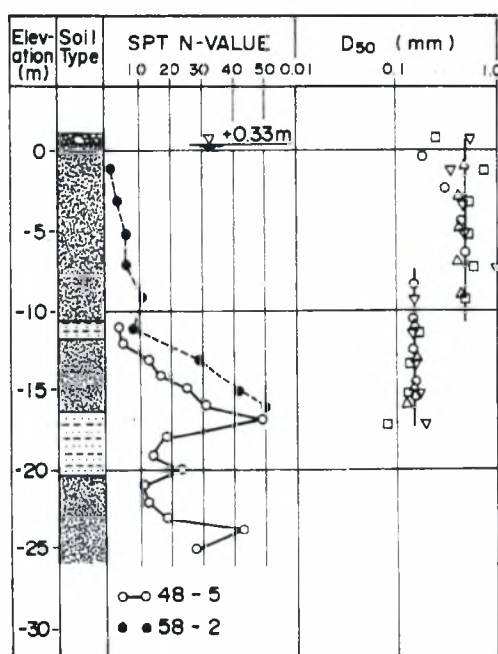
Σχήμα 1.4. Περιστατικό 1: Διατομή του πασσαλότοιχου και τιμές κρουστικής διεύθυνσης SPT στη θέση Ohama 2 (Iai and Kameoka 1993)



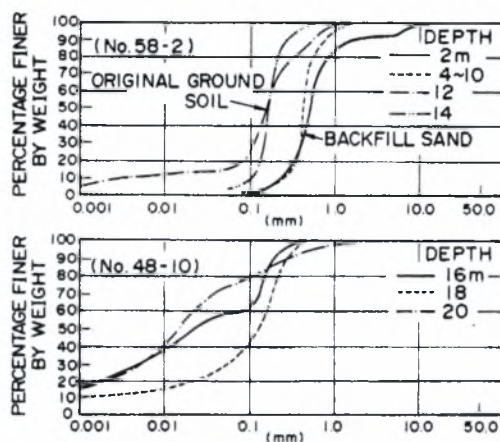
Σχήμα 1.5. Περιστατικό 1: Οριζόντιες μετακινήσεις και καθιζήσεις κατά μήκος του τοίχου Ohama 2 (α) διατομές του τοίχου (β) κατανομή των μετακινήσεων κατά μήκος του τοίχου (Iai and Kameoka 1993)

Στην διατομή Α η οριζόντια μετατόπιση κυμαίνεται μεταξύ 1.1-1.8 m. Οι καθιζήσεις στο μέσο της επιφανειακής στρώσης είναι 1.4 m. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις της κεφαλής του πασσάλου είναι περίπου 1.5 m, παρόμοιες με τις μετατοπίσεις του αγκυρίου. Στο Σχήμα 1.6 παρουσιάζεται η στρωματογραφία του υλικού, και δίδονται οι τιμές της δοκιμής διείδυσης N_{SPT} , και η διάμετρος D_{50} με το βάθος. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από μια στρώση χαλαρής άμμου πάχους 12 m ($N_{SPT} = 5$), μία στρώσης πυκνής άμμου ($N_{SPT} = 15 - 30$), μία στρώση αργίλου πάχους 4 m, και μία στρώση πυκνής άμμου πάχους τουλάχιστον 20 m ($N_{SPT} = 25$).

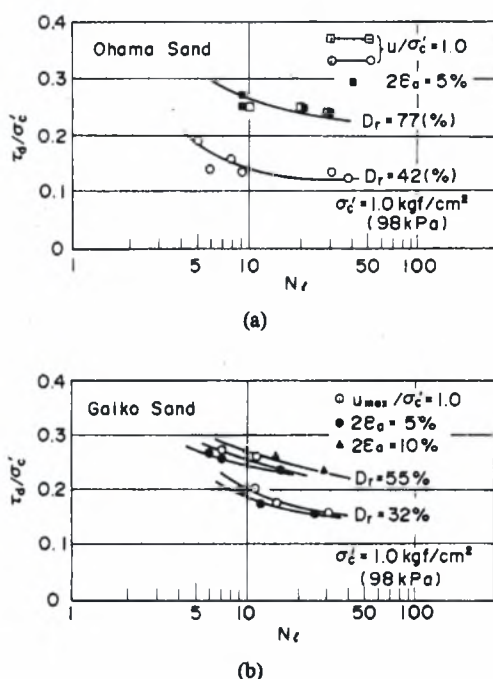
Στο Σχήμα 1.7 δίδεται η κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους αντιστηρίξεως και του φυσικού εδάφους. Στο Σχήμα 1.8 παρουσιάζονται αποτελέσματα από εργαστηριακές δοκιμές ανακυκλικής αντοχής της άμμου που ελήφθη από την θέση Ohama 2 και την γειτονική θέση Gaiko. Τα αποτελέσματα των δοκιμών της άμμου από την θέση Ohama 2 δίδονται στο Σχήμα 1.8α και αντιπροσωπεύουν την συμπεριφορά του άνω στρώματος άμμου στις θέσεις Ohama 1 και 2.



Σχήμα 1.6. Περιστατικό 1: Εδαφικές συνθήκες στη θέση του τοίχου Ohama 2 (Iai and Kameoka 1993)



Σχήμα 1.7 Κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού στη θέση Ohama 2 (Iai and Kameoka 1993)

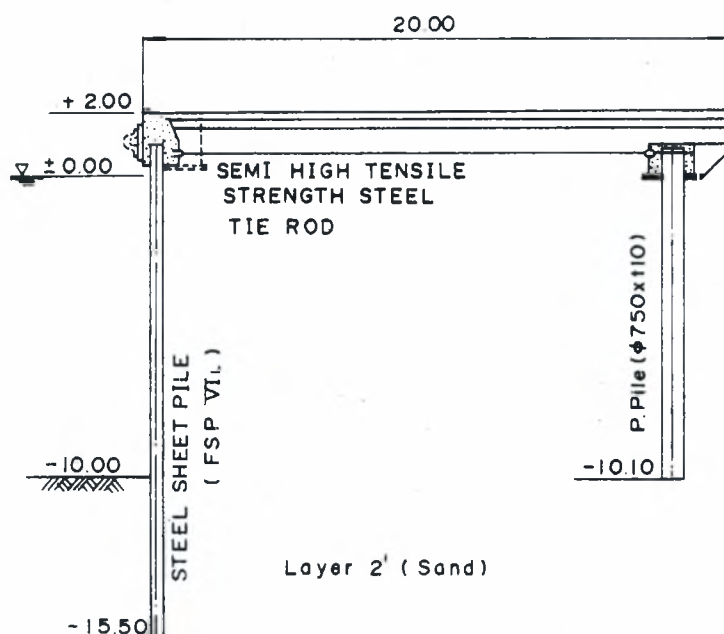


Σχήμα 1.8 Ανακυκλική αντοχή του εδαφικού του υλικού στη θέση Ohama 2 (Iai and Kameoka 1993)

Επίσης, τα αποτελέσματα των δοκιμών της άμμου από την θέση Gaiiko στο Σχήμα 1.8b αντιπροσωπεύουν την συμπεριφορά του κάτω στρώματος άμμου στις θέσεις Ohama 1 και 2 (Iai and Kameoka 1993). Η αντίσταση σε ρευστοποίηση στο Σχήμα 1.8 ορίζεται είτε με την κατάσταση στην οποία η υπερπίεση ύδατος πόρων γίνεται ίση με την αρχική κατακόρυφο ενεργό τάση (ανοικτοί κύκλοι ή τετράγωνα), είτε με την συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης σε δοκιμή διπλού εύρους ανακυκλικής φόρτισης με τιμή 5% ή 10% (συμπαγείς κύκλοι ή τρίγωνα)

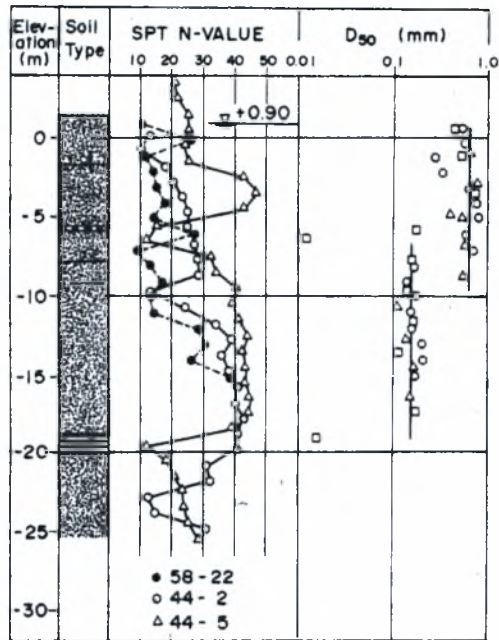
Περιστατικό 2: Λιμάνι Akita (Japan), Θέση Ohama 1

Ο τοίχος στη θέση Ohama 1 είχε διατομή με παρόμοια χαρακτηριστικά με εκείνα της διατομής Ohama 2. Ειδικότερα ο τύπος του πασσαλότοιχου και το βάθος του νερού είναι ακριβώς τα ίδια στις δύο διατομές (Ohama 1 και 2). Η διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι το αντιστηριζόμενο έδαφος στη θέση Ohama 1 αποτελείται από τεταρτογενή απόθεση (χωρίς τεχνητές επιχωματώσεις). Ο τοίχος έχει ύψος $H = 12$ m, το ύψος του θαλασσινού νερού είναι $H_w = 10$ m και το ελεύθερο ύψος του τοίχου είναι 2 m. Το βάθος θεμελίωσης του τοίχου αντιστήριξης, είναι $D_{emb} = 5,5$ m. Η ράβδος αγκύρωσης βρίσκεται πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα και έχει μήκος $L_{anc} = 20$ m. Η αγκύρωση γίνεται με μεταλλικούς σωλήνες διαμέτρου 0.75 m που θεμελιώνονται σε βάθος -10.1 m και συνδέονται με κεφαλόδεσμο από σκυρόδεμα.



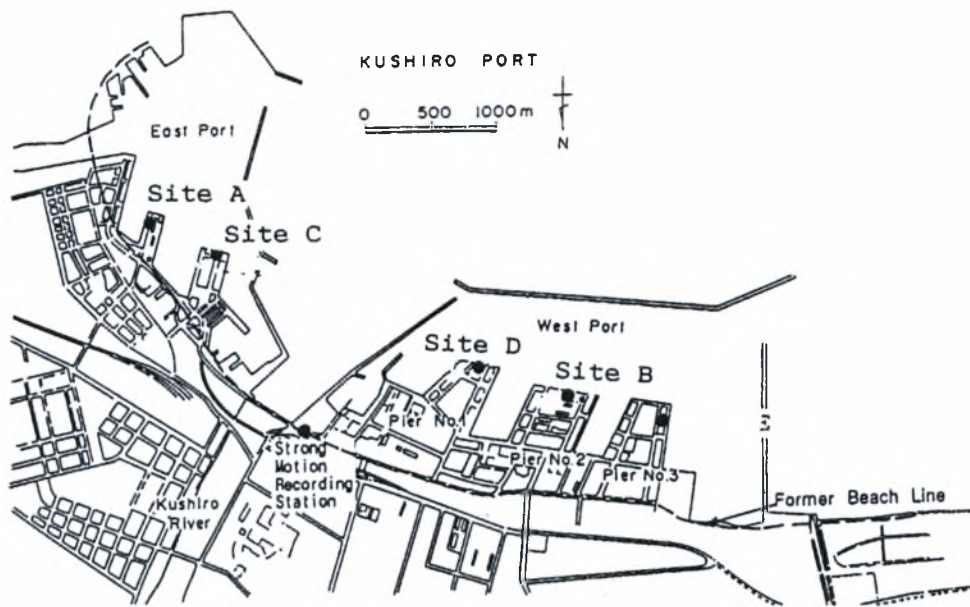
Σχήμα 1.9 Περιστατικό 2: Διατομή του πασσαλότοιχου στη θέση Ohama 1 (Iai and Kameoka 1993)

Το εδαφικό προφίλ χωρίζεται σε δύο στρώματα. Σε βάθος από 2 m έως 20 m αποτελείται από άμμο (βελτιωμένο έδαφος) και σε βάθος από 20 m έως 40 m αποτελείται από άμμο (φυσική εναπόθεση). Οι τιμές του αριθμού κτύπων κρουστικής διεύθυνσης N_{SPT} κυμαίνονται μεταξύ 15-30 στην πρώτη στρώση και περίπου 25 στη δεύτερη στρώση.



Σχήμα 1.20 Περιστατικό 2: Εδαφικές συνθήκες στη θέση του τοίχου Ohama 1 (Iai and Kameoka 1993)

Ο σεισμός Nihonkai-Cubu (1983) δεν προκάλεσε ζημιές στη θέση Ohama 1, γεγονός που εξηγείται από τις υψηλότερες τιμές του N_{SPT} που υποδηλώνουν μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντίσταση σε ρευστοποίηση του εδάφους (Iai and Kameoka 1993)



Σχήμα 1.21 Περιστατικό 3: Σχέδιο του λιμένα Kushiro με την θέση καταγραφής της σεισμικής διέγερσης και τις διατομές τοίχου A, B, C και D (Iai et al. 1994)

Περιστατικό 3: Λιμάνι Kushiro (Japan), Θέση C

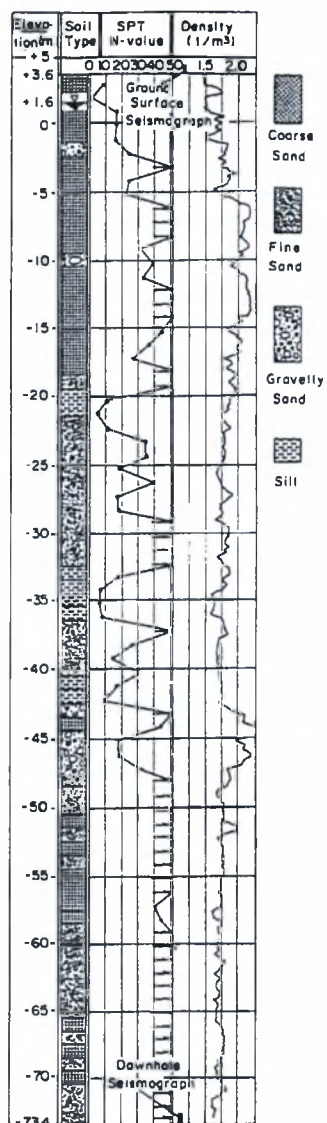
Ο σεισμός Kushiro-Oki μεγέθους 7,8 JMA, έγινε στις 15 Ιανουαρίου 1993, με επίκεντρο 15 km από την πόλη Kushiro (Ιαπωνία) και εστιακό βάθος 107 km. Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση που καταγράφηκε στον λιμένα Kushiro είναι 0,47g (βλέπε Σχήμα 1.21).

Το μεγαλύτερο μέρος του λιμένα Kushiro έχει κτισθεί με εναπόθεση άμμου που ελήφθη από τον πυθμένα της γειτονικής θάλασσας. Κατά τον προαναφερθέντα σεισμό επήλθε ρευστοποίηση του αντιστηριζόμενου εδάφους και προκλήθηκαν ζημιές μέτριας έκτασης σε πολλούς τοίχους του λιμένα. Αντίθετα, λιμενικοί τοίχοι που είχαν βελτιωθεί με συμπύκνωση δεν αστόχησαν λόγω ρευστοποίησης του αντιστηριζόμενου εδάφους.

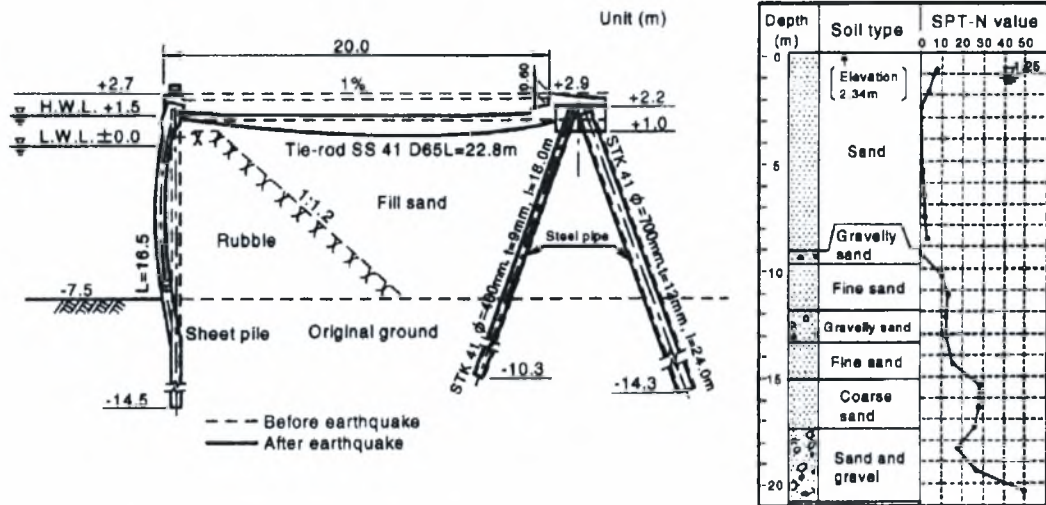
Η εδαφική στρωματογραφία καθώς και η κατανομή των τιμών κρουστικής διείσδυσης N_{SPF} δίδονται από τους Iai et al (1994). Στο Σχήμα 1.22 δίδεται η εδαφική

στρωματογραφία στην θέση που καταγράφηκε η σεισμική δόνηση. Η μορφή της εδαφικής απόκρισης που καταγράφηκε υποδηλώνει «ανακυκλική κινητικότητα» της πυκνής άμμου στην θέση της καταγραφής. Ως «ανακυκλική κινητικότητα» θεωρείται η σταδιακή συσσώρευση μικρών ή σημαντικών διατμητικών παραμορφώσεων κατά την ανακυκλική φόρτιση πυκνών άμμων υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η «ανακυκλική κινητικότητα» είναι μία μορφή ρευστοποίησης που χαρακτηρίζει τα κοκκώδη πυκνά εδάφη, τα οποία είναι δυνατόν να υποστούν σταδιακά σημαντικές διατμητικές παραμορφώσεις, χωρίς όμως να οδηγηθούν σε ξαφνική κατάρρευση της εδαφικής μάζας. Σε μικρή σεισμική φόρτιση, οι παρατηρούμενες παραμορφώσεις είναι μικρές ή ελάχιστες, ενώ σε μεγάλη σεισμική φόρτιση η συσσωρευμένες παραμορφώσεις είναι δυνατόν να είναι αρκετά σημαντικές ώστε να καταστρέψουν την κατασκευή. Η διασταλτική συμπεριφορά τέτοιων εδαφών σε μεγάλες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης οδηγεί στην εμφάνιση υψίσυχνων παλμών. Παρόμοιοι υψίσυχοι παλμοί έχουν καταγραφεί στο εργαστήριο (π.χ. Lee and Schofield 1988) και σε αρκετές περιπτώσεις επιτόπου μετρήσεων (π.χ. στη θέση Wildlife κατά τη διάρκεια του σεισμού Superstition Hills 1987, Holtzer et al. 1989). Στην παρούσα περίπτωση του λιμανιού Kushiro, η καταγραφείσα μορφή επιτάχυνσης εκφράζει την σημαντική επίδραση της διασταλτικότητας της πυκνής άμμου.

Η σοβαρότερη ζημιά στους εύκαμπτους τοίχους του λιμένα Kushiro, έγινε στην από-βάθρα Fishery wharf, η οποία βρίσκεται στην ανατολική περιοχή του λιμένα. Το έδαφος αποτελείται από μια χαλαρή στρώση άμμου πάχους περίπου 10 m, η οποία εδράζεται επάνω σε μία απόθεση πυκνής άμμου (Iai et al. 1994). Η εδαφική στρωματογραφία και οι τιμές του αριθμού κτύπων της δοκιμής κρουστική διείσδυσης $N_{SP\Gamma}$ δίδονται στο Σχήμα 1.23. Ο σεισμός προκάλεσε ρευστοποίηση της αντιστηριζόμενης άμμου, με συνέπεια την σημαντική παραμόρφωση του τοίχου. Η επιφανειακή στρώση υπέστη σημαντική καθίζηση μεταξύ του τοίχου και του αγκυρίου. Η λεπτομερής έρευνα του τοίχου με κατάδυση στη θάλασσα, αποκάλυψε έγιναν ρωγμές στον τοίχο σε βάθος 4 m από τη στάθμη ύδατος. Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του τοίχου ήταν 0.40 m και η καθίζηση κυμάνθηκε από 0.1-0,3 m. Αξίζει να σημειωθεί, ότι στην άνω στρώση της άμμου που συνέβη η ρευστοποίηση, η τιμή του αριθμού κτύπων της δοκιμής κρουστική διείσδυσης είναι $N_{SP\Gamma} = 3$.

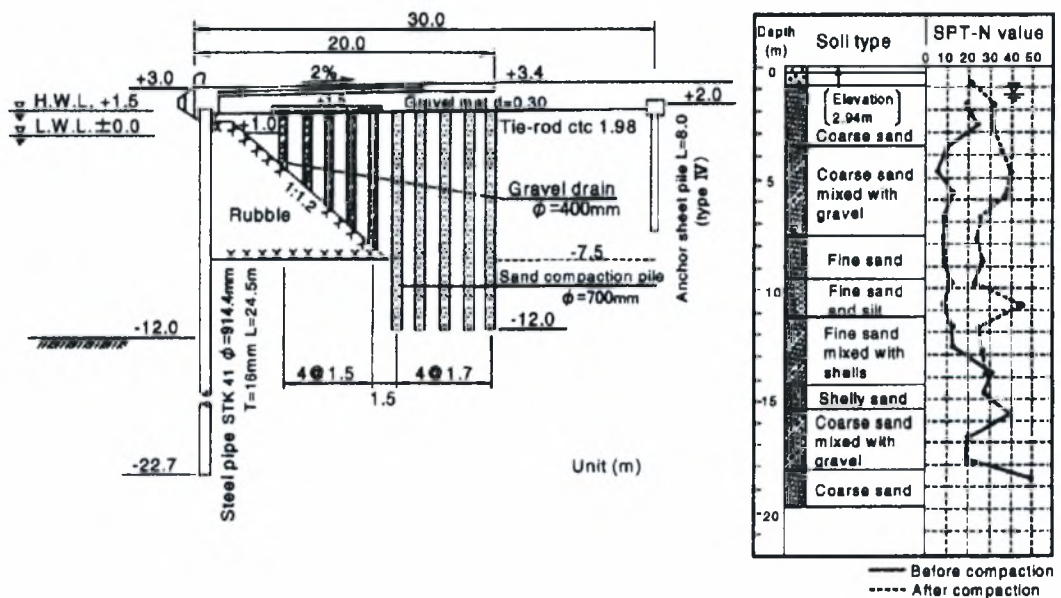


Σχήμα 1.22 Εδαφική στρωματογραφία, κατανομή των τιμών της δοκιμής κρουστικής διείσδυσης (SPT N) με το βάθος, και πυκνότητα στην θέση καταγραφής της σεισμικής δόνησης (Iai et al. 1994)



Σχήμα 1.23. Περιστατικό 3: Διατομή του πασσαλότοιχου και τιμές κρουστικής διεύσδυσης SPT στη θέση South Quay Wall, Fishery Port, East Port District, Kushiro Port (Iai et al. 1994)

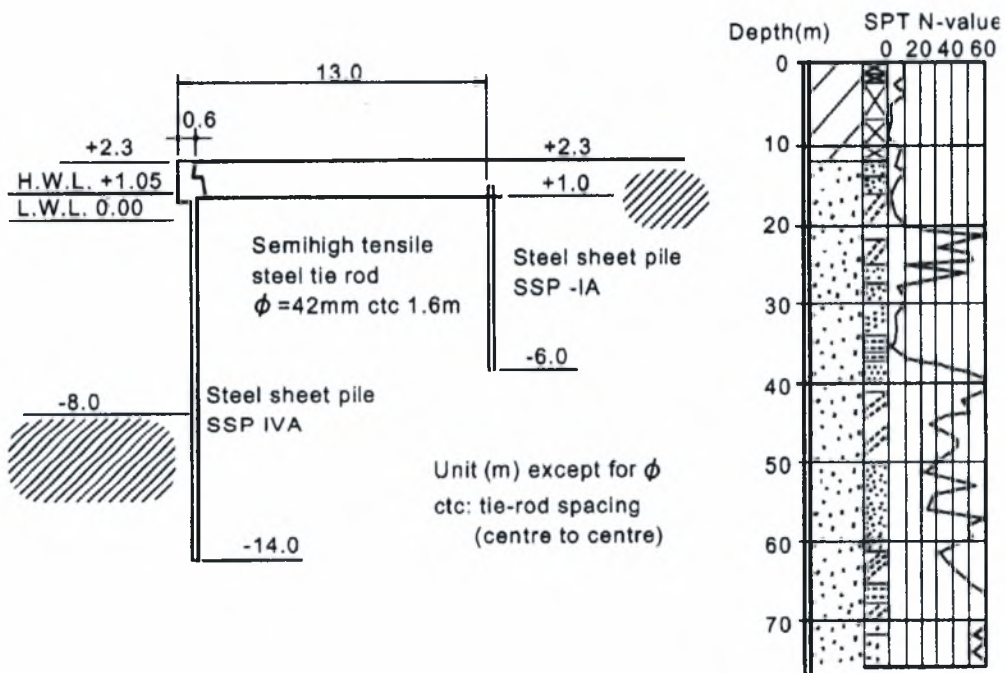
Περιστατικό 4: Λιμάνι Kushiro (Japan), Θέση D



Σχήμα 1.24. Περιστατικό 4: Διατομή του πασσαλότοιχου και τιμές κρουστικής διεύσδυσης SPT στη θέση South Quay Wall, West No 1 wharf, West Port District, Kushiro Port (Iai et al. 1994)

Τα περιστατικό 4 αναφέρεται στην θέση South Quay Wall, West No 1 warf, West Port Discrit (Διατομή D) (Iai et al. 1994). Σε αυτή την περίπτωση ο πασσαλότοιχος, αγκυρώνεται με ένα άλλο μικρότερο πασσαλότοιχο, ο οποίος βρίσκεται σε απόσταση 30 m πίσω από τον τοίχο. Το αντιστηριζόμενο έδαφος, έχει σχηματιστεί αρχικά με επιχωμάτωση άμμου πάχους περίπου 10 m, η οποία εδράζεται σε ένα στρώμα πυκνής άμμου. Η αντιστηριζόμενη άμμος τοποθετήθηκε με τη μέθοδο συμπύκνωσης (sand compaction piles). Οι τιμές του αριθμού κτύπων N_{SPT} με το βάθος δίδονται στο Σχήμα 1.24. Προκειμένου να αποφευχθούν ζημιές στον υπάρχοντα τοίχο κατά τη διάρκεια της συμπύκνωσης, εγκαταστάθηκαν στραγγιστήρια αμμοχάλικου (gravel drain piles) σε μια ζώνη πλάτους 12 m πίσω από τον τοίχο. Παρά την ισχυρή σεισμική δόνηση που συνέβη, δεν υπήρξαν ζημιές στον τοίχο, ούτε στο αντιστηριζόμενο έδαφος (Fudo Construction Co. Ltd., 1993)

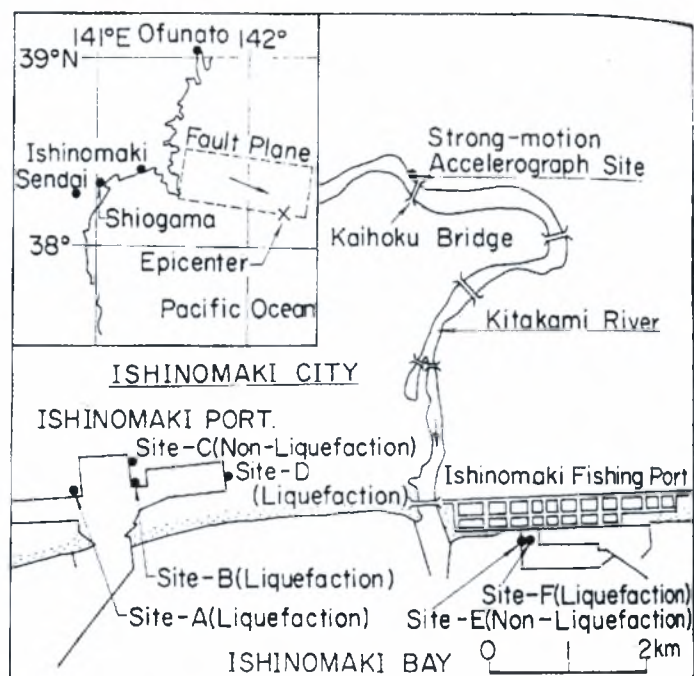
Περιστατικό 5: Λιμάνι Hakodate (Japan), Θέση Benten No 6



Σχήμα 1.25 Περιστατικό 5: Διατομή του πασσαλότοιχου και τιμές κρουστικής διείσδυσης SPT στη θέση No 6 Quay Wall, Benten District, Hakodate Port (Inatomi 1994)

Κατά τον σεισμό Hokaido-Nansei-Okai της 12^{ης} Ιουλίου 1993, μεγέθους $M_{JMA} = 7.8$, ο πασσαλότοιχος στο λιμάνι Hakodate της Ιαπωνίας υπέστη σημαντική παραμόρφωση λόγω ρευστοποίησης του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης (Inatomi 1994). Στο Σχήμα 1.25 παρουσιάζεται η τυπική διατομή του πασσαλότοιχου και το σύστημα αγκυρώσεως. Επίσης δίδεται η κατανομή του αριθμού κρούσεων της δοκιμής SPT με το βάθος. Ο τοίχος έχει συνολικό ύψος 16.3 m, και το ύψος εγκιβωτισμού είναι 6 m. Το αγκύριο αποτελείται επίσης από ένα πασσαλότοιχο με μήκος εγκιβωτισμού ίσο προς 7 m. Ο πασσαλότοιχος κατασκευάστηκε για ένα σεισμικό συντελεστή σχεδιασμού ίσο προς 0.15. Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους καταγράφηκε ίση προς 0.12g, ενώ η μέγιστη ταχύτητα 0.33 m/s. Παρά την μικρή τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους, ο τοίχος παρουσίασε μέγιστη οριζόντια μετατόπιση προς την θάλασσα ίση προς 5.2 m, κατακόρυφη μετατόπιση ίση προς 1.6 m, και στροφή ίση προς 15°, λόγω ρευστοποίησης του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης.

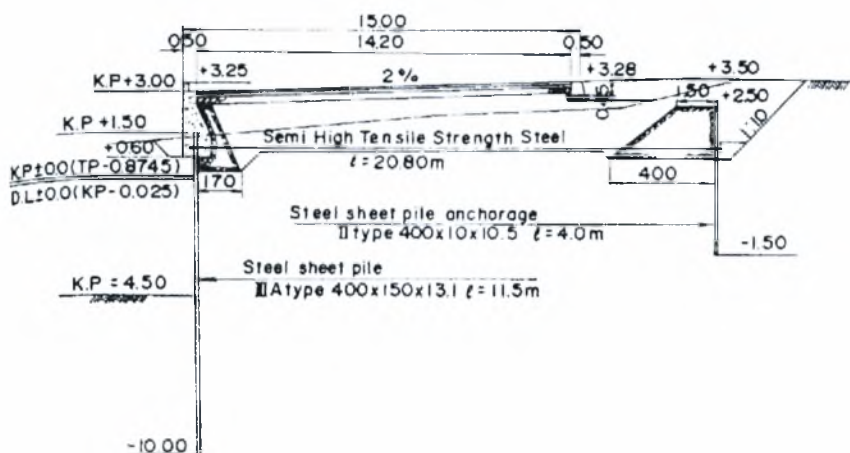
Περιστατικό 6: Λιμάνι Ishinomaki (Japan), Θέση Shiomi D



Σχήμα 1.26 Περιστατικό 6: Κάτοψη του λιμανιού Ishinomaki (Japan), θέση Shiomi D (Iai et al. 1985).

Ο σεισμός Miyagi-ken-Okii (1978), μεγέθους $M_{JMA} = 7.4$, προκάλεσε σημαντικά φαινόμενα ρευστοποίησης στο λιμάνι Ishinomaki της Ιαπωνίας. Στο Σχήμα 1.26 παρουσιάζεται μία κάτοψη του λιμανιού και η θέση καταγραφής της σεισμικής δόνησης. Ο λιμενικός τοίχος που εξετάζεται στο Περιστατικό 6 είναι στην αποβάθρα Shiomi στην θέση D (Σχήμα 1.26). Η σεισμική ζημία στον λιμενικό τοίχο περιγράφεται από τους Iai, Tsuchida and Finn (1985). Στο Σχήμα 1.27 παρουσιάζεται η τυπική διατομή στην θέση D της αποβάθρας Shiomi, όπου το βάθος του νερού είναι 4.5 m.

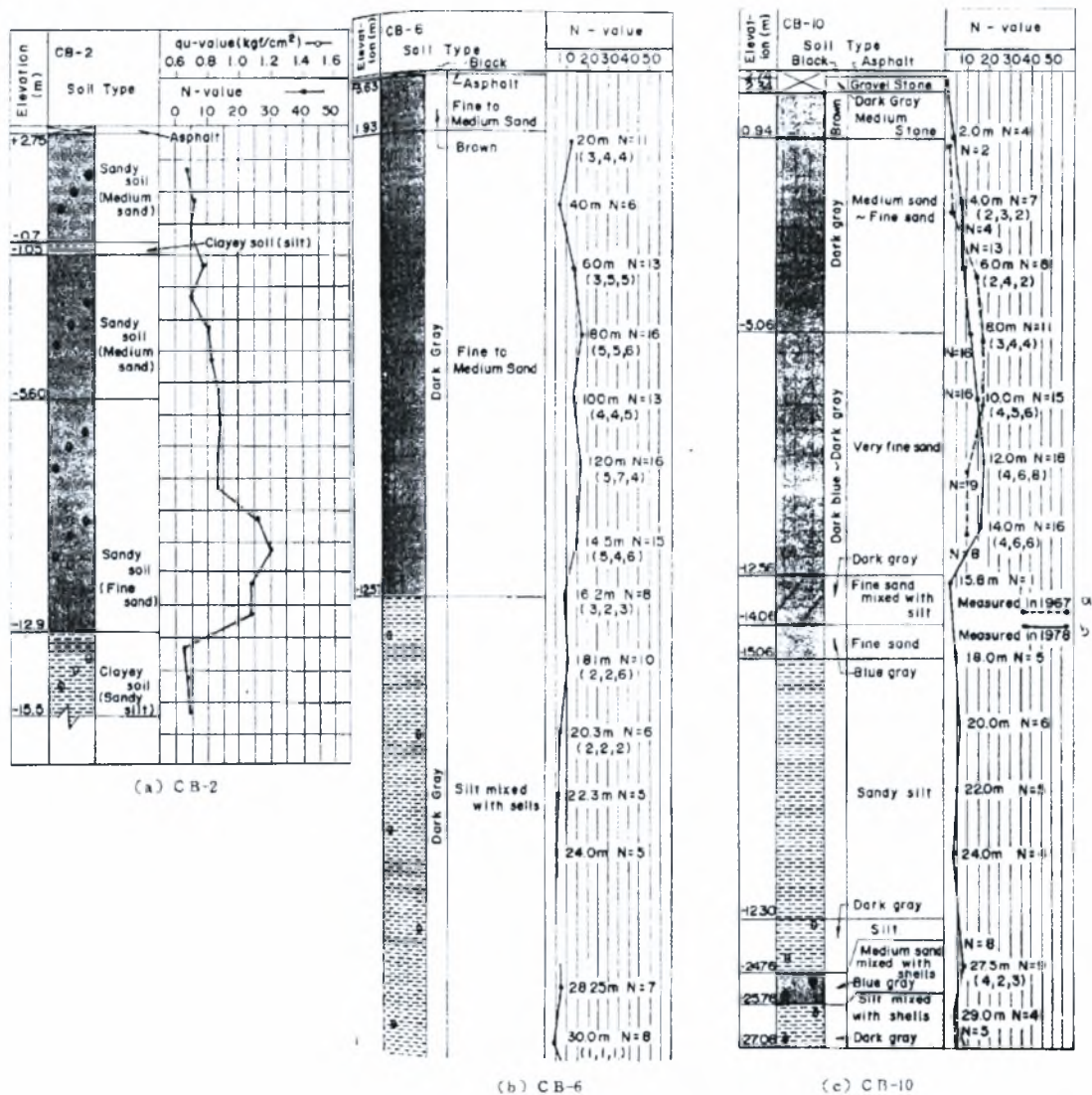
Το εδαφικό προφίλ κατά μήκος της αποβάθρας προσδιορίσθηκε με 4 γεωτρήσεις, που έγιναν στις θέσεις CB-2, CB6, και CB10 (βλέπε Σχήμα 1.26) και παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.28. Στην τελευταία (CB10) έγιναν δύο γεωτρήσεις, μία πριν τον σεισμό (με διακεκομμένη γραμμή) και μία μετά (συνεχής γραμμή).



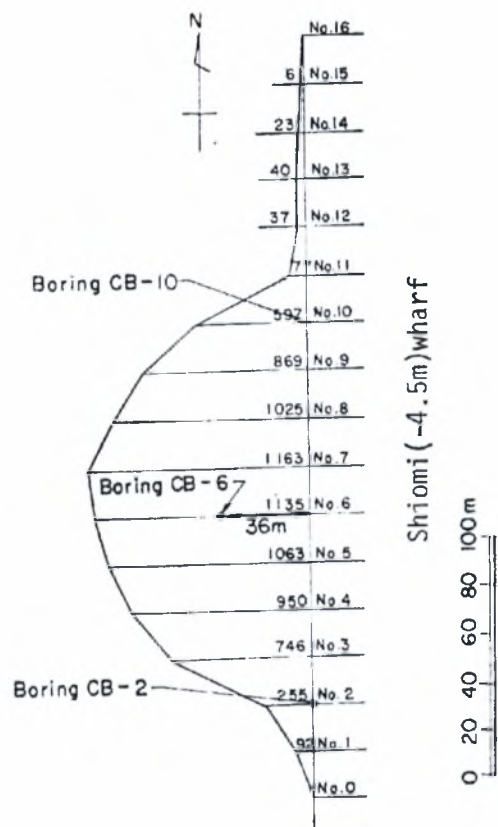
Σχήμα 1.27 Περιστατικό 6: Διατομή του πασσαλότοιχου και αγκυρίου στη θέση Shiomi D (Iai et al. 1985).

Η καταγραφή των οριζοντίων μετατοπίσεων της κεφαλής του πασσαλότοιχου προς την θάλασσα μετά τον σεισμό δίδονται στο Σχήμα 1.29. Όπως φαίνεται στο Σχήμα υπάρχει σημαντική διακύμανση των οριζοντίων μετατοπίσεων της κεφαλής του πασσαλότοιχου. Η διακύμανση αυτή αποδίδεται σε τοπικές διαφορές των ιδιοτήτων του εδάφους και της αγκύρωσης του τοίχου. Η μέγιστη μετατόπιση προς την θάλασσα είναι 1.14 m είναι στην διατομή CB-6. Η μετατόπιση στην διατομή CB-10

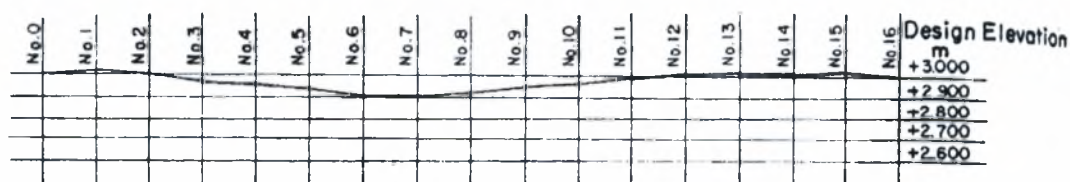
είναι 0.60 m, και η μέση μετατόπιση σε όλες τις διατομές είναι επίσης περίπου 0.60 m. Αντίστοιχα, η καταγραφή των υψομέτρων του πασσαλότοιχου προς την θάλασσα μετά τον σεισμό δίδονται στο Σχήμα 1.30. Η μέγιστη καθίζηση της κεφαλής του πασσαλότοιχου είναι 0.10 m.



Σχήμα 1.28 Εδαφικό προφίλ σε τρεις θέσεις στην αποβάθρα Shiomi (Iai et al. 1985).



Σχήμα 1.29 Περιστατικό 6: Καταγραφή μόνιμων οριζόντιων μετατοπίσεων στο λιμάνι Ishinomaki, αποβάθρα Shioimi, κατά το σεισμό Miyagi – ken Oki (1978)



Σχήμα 1.30 Περιστατικό 6: Καταγραφή υψομέτρων στο λιμάνι Ishinomaki, αποβάθρα Shioimi, κατά το σεισμό Miyagi – ken Oki (1978)

Πέραν των ανωτέρω περιστατικών, έχουν αναφερθεί και αρκετά άλλα περιστατικά κακής και καλής σεισμικής συμπεριφοράς εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως στην διεθνή βιβλιογραφία (Ντακούλας 2004). Στον Πίνακα 1.1 συνοψίζονται ορισμένα αντιπροσωπευτικά περιστατικά (McCullough 1998).

Σεισμός	Ημερο- μηνία	Μέγεθος	Λιμάνι	Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση	Σημειώθηκε ρευστοποίηση;
Tonankai Japan	12/7/1994	8.3	Nagoya Osaka	4 m 3 m	Ναι Ναι
Nankai Japan	21/12/1946	8.1	Nagoya Osaka	4 m 3 m	Ναι Ναι
Chile	22/5/1960	8.4	Puerto Montt	1 m	Ναι
Alaska USA	27/5/1964	8.4	Whittier	----	Ναι
Niigata Japan	16/6/1964	7.5	Niigata	2 m	Ναι
Tochaki-Oki, Japan	15/5/1968	7.8	Hachinohe Hakodate	0.9 m 0.6 m	Οχι Ναι
Nemuro-Hanto- Oki Japan	17/6/1973	7.4	Hanasaki Kirutappu	2 m 0 m	Ναι Ναι
Miyagi-Ken-Oki Japan	12/06/1978	7.4	Ishinomaki Yuriage Sendai	1.2 m 1.2 m 0 m	Ναι Ναι Ναι
Nihonkai-Chubu Japan	26/5/1983	7.7	Akita	1.8 m	Ναι
Kushiro-Oki Japan	15/1/1993	7.8	Kushiro	0.6 m	Ναι
Guam	8/8/1993	8.1	Cabras Island Apra Harbor	0.6 m 0.6 m	Ναι Ναι

Πίνακας 1.1 Ιστορικά περιστατικά σεισμικής βλάβης εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως

1.3 Μέθοδοι ανάλυσης

Υπάρχουν τρεις βαθμίδες μεθόδων ανάλυσης για τον σεισμικό σχεδιασμό των εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως: (α) η απλουστευμένη ανάλυση, (β) η απλουστευμένη δυναμική ανάλυση και (γ) η δυναμική ανάλυση. Κατωτέρω παρουσιάζεται μία συνοπτική περιγραφή των τριών κατηγοριών.

(α) Απλοποιημένη Ψευδοστατική

Η απλοποιημένη ψευδο-στατική μέθοδος προτάθηκε από τους Ebeling-Morison (1993). Σήμερα χρησιμοποιείται ευρέως για τον προκαταρκτικό σεισμικό σχεδιασμό εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως. Για την έκβαση των αποτελεσμάτων η ψευδο-στατική θεώρηση βασίζεται στις παρακάτω υποθέσεις:

- Η μετακίνηση του τοίχου είναι επαρκής, ώστε να δημιουργηθούν συνθήκες οριακής ισορροπίας (κάθε σημείο της εδαφικής σφήνας βρίσκεται σε οριακή κατάσταση)
- Η επιφάνεια θραύσης περιλαμβάνει τον πόδα του τοίχου και είναι επίπεδη
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μη συνεκτικό (π.χ. άμμος, χάλικες)
- Η διατμητική αντοχή, υπολογίζεται βάσει του κριτηρίου Mohr-Coulomb και οι παράμετροι αντοχής δεν μεταβάλλονται στο μήκος της επιφάνειας ολίσθησης.
- Στο εδαφικό πρίσμα που περικλείεται από τον τοίχο, την επιφάνεια ολίσθησης και την ελεύθερη επιφάνεια, η οριζόντια και η κατακόρυφη επιτάχυνση κατανέμονται ομοιόμορφα έχοντας κοινή τιμή στη βάση και την κορυφή του τοίχου. Με άλλα λόγια, δεν υφίσταται δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής δόνησης στο αντιστηριζόμενο στρώμα.

Τα βασικά βήματα της μεθόδου είναι τα εξής (Σημειώσεις Εδαφομηχανικής 2004):

1. Σχεδιάζεται το αγκυρωμένο διάφραγμα για στατικές συνθήκες.
2. Επιλέγονται οι ψευδο-στατικές επιταχύνσεις σχεδιασμού $a_h = k_h g$ και $a_v = k_v g$

3. Υπολογίζεται η ενεργός ώθηση που ασκείται στη πίσω πλευρά του τοίχου με την μέθοδο Mononobe-Okabe, θεωρώντας ολόκληρο το ύψος του τοίχου.
4. Υπολογίζεται η παθητική ώθηση που ασκείται στη μπροστινή πλευρά του τοίχου με την μέθοδο Mononobe-Okabe.
5. Υπολογίζεται το ελάχιστο βάθος διείδυσης με βάση την ισορροπία ροπών ως προς το σημείο της σύνδεσης της ράβδου αγκύρωσης στον τοίχο.
6. Υπολογίζεται η απαιτούμενη αντίσταση της αγκυρώσεως λαμβάνοντας οριζόντια ισορροπία των δυνάμεων επί του τοίχου, περιλαμβανομένων και των όλων των πιέσεων του ύδατος.
7. Υπολογίζεται η κατανομή των καμπτικών ροπών καθ' ύψος του τοίχου.
8. Υπολογίζεται η καμπτική ροπή σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή απομείωσης κατά Rowe (1952)
9. Επιλέγεται δύναμη σχεδιασμού της ράβδου αγκύρωσης ίση προς 130% αυτής που υπολογίσθηκε στο βήμα 6.
10. Υπολογίζεται μέγεθος του αγκυρίου, με θεώρηση των παθητικών και ενεργητικών ωθήσεων και πιέσεων πόρων που ασκούνται στις πλευρές του κύβου.
11. Επιλέγεται η απόσταση του αγκυρίου από το διάφραγμα, ώστε η ζώνη παθητικής αστοχίας μπροστά από το αγκύριο να μην ευρίσκεται εντός της ζώνης σεισμικής ενεργητικής αστοχίας του διαφράγματος
12. Ελέγχονται τα αποτελέσματα της ανακατανομής της υπερπίεσης ύδατος πόρων στην ευστάθεια του τοίχου.

Σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους που θα αναφέρουμε στη συνέχεια, η απλοποιημένη ψευδο-στατική είναι η λιγότερο ακριβής.

(β) Απλοποιημένη Δυναμική Ανάλυση

Η μέθοδος αυτή διαχωρίζεται σε δύο υποκατηγορίες:

1. Στην πρώτη υποκατηγορία ανήκει μία επέκταση της απλοποιημένης μεθόδου Ebelin-Morison, στην οποία υπολογίζονται οι αναμενόμενες μόνιμες μετατοπίσεις του τοίχου ακολουθώντας την δυναμική ανάλυση ισοδύναμου ολισθαίνοντος πρίσματος κατά Newmark. Βελτιώσεις της μεθόδου για την περίπτωση κατά την οποία αναπτύσσεται υπερπίεση ύδατος πόρων έχουν προταθεί από τους Towhata-Islam (1987) και (Ευαγγέλου 2006). Η ανάπτυξη σημαντικών υπερπίεσεων οδηγεί σε μείωση της αντοχής του αντιστηριζόμενου εδάφους (ή και του εδάφους θεμελιώσεως) και συνεπώς σε μεγαλύτερες μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις και βυθίσεις του τοίχου.
2. Στην δεύτερη υποκατηγορία της απλοποιημένης δυναμικής ανάλυσης ανήκουν μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στην χρήση διαγραμμάτων που προέκυψαν από συστηματικές παραμετρικές αναλύσεις με την βοήθεια προχωρημένων αριθμητικών μεθόδων και κατάλληλων καταστατικών προσομοιωμάτων. Η πρώτη μέθοδος προτάθηκε από τον McCullough (1998) και βασίζεται σε ένα τροποποιημένο μοντέλο εδάφους με βάση το κριτήριο Mohr-Coulomb. Κύριο χαρακτηριστικό αυτής της μεθόδου είναι η τεχνητή αύξηση των υπερπίεσεων με σκοπό τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων. Η δεύτερη μέθοδος προτάθηκε στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας (Ντακούλας 2006) και βασίζεται σε μία σειρά προχωρημένων παραμετρικών αναλύσεων με καταστατικό προσομοίωμα το τροποποιημένο μοντέλο των Pastor et al. (1990). Και οι δύο μέθοδοι βασίζονται σε διαγράμματα σχεδιασμού έτσι ώστε να είναι δυνατός ο ευχερής υπολογισμός των μόνιμων μετατοπίσεων χωρίς να απαιτείται δυναμική ανάλυση.

(γ) Μέθοδος Ενεργών Τάσεων

Η σεισμική ανάλυση με τη μέθοδο ενεργών τάσεων απαιτεί:

- (α) Την ύπαρξη καταστατικού προσομοιώματος το οποίο περιγράφει με σχετική ακρίβεια την μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά του εδάφους.
- (β) Την χρήση ενός λογισμικού αριθμητικής ανάλυσης, το οποίο θα παρέχει τη δυνατότητα ενσωμάτωσης νέων καταστατικών προσομοιωμάτων

Τέτοιου είδους αναλύσεις έχουν χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως από τους Iai and Kameoka (1993), McCullough (1998), και Ντακούλας (2006). Με τις μεθόδους αυτές είναι δυνατή η ορθή προσομοίωση των σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων και της ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων. Η παρούσα διπλωματική εργασία βασίζεται στην χρήση της τελευταίας αριθμητικής μεθόδου. Για τον σκοπό αυτό στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται πολύ συνοπτικά τα βασικά στοιχεία της μεθόδου.

2. ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΕΡΓΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

2.1 Σεισμική ανάλυση με την μέθοδο των ενεργών τάσεων

Η ανάλυση ενεργών τάσεων προϋποθέτει την ύπαρξη ενός καταστατικού προσομοιώματος το οποίο περιγράφει με σχετική ακρίβεια την μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά του εδάφους. Το καταστατικό προσομοίωμα εισάγεται με την χρήση μιας εξωτερικής ρουτίνας, η οποία καλείται από το κύριο πρόγραμμα ανάλυσης κάθε φορά που απαιτείται ο υπολογισμός των τάσεων όταν είναι γνωστές μετατοπίσεις.

Για την αριθμητική ανάλυση είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν κώδικες πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Στη μέθοδο που περιγράφεται παρακάτω έχει χρησιμοποιηθεί ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC, που βασίζεται σε άμεση εν χρόνω ολοκλήρωση (*explicit formulation*). Για στατικά προβλήματα, η χρήση της εξίσωσης κίνησης στο FLAC εξασφαλίζει σταθερότητα στο σύστημα ακόμα και για περιπτώσεις όπου υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστάθειας (π.χ. σε μη-γραμμικά υλικά κοντά στην αστοχία). Συμπεριλαμβάνοντας κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας αδρανειακές δυνάμεις και μετατρέποντας μέρος της ενέργειας του συστήματος σε κινητική ενέργεια που αποσβήνεται, επιτυγχάνεται μια πιο σωστή προσομοίωση των φυσικών διαδικασιών.

Για δυναμικά προβλήματα, χρησιμοποιείται πολύ μικρό χρονικό βήμα Dt ενώ σε κάθε βήμα το υπόλοιπο της δύναμης που δεν εξισορροπείται μετατρέπεται σε επιτάχυνση που επιβάλλεται στο επόμενο χρονικό βήμα.

2.2 Καταστατικό προσομοίωμα

Χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα των Pastor *et al.* (1990) που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της θεωρίας της γενικευμένης πλαστικότητας. Το προσομοίωμα βασίζεται στις αρχές της κρίσιμης κατάστασης και χρησιμοποιεί μη-συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής.

Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων είναι:

$$d\sigma' = D_{L/U}^{ep} d\varepsilon = \left(D^e - \frac{D^e n_{gL/U} n D^e}{H_{L/U} + n^T D^e n_{gL/U}} \right) d\varepsilon \quad (2.1)$$

στην οποία

- $d\sigma'$ = το διάνυσμα της μεταβολής των ενεργών τάσεων
- $d\varepsilon$ = το διάνυσμα της μεταβολής των παραμορφώσεων
- $D_{L/U}^{ep}$ = το μητρώο ελαστο-πλαστικής δυσκαμψίας για φόρτιση / αποφόρτιση
- D^e = το μητρώο ελαστικής δυσκαμψίας
- $H_{L/U}$ = το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση / αποφόρτιση
- n = διάνυσμα κάθετο στην επιφάνεια διαρροής
- $n_{gL/U}$ = κατεύθυνση της πλαστικής ροής

Το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας γράφεται

$$D^e = \begin{matrix} \kappa & 4 & & & 0 \\ \kappa & 3 & & & \vdots \\ \kappa & & & & \vdots \\ \kappa & 2 & & & \vdots \\ \kappa & 3 & & & \vdots \\ \kappa & & & & \vdots \\ \kappa & 2 & & & \vdots \\ \kappa & 3 & & & \vdots \\ \kappa & & & & \vdots \\ \lambda & 0 & & & 2G^e \end{matrix} \begin{matrix} -\frac{2}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & 0 \\ \frac{4}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & 0 \\ -\frac{2}{3}G^e + K^e & \frac{4}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & 0 \\ -\frac{2}{3}G^e + K^e & -\frac{2}{3}G^e + K^e & \frac{4}{3}G^e + K^e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G^e \end{matrix} \quad (2.2)$$

όπου K^e = το ελαστικό μέτρο ογκομετρικών μεταβολών και G^e = το ελαστικό διατμητικό μέτρο.

Το προσομοίωμα προβλέπει την συμπίκνωση και την κράτυνση σε διάτμηση υπό στραγγισμένες συνθήκες και την ανάπτυξη υπερπιέσεων και ρευστοποίησης σε χαλαρές άμμους υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στην περίπτωση πολύ πυκνών άμμων υπό στραγγισμένες συνθήκες, το προσομοίωμα προβλέπει χαλάρωση του υλικού σε μεγάλες παραμορφώσεις. Συγκρίσεις μεταξύ προβλέψεων και πειραματικών δεδομένων που περιλαμβάνουν μονοτονικές φορτίσεις άμμων με τάση για συμπίκνωση ή διόγκωση, καθώς επίσης και συγκρίσεις ανακυκλικών φορτίσεων άμμων που οδηγούν σε ρευστοποίηση έδειξαν ικανοποιητική συμφωνία (Pastor *et al.* 1990, Dakoulas 2003).

Η επαλήθευση ενός καταστατικού προσομοιώματος απαιτεί την επιτυχή προσομοίωση μίας μακράς σειράς εργαστηριακών δοκιμών, οι οποίες περιλαμβάνουν (α) την ισοτροπική θλίψη, τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό, και απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό συνθήκες στράγγισης και μονοτονικής φόρτισης (β) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή και δοκιμή απλή διάτμησης υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό συνθήκες στράγγισης (γ) την τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό, και απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες για μονοτονική φόρτιση (δ) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, και απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η δημιουργία ενός «υπολογιστικού» εδάφους είναι δυνατή με την βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος μέσω της ανωτέρω διαδικασίας σε ένα ευρύ φάσμα σχετικών πυκνοτήτων D_r , που πρακτικά κυμαίνεται από 20% ως 100%.

Πέραν του προγράμματος των εργαστηριακών δοκιμών, το καταστατικό προσομοίωμα και η μέθοδος ανάλυσης επιβεβαιώνονται με την ανάλυση και μελέτη λεπτομερώς καταγραμμένων ιστορικών περιστατικών καλής και κακής συμπεριφοράς.

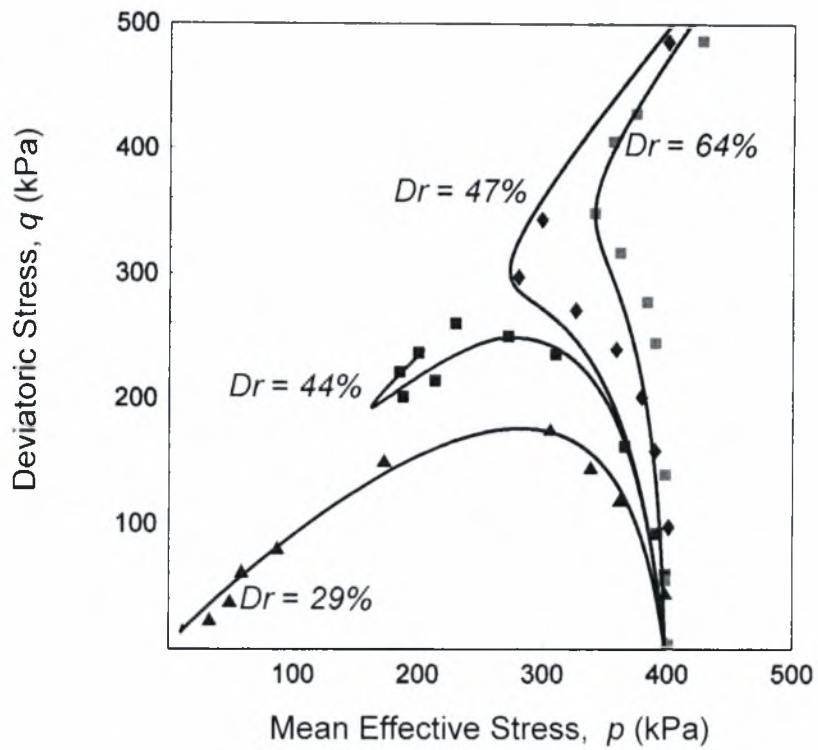
Για την συμπεριφορά στην μονοτονική φόρτιση παρουσιάζονται αποτελέσματα από τριαξονική θλίψη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding από τα πειράματα του Castro (1969). Οι δοκιμές που παρουσιάζονται αντιστοιχούν σε τέσσερις σχετικές πυκνότητες της άμμου, $D_r = 29\%$, 44% , 47% , και 64% . Στο Σχήμα 2.1(α) παρουσιάζονται οι ενεργές τασικές οδεύσεις (διάγραμμα q-p') για τις τέσσερις δοκιμές. Τα σύμβολα παριστούν τα πειραματικά δεδομένα ενώ οι συνεχείς γραμμές τις προβλέψεις του προσομοιώματος. Στο Σχήμα 2.1(β) παρουσιάζονται οι υπερπίεσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της θλίψης ως προς τη διατμητική παραμόρφωση, ε_s , όπου

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33}) \quad (2.3)$$

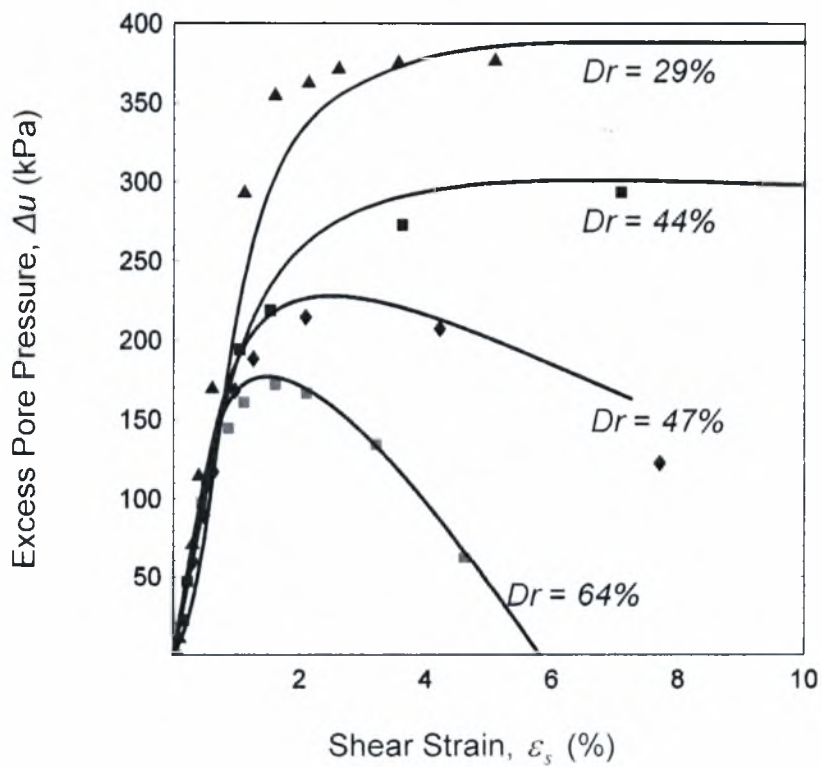
Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα μιας ανακυκλικής τριαξονικής δοκιμής υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding σχετικής πυκνότητας $D_r = 30\%$ από τα πειράματα του Castro (1969). Στο σχήμα παρουσιάζεται η ενεργός τασική όδευση (διάγραμμα q-p') που οδηγεί σε ρευστοποίηση της άμμου. Πρέπει να σημειωθεί ότι, λαμβάνοντας υπόψη την μεγάλη ποικιλία συμπεριφορών που θα πρέπει να αναπαριστά το καταστατικό προσομοίωμα η συμφωνία μεταξύ πειραματικών δεδομένων και προβλέψεων στο Σχήμα 2.2 θεωρείται ικανοποιητική.

Στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζεται ο λόγος της ανακυκλικής αντοχής $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 40\%$ και 60% σε δοκιμή απλής διάτμησης. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) συγκρίνονται με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey του DeAlba et al. (1976) τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990), και (β) άμμου Nevada του προγράμματος Velacs (1993). Η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει μία καλή συμφωνία μεταξύ των πειραματικών δεδομένων και των προβλέψεων του προσομοιώματος για τις δύο σχετικές πυκνότητες.

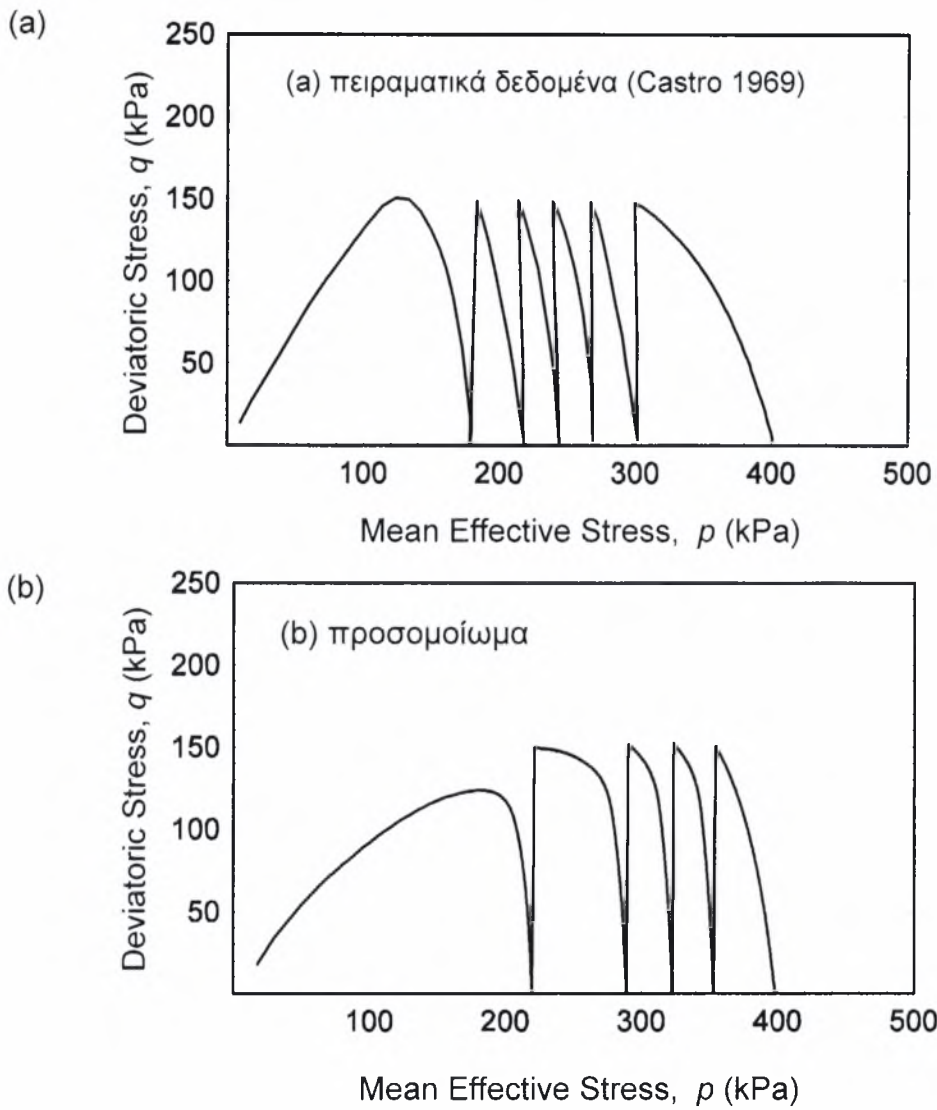
(a)



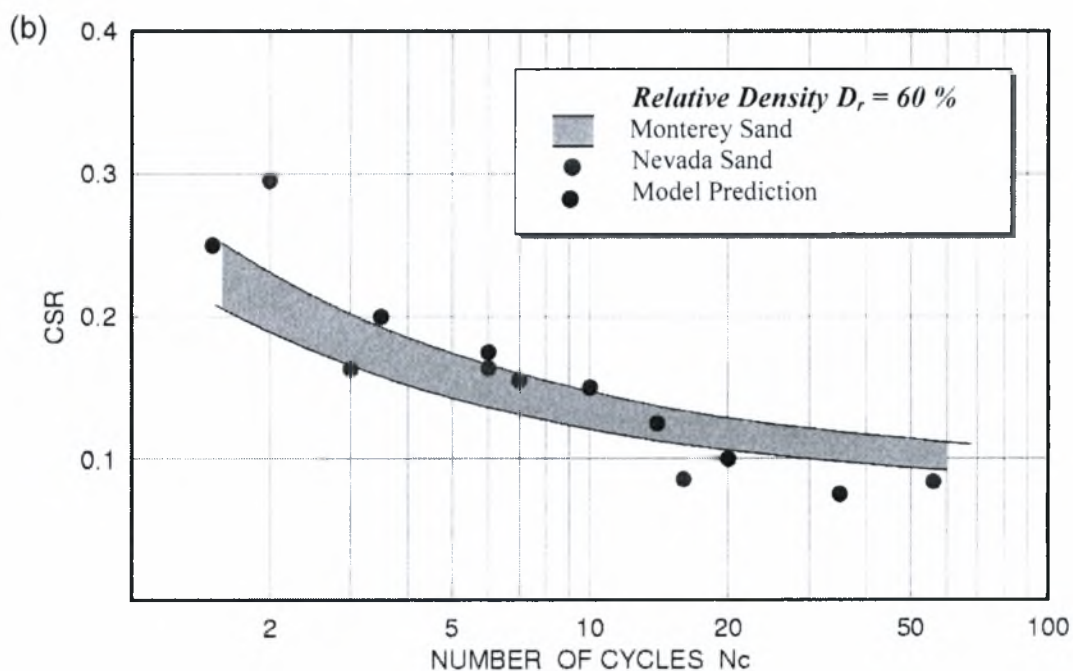
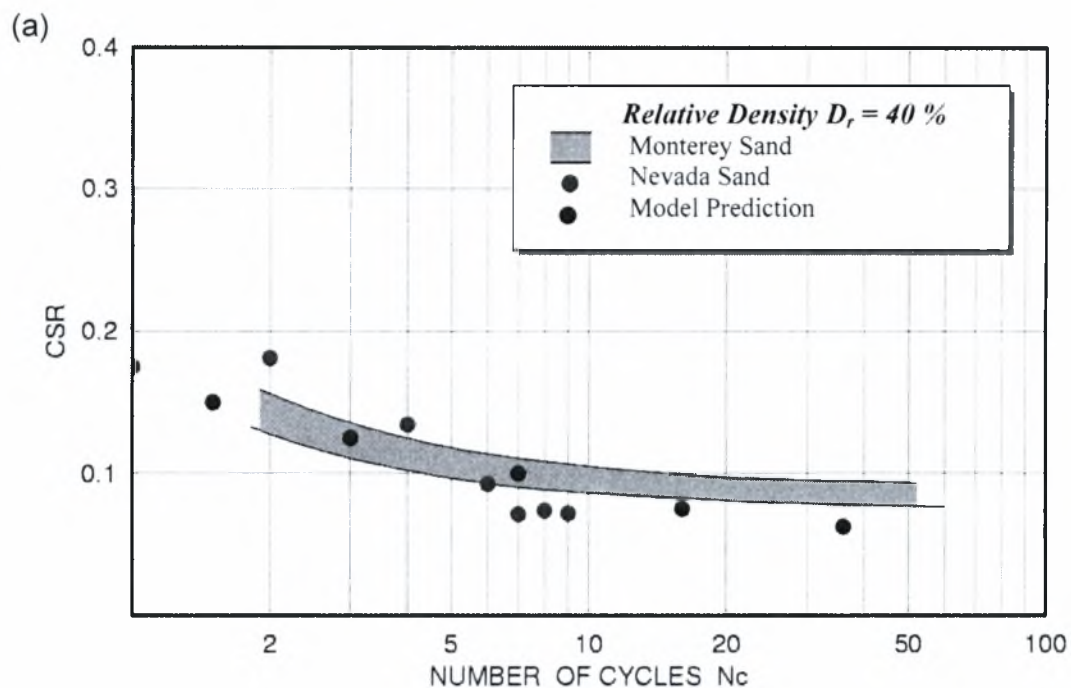
(b)



Σχήμα 2.1 Σύγκριση πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων δοκιμών τριαξονικής θλίψης επί άμμου Banding με σχετική πυκνότητα $Dr = 29\%$, 44% , 47% , και 64% (α) Όδευση ενεργών τάσεων (β) υπερπίεση πόρων (Dakoulas 2003).



Σχήμα 2.2 Σύγκριση όδευσης ενεργών τάσεων πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων σε δοκιμή τριαξονικής ανακυκλικής φόρτισης επί χαλαρής άμμου Banding σχετικής πυκνότητας $Dr = 30\%$ (Dakoulas 2003)



Σχήμα 2.3 Λόγος ανακυκλικής αντοχής $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας (α) $D_r = 40\%$ και (β) $D_r = 60\%$ σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990) και άμμου Nevada (Dakoulas 2003).

3. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΕΡΓΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης της συμπεριφοράς εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως με την μέθοδο ενεργών τάσεων, κάνοντας χρήση του τροποποιημένου καταστατικού προσομοιώματος των Pastor et al. (1990). Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας διερευνάται η επίδραση δύο παραμέτρων στην σεισμική συμπεριφορά εύκαμπτων λιμενικών τοίχων αντιστηρίξεως:

1. Του βάθους εγκιβωτισμού του τοίχου
2. Της δυσκαμψίας του τοίχου αντιστηρίξεως

Πέραν όμως αυτών των παραμετρικών αναλύσεων, παρουσιάζονται αποτελέσματα και από άλλες παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος και χρησιμοποιούνται στην δημιουργία της απλοποιημένης μεθόδου σχεδιασμού. Έτσι τα συνολικά αποτελέσματα εξετάζουν την επίδραση των εξής παραμέτρων:

1. Του ύψους του αντιστηριζόμενου εδάφους ($H = 8, 12, 16 \text{ m}$)
2. Του βάθους εγκιβωτισμού του τοίχου ($D = 2, 4, 8 \text{ m}$)
3. Της σχετικής πυκνότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως ($D_r = 30\%, 40\%, 55\%, 75\%$)
4. Της δυσκαμψίας του τοίχου αντιστηρίξεως (τρεις τιμές δυσκαμψίας)
5. Του μήκους αγκυρώσεως (τρία μήκη)
6. Του πλάτους της ζώνης βελτίωσης του αντιστηριζόμενου εδάφους (επτά πλάτη $s / (H + D) = 0 - 7 \text{ m}$)
7. Του φασματικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης (τρεις σεισμικές διεγέρσεις)
8. Της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης της σεισμικής διέγερσης (τρεις σεισμικές εντάσεις)

3.2 Δεδομένα της παραμετρικής ανάλυσης της διπλωματικής

Κάθε μία από τις ανωτέρω αριθμητικές αναλύσεις ενεργών τάσεων απαιτεί ένα χρονικό διάστημα υπολογισμών μερικών ημερών. Γίνονται συνολικά για τις δύο παραμέτρους 15 αναλύσεις.

Βάθος εγκιβωτισμού του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως

Εξετάζονται τρία διαφορετικά βάθη εγκιβωτισμού του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως αντιστηριζόμενου εδάφους. Θεωρούμε ότι το ύψος του αντιστηριζόμενου εδάφους παραμένει σταθερό και ίσο προς 12 m. Για το ύψος αυτό, ο σχεδιασμός του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως ακολουθεί την μέθοδο Ebeling-Morison (Κεφάλαιο 5), στην οποία οι εδαφικές πιέσεις υπολογίζονται ψευδο-στατικά κατά την μέθοδο Mononobe-Okabe.

Δυσκαμψία του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως

Εξετάζονται τρεις διαφορετικές τιμές δυσκαμψίας του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως αντιστηριζόμενου εδάφους. Για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων της οριζόντιας μετατόπισης χρησιμοποιούμε το λόγο της δυσκαμψίας του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως αντιστηριζόμενου εδάφους προς την ενδεδειγμένη τιμή δυσκαμψίας κατά Mononobe Okabe.

Γεωμετρία G2. Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση της γεωμετρίας της διατομής με ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m και βάθος νερού ίσο προς 10 m. Στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του τοίχου αντιστηρίξεως, της ράβδου αγκυρώσεως και του αγκυρίου.

Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου με διαφορετικές σχετικές πυκνότητες. Το επιφανειακό στρώμα (άμμος 1) έχει πάχος 2 m, και ακολουθείται από ένα στρώμα πάχους 20 m (άμμος 2), κάτω από το οποίο ευρίσκεται ένα τρίτο στρώμα πάχους επίσης 20 m (άμμος 3). Σημειώνεται ότι το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου στο Σχήμα 3.1 είναι ίσο προς $D = 4$ m. Ο σεισμικός συντελεστής σχεδιασμού k_h

αναφορικά με το βάθος εγκιβωτισμού είναι ίσος προς 0.15. Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής k_v θεωρείται μηδέν.

Η απόσταση του αγκυρίου από τον τοίχο είναι ίση προς 30 m, ενώ το βάθος του αγκυρίου είναι ίσο προς 4 m. Οι παθητικές ωθήσεις του εδάφους που ευρίσκεται εμπρός από τον τοίχο αντιστηρίζεως υπολογίζονται με ένα συντελεστή ασφαλείας $FS = 1.2$ λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων που απαιτούνται για την πλήρη κινητοποίηση των. Η ράβδος αγκύρωσης τοποθετείται σε ύψος 0.70 m επάνω από το μέγιστο ύψος της θάλασσας (σε όλες τις γεωμετρίες). Η διατομή της υπολογίζεται με ένα συντελεστή ασφαλείας $FS = 1.3$. Η απόσταση του αγκυρίου καθορίζεται έτσι ώστε η επιφάνεια ενεργητικής αστοχίας του αντιστηριζόμενου εδάφους και η επιφάνεια παθητικής αστοχίας εμπρός από το αγκύριο να μην αλληλο-καλύπτονται. Η επιφάνεια ενεργητικής αστοχίας ξεκινά από την βάση του τοίχου αντιστηρίζεως, ενώ η επιφάνεια παθητικής αστοχίας του αγκυρίου ξεκινά από την βάση του τοίχου αγκυρώσεως. Η απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών ράβδων αγκυρώσεως λαμβάνεται ίση προς 2 m. Η απόσταση του αγκυρίου από τον τοίχο είναι ίση προς 20 m, ενώ το βάθος του αγκυρίου λαμβάνεται ίσο προς 4 m. Στο Πίνακα 3.1 δίδονται όλα τα στοιχεία της γεωμετρίας και οι ιδιότητες της άμμου στις διάφορες στρώσεις.

Γεωμετρία G2A. Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση μίας παραλλαγής της γεωμετρίας G2, με ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m και βάθος νερού ίσο προς 10 m, αλλά βάθος εγκιβωτισμού ίσο προς το μισό της G2, δηλαδή $D = 2$ m. Στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του τοίχου αντιστηρίζεως, της ράβδου αγκυρώσεως και του αγκυρίου.

Γεωμετρία G2B. Στο Σχήμα 3.5 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση μίας παραλλαγής της γεωμετρίας G2, με ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m και βάθος νερού ίσο προς 10 m, αλλά βάθος εγκιβωτισμού ίσο προς το διπλάσιο της G2, δηλαδή $D = 8$ m. Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του τοίχου αντιστηρίζεως, της ράβδου αγκυρώσεως και του αγκυρίου.

Στον Πίνακα 3.1 συνοψίζονται όλα τα στοιχεία της γεωμετρίας των τοίχων. Στον Πίνακα 3.2 δίδονται οι ιδιότητες της κάθε τυποποιημένης διατομής πασσαλοτοίχου που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις. Στο Πίνακα 3.3 δίδονται οι ιδιότητες της

άμμου στις διάφορες στρώσεις. Για την διερεύνηση του βάθους εγκιβωτισμού χρησιμοποιούνται δύο σχετικές πυκνότητες για το άνω στρώμα της άμμου (χαλαρή και πυκνή άμμος με $D_r=30\%$ και 75% , αντίστοιχα) και μία σχετική πυκνότητα για το κάτω στρώμα (πυκνή άμμος $D_r=75\%$).

Τέλος στον Πίνακα 3.4 περιγράφονται τα στοιχεία των ιστορικών σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιούνται ως διεγέρσεις, κάθε μία βαθμονομημένη σε τρεις διαφορετικές σεισμικές εντάσεις με μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.15g, 0.30g και 0.45g. Οι σεισμοί αυτοί είναι στου Kobe (1995), της Καλαμάτας (1986) και της Λευκάδας (2003). Στο Παράρτημα Α δίδονται οι σχετικές χρονοιστορίες των επιταχύνσεων και τα φάσματα απόκρισης των τριών ιστορικών καταγραφών.

Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα

Αρχικά παρουσιάζονται λεπτομερή *αντιπροσωπευτικά* αποτελέσματα από μία ανάλυση και εν συνεχεία τα αποτελέσματα των υπολοίπων αναλύσεων παρουσιάζονται συνοπτικά με σκοπό να χρησιμοποιηθούν για την δημιουργία της μεθόδου απλοποιημένης σχεδιασμού.

Στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μόνιμες μετατοπίσεις του εδάφους και του τοίχου, για την γεωμετρία G2B, όπου το βάθος εγκιβωτισμού είναι 8 m. Το βάθος αυτό είναι διπλάσιο από αυτό που προβλέπεται από την απλοποιημένη ψευδο-στατική μέθοδο Ebeling-Morison. Η σχετική πυκνότητα για το άνω και κάτω στρώμα της άμμου είναι $D_r=75\%$ (πυκνή άμμος). Η σεισμική διέγερση είναι ο σεισμός του Kobe (1995), η καταγραφή στο Port Island, βαθμονομημένη ώστε η μέγιστη επιτάχυνση να είναι $a_{\max} = 0.45g$.

Στα Σχήματα 3.8α και 3.8β παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της οριζόντιας μετατόπισης και καθίζησης στην κεφαλή του πασσαλότοιχου και στην κεφαλή του αγκυρίου, αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι οι δύο χρονοιστορίες είναι σχεδόν ταυτόσημες πράγμα που σημαίνει ότι δεν υπάρχει αστοχία του αγκυρίου. Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση είναι 32 cm στην κεφαλή του πασσαλοτοιχού και 24 cm στον κεφαλή του αγκυρίου. Στο Σχήμα 3.8γ δίδεται επίσης οι χρονοιστορίες της οριζόντιας μετατόπισης και καθίζησης στην επιφάνεια του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο. Στη περίπτωση αυτή το έδαφος είναι πυκνή άμμος και η απόκριση καθορίζεται από την «ανακυκλική κινητικότητα» του υλικού που εκδηλώνεται με περιορισμένες μόνιμες μετατοπίσεις.

Στα Σχήματα 3.9 και 3.10 δίδονται οι χρονοιστορίες των οριζοντίων επιταχύνσεων στην κεφαλή του πασσαλοτόιχου και στην επιφάνεια του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο. Η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σε βάθος -40 m είναι 0.45g, ενώ στην κεφαλή του πασσαλότοιχου είναι 1g και στην επιφάνεια του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο είναι 0.8g (Οι συντελεστές δυναμικής μεγέθυνσης είναι αντίστοιχα 2.2 και 1.8).

Τέλος στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται διαγράμματα καμπτικών ροπών καθ' ύψος του πασσαλότοιχου για τις χρονικές στιγμές $t = 0$ s, 10 s, 20 s και 30 s. Παρατηρείται ότι οι μέγιστες καμπτικές ροπές αναπτύσσονται στο κατώτερο μισό του βάθους του νερού και είναι σημαντικά μεγαλύτερες (περίπου μία τάξη μεγέθους) από τις στατικές τιμές ($t = 0$ s). Οι παραμένουσες καμπτικές ροπές μετά το τέλος του σεισμού ($t = 30$ s) είναι περίπου παρόμοιες με τις μέγιστες κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

Συνολικά, εκτός της διπλωματικής, εξετάσθηκαν τρία διαφορετικά ύψη του αντιστηριζόμενου εδάφους, ίσα προς 8 m, 12 m και 16 m. Για τα ύψη αυτά, ο σχεδιασμός του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως ακολουθεί την μέθοδο Ebeling-Morison στην οποία οι εδαφικές πιέσεις υπολογίζονται ψευδο-στατικά κατά την μέθοδο Mononobe-Okabe.

Γεωμετρία G1. Στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση της γεωμετρίας της διατομής με ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 8 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου με διαφορετικές σχετικές πυκνότητες. Το επιφανειακό στρώμα (άμμος 1) έχει πάχος 2 m. Ακολουθεί ένα στρώμα πάχους 20 m (άμμος 2) κάτω από το οποίο ευρίσκεται ένα στρώμα πάχους επίσης 20 m (άμμος 3). Στο Πίνακα 3.1 δίδονται όλα τα στοιχεία της γεωμετρίας και οι ιδιότητες της άμμου στις διάφορες στρώσεις. Στο Σχήμα 3.13 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του τοίχου αντιστηρίξεως, της ράβδου αγκυρώσεως και του αγκυρίου.

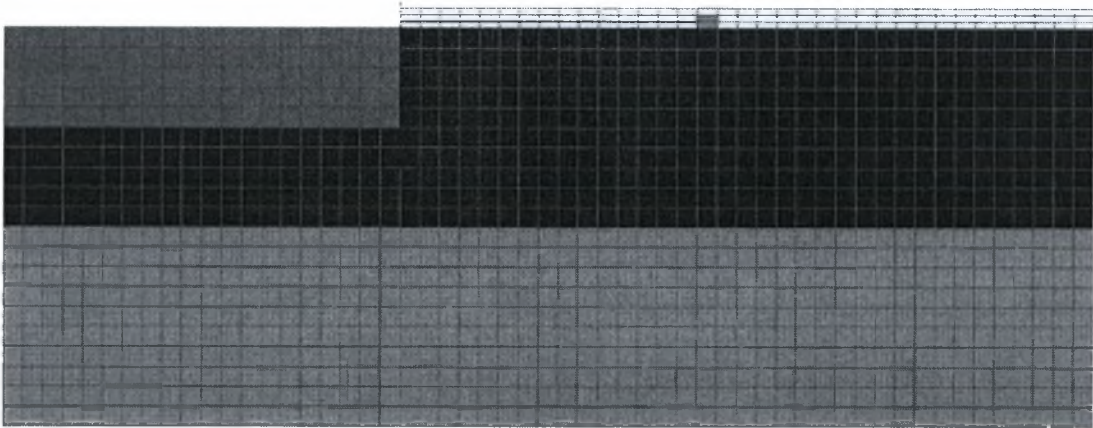
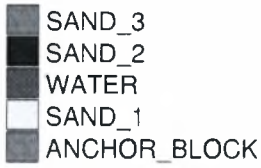
Η υψομετρική διαφορά μεταξύ της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους και της μέγιστης στάθμης της θάλασσας λαμβάνεται 2 m (το βάθος του ύδατος είναι 6 m). Το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου αντιστηρίξεως στο Σχήμα 3.12 είναι ίσο προς 3 m.

Το στρώμα της άμμου 1 που ευρίσκεται πάνω από τη στάθμη της θάλασσας θεωρείται ότι έχει τις ίδιες ιδιότητες με το στρώμα της άμμου 2, με την διαφορά ότι

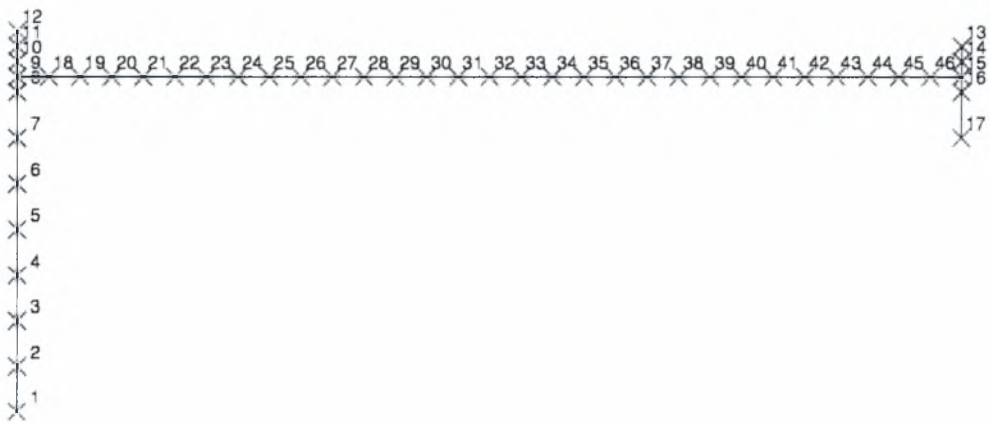
δεν είναι κορεσμένο και συνεπώς δεν είναι δυνατόν να αναπτύξει υπερπιέσεις του ύδατος πόρων.

Τα δύο αυτά στρώματα άμμου λαμβάνουν τιμές σχετικής πυκνότητας ίσες προς: (α) $D_r = 30\%$, (β) $D_r = 40\%$, (γ) $D_r = 55\%$ και (δ) $D_r = 75\%$. Το στρώμα της άμμου 3 θεωρείται ότι έχει σχετική πυκνότητα ίση προς $D_r = 75\%$.

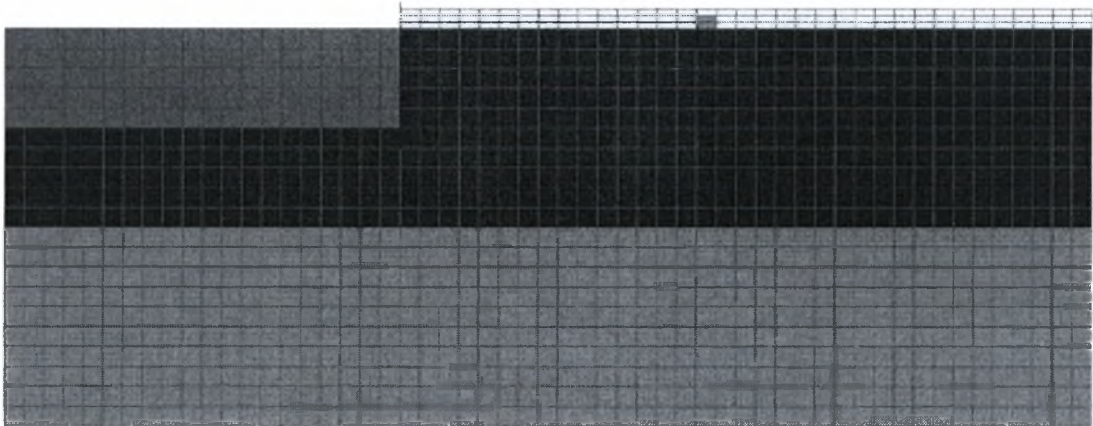
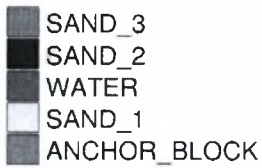
Γεωμετρία G3. Τέλος, στο Σχήμα 3.13 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση της γεωμετρίας της διατομής με ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 16 m και βάθος νερού ίσο προς 14 m. Στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του τοίχου αντιστηρίξεως, της ράβδου αγκυρώσεως και του αγκυρίου. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου με διαφορετικές σχετικές πυκνότητες. Το επιφανειακό στρώμα (άμμος 1) έχει πάχος 2 m, και ακολουθείται από ένα στρώμα πάχους 20 m (άμμος 2), κάτω από το οποίο ευρίσκεται ένα τρίτο στρώμα πάχους επίσης 20 m (άμμος 3). Το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου είναι ίσο προς $D = 6$ m. Η απόσταση του αγκυρίου από τον τοίχο είναι ίση προς 36 m, ενώ το βάθος του αγκυρίου είναι ίσο προς 4 m. Στο Πίνακα 3.1 δίδονται όλα τα στοιχεία της γεωμετρίας και οι ιδιότητες της άμμου στις διάφορες στρώσεις.



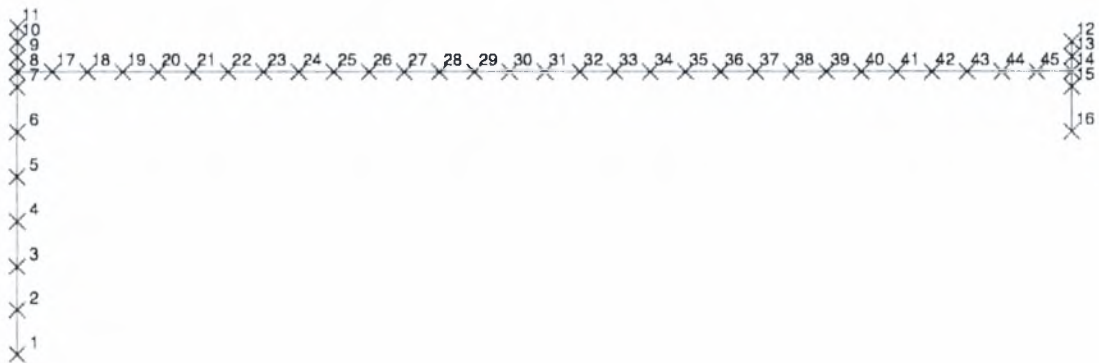
Σχήμα 3.1 Γεωμετρία G2: Ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου (άμμος 1, άμμος 2 και άμμος 3).



Σχήμα 3.2 Γεωμετρία G2: Γεωμετρία του πασσαλότοιχου, του αγκυρίου και της ράβδου αγκυρώσεως του τοίχου στο Σχήμα 3.1

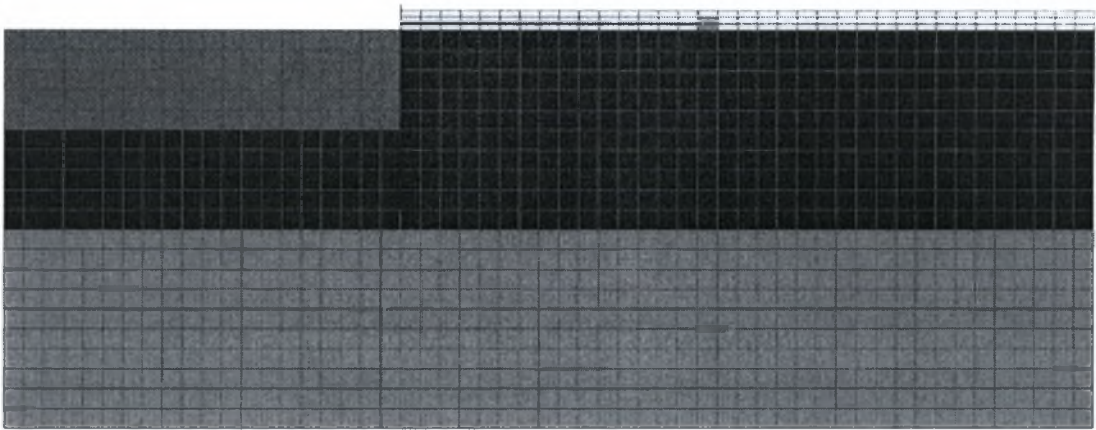


Σχήμα 3.3 Γεωμετρία G2A: Ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου (άμμος 1, άμμος 2 και άμμος 3).

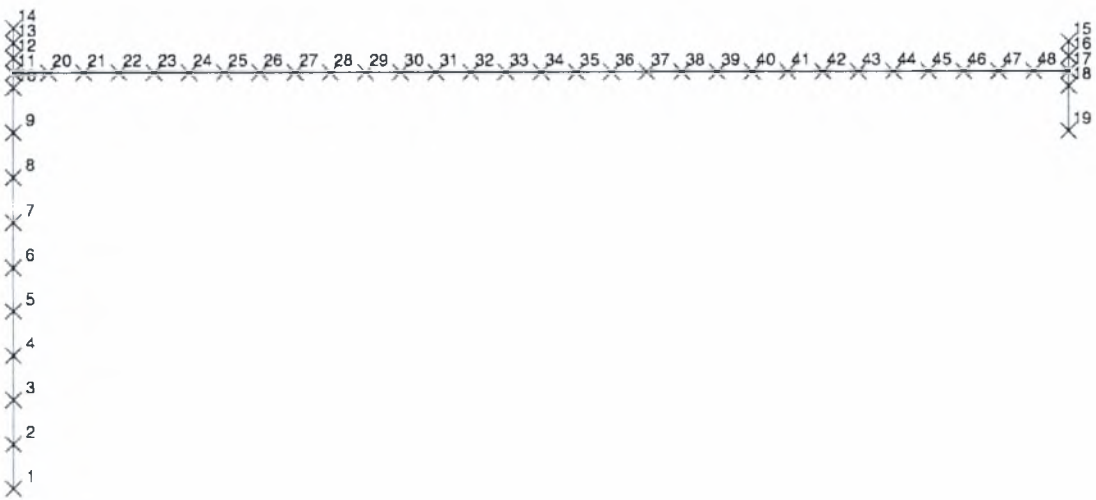


Σχήμα 3.4 Γεωμετρία G2A: Γεωμετρία του πασσαλότοιχου, του αγκυρίου και της ράβδου αγκυρώσεως του τοίχου στο Σχήμα 3.5

SAND_3
 SAND_2
 WATER
 SAND_1
 ANCHOR_BLOCK



Σχήμα 3.5 Γεωμετρία G2B: Ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 12 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου (άμμος 1, άμμος 2 και άμμος 3).



Σχήμα 3.6 Γεωμετρία G2B: Γεωμετρία του πασσαλότοιχου, του αγκυρίου και της ράβδου αγκυρώσεως του τοίχου στο Σχήμα 3.5

Πίνακας 3.1 Γεωμετρικά στοιχεία των τοίχων αντιστηριξέως

Γεωμετρία	H, m	H _w , m	D, m	L _{an} , m	D _{an} , m	H _{an} , m	d _{an} , m
G1	8	6	3	20	4	0.70	2
G2	12	10	4	30	4	0.70	2
G2A	12	10	2	30	4	0.70	2
G2B	12	10	8	30	4	0.70	2
G3	16	14	6	36	6	0.70	2

H = Ύψος Τοίχου

H_w = Βάθος νερού

D = Βάθος εγκιβωτισμού

L_{an} = Απόσταση αγκυρίου από τον τοίχο

D_{an} = Βάθος εγκιβωτισμού αγκυρίου από τον τοίχο

H_{an} = Ύψος της ράβδου αγκυρώσεως από τη στάθμη της θάλασσας

d_{an} = Απόσταση δύο γειτονικών ράβδων αγκυρώσεως

Πίνακας 3.2 Γεωμετρικά στοιχεία διατομής πασσαλότοιχου αντιστηρίξεως και αγκυρίου

Γεωμετρία	Τύπος	W, kg/m ²	I, m ⁴ /m x 10 ⁻⁶	S, m ³ /m x 10 ⁻⁶	σ _y , MPa	M _u , kNm/m
G1	PZ22	107.4	115.2	970	250	242
G2	PZ27	131.8	250	1613	250	403
G2A	PZ27	131.8	250	1613	250	403
G2B	PZ27	131.8	250	1613	250	403
G3	PZ35	170.9	493	2605	250	651

W = Βάρος τοίχου ανά μέτρο μήκους και ανά μέτρο πλάτους

I = Ροπή αδράνειας ανά μέτρο πλάτους

S = Μέτρο διατομής ανά μέτρο πλάτους

σ_y = Τάση διαρροής

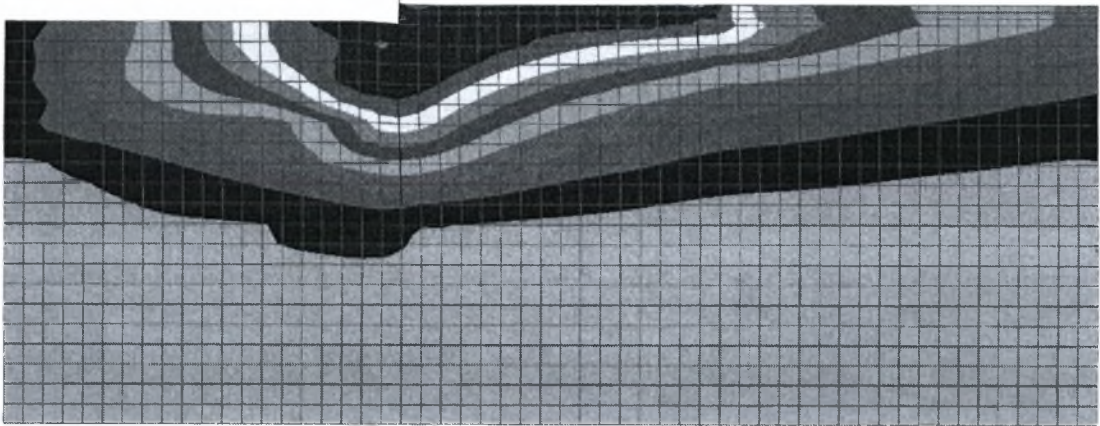
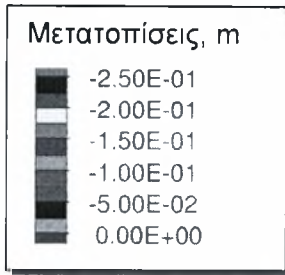
M_u = Μέγιστη ροπή διατομής ανά μέτρο πλάτους

Πίνακας 3.3 Ιδιότητες εδαφικών υλικών

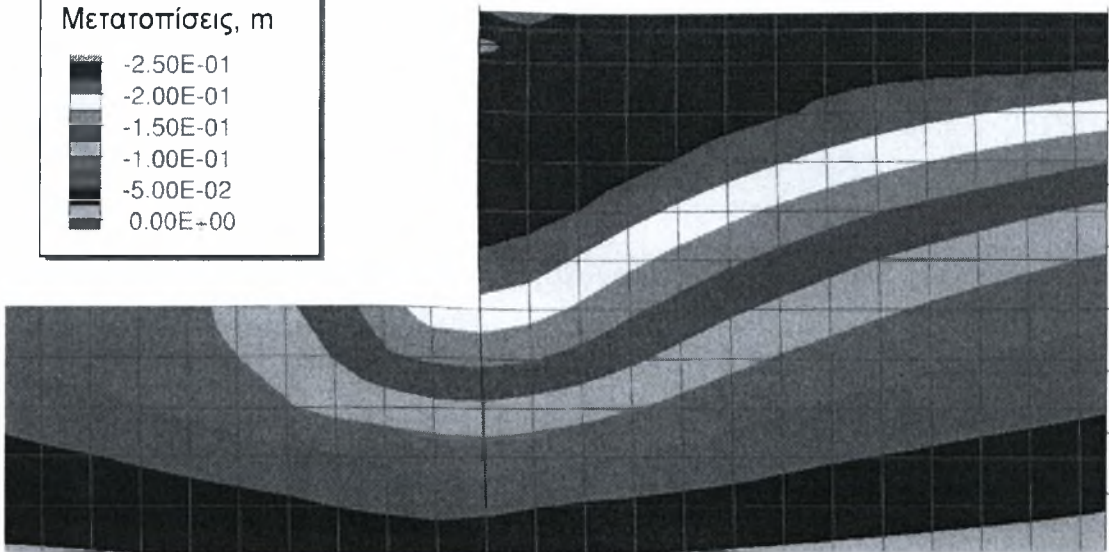
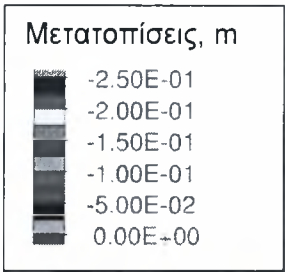
Σχετική Ποκνότητα, D_r	N - SPT	ϕ degrees	Ταχύτητα V_s σε βάθος 10 m V_s , m/s	Ποκνότητα ρ_{dry} , kg/m ³	Πορόδες	Διαπερατότητα k, m/s
30%	5	30°	165	1500	0.44	10 ⁻⁵
40%	10	35°	185	1550	0.44	10 ⁻⁵
55%	18	43°	200	1600	0.40	10 ⁻⁵
75%	30	47°	222	1700	0.40	10 ⁻⁵

Πίνακας 3.4 Σεισμικές διεγέρσεις (ιστορικές καταγραφές)

Σεισμός	Έτος	Καταγραφή	Μέγεθος M	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση, g (αρχική τιμή)	Διάρκεια seconds	Σύμβολο
Hyogoken-nambu (Kobe) Earthquake	1995	Port Island -32 m	7.2	0.57 g	30	EQ1
Καλαμάτας	1986	ΟΓΕ	6	0.24 g	20	EQ2
Λευκάδας	2003	Λευκάδα	6.4	0.42 g	20	EQ3

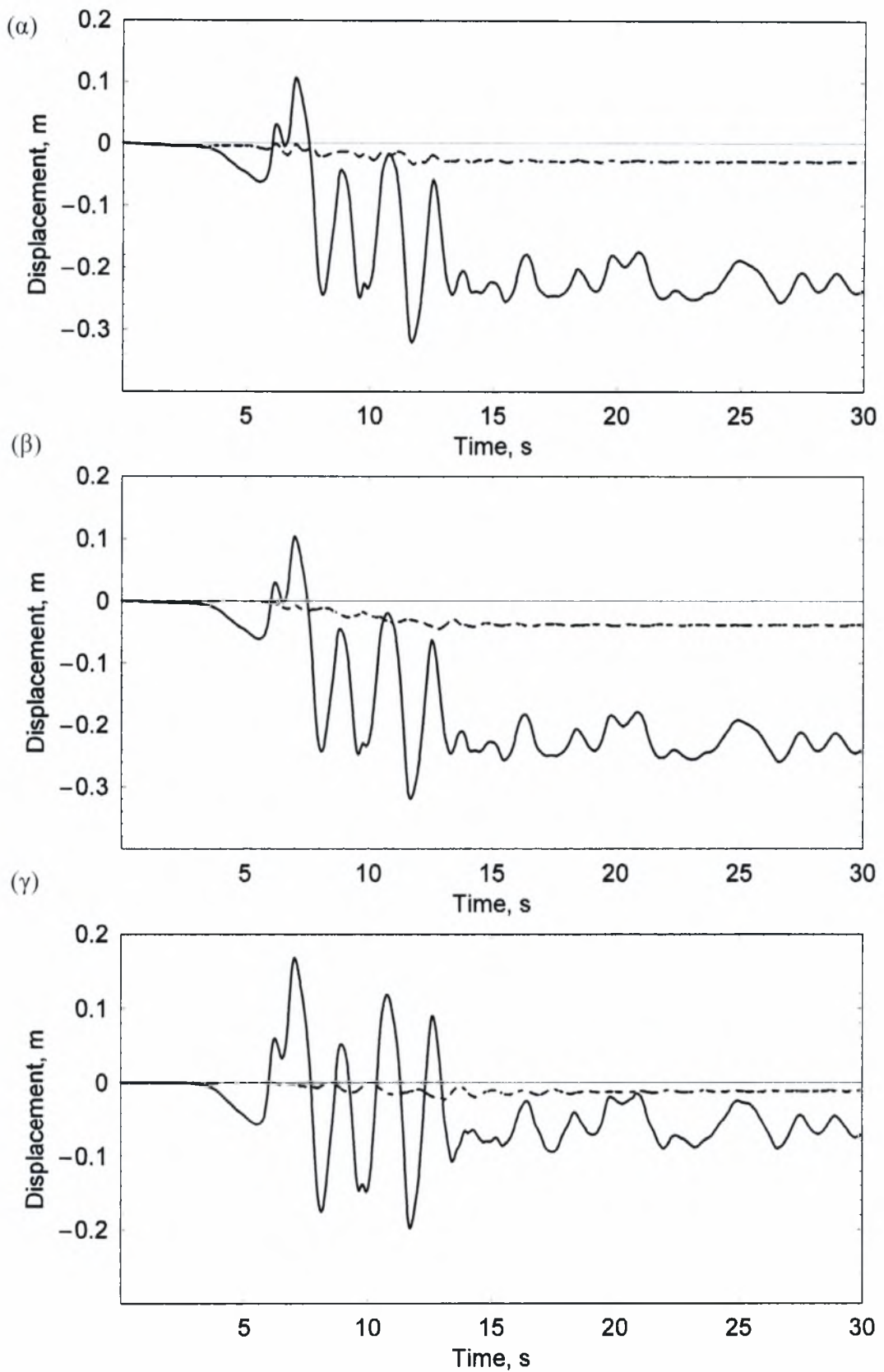


(α) σύστημα τοίχου – εδάφους - αγκυρίου

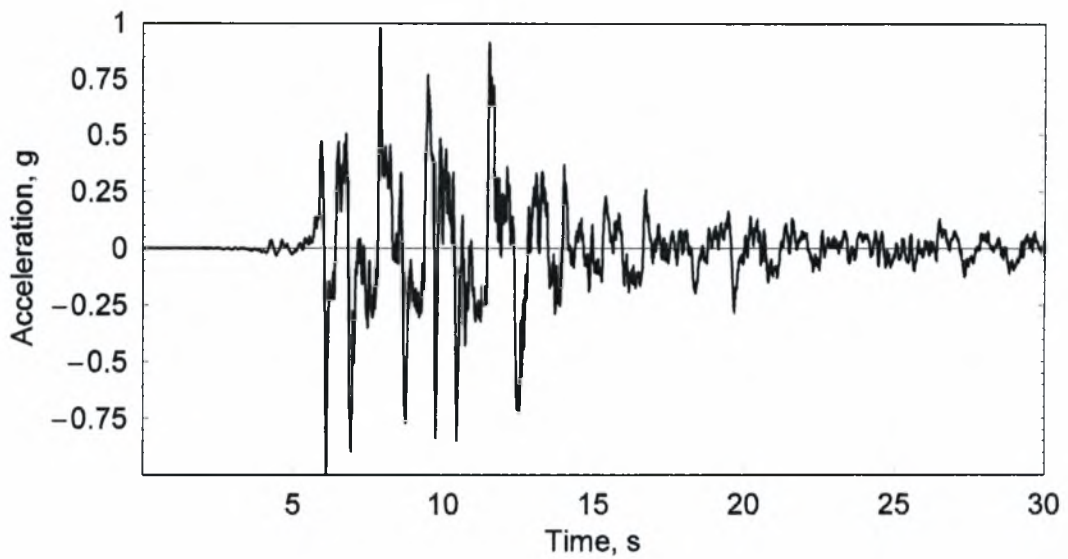


(β) λεπτομέρεια κοντά στον τοίχο

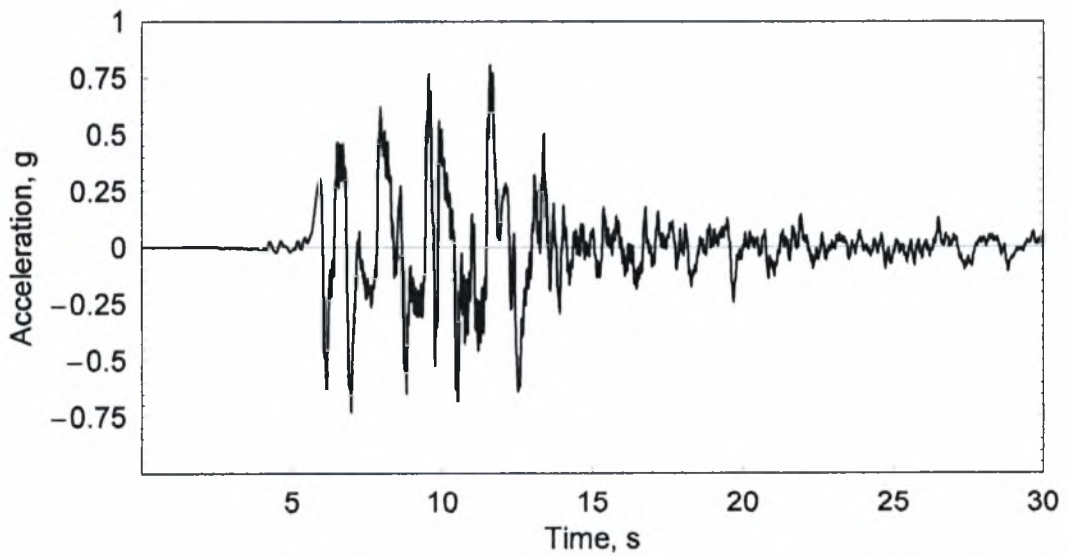
Σχήμα 3.7. Οριζόντιες μόνιμες μετατοπίσεις του εδάφους και του τοίχου, για την γεωμετρία G2B (βάθος εγκιβωτισμού 8 m) κατά τον σεισμό του Kobe (1995) με μέγιστη επιτάχυνση σε βάθος -40 m ίση προς $a_{\max} = 0.45g$. ($t = 30$ s)



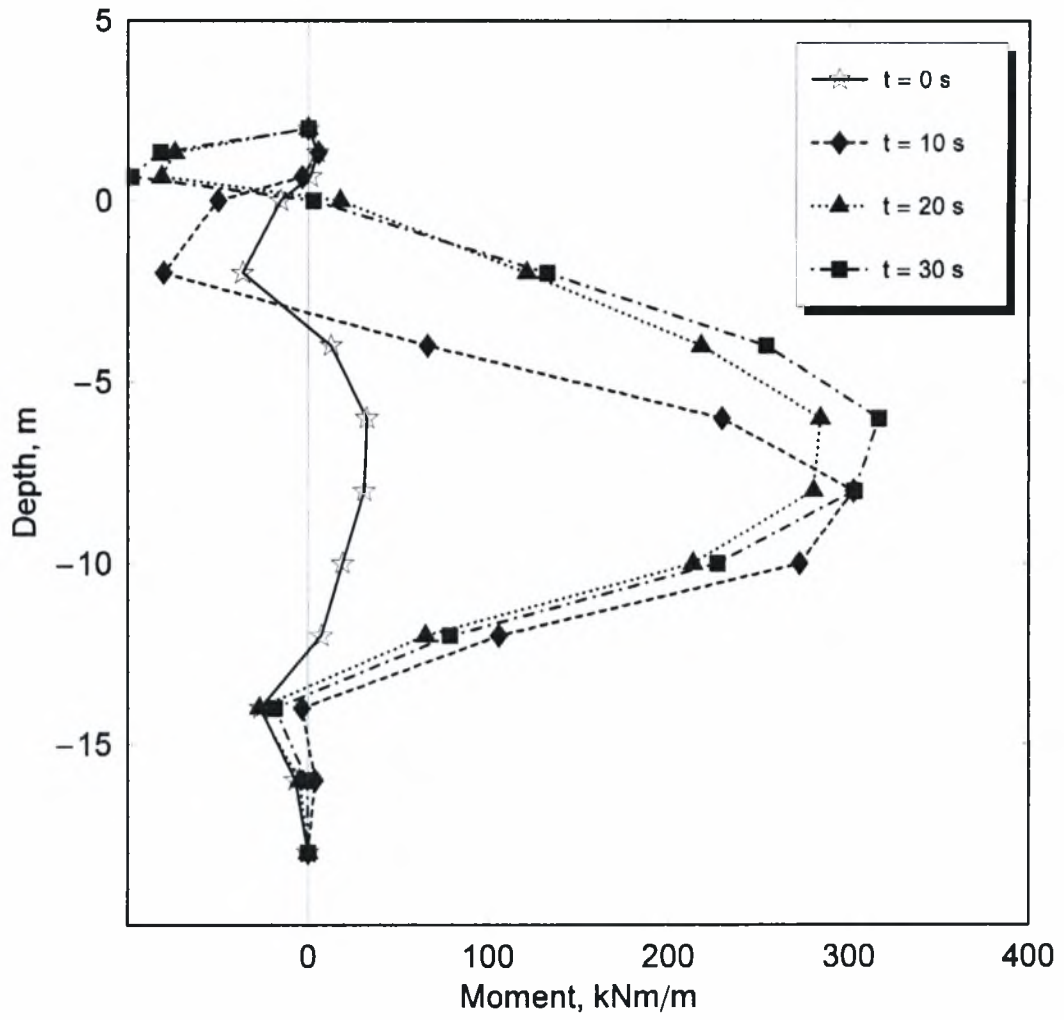
Σχήμα 3.8 (α) Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση της κεφαλής του πασσάλου (β) Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση της κεφαλής του αγκυρίου και (γ) Οριζόντια μετατόπιση και καθίζηση της επιφάνειας του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο



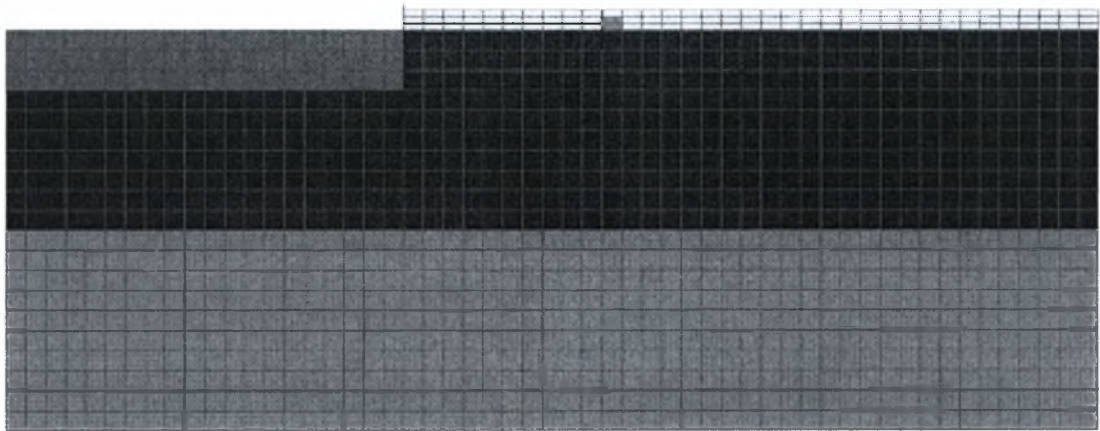
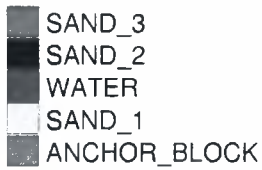
Σχήμα 3.9 Οριζόντια επιτάχυνση στην κεφαλή του πασσάλου κατά τον σεισμό του Kobe (1995) με μέγιστη επιτάχυνση σε βάθος -40 m ίση προς $a_{\max} = 0.45g$.



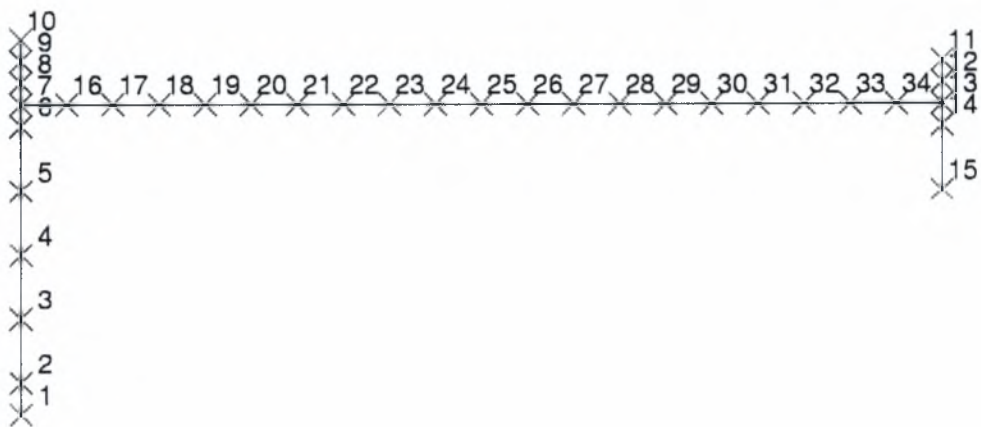
Σχήμα 3.10 Οριζόντια επιτάχυνση στην κεφαλή του αγκυρίου κατά τον σεισμό του Kobe (1995) με μέγιστη επιτάχυνση σε βάθος -40 m ίση προς $a_{\max} = 0.45g$.



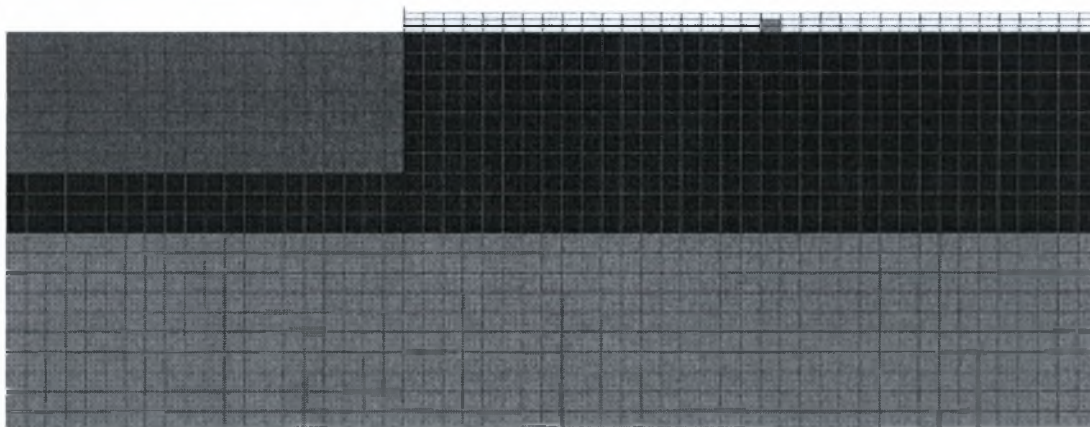
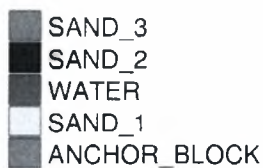
Σχήμα 3.11 Διάγραμμα καμπτικών ροπών καθ' ύψος του πασσαλότοιχου κατά τον σεισμό του Kobe (1995) στις χρονικές στιγμές $t = 0, 10, 20$ s και 30 s.



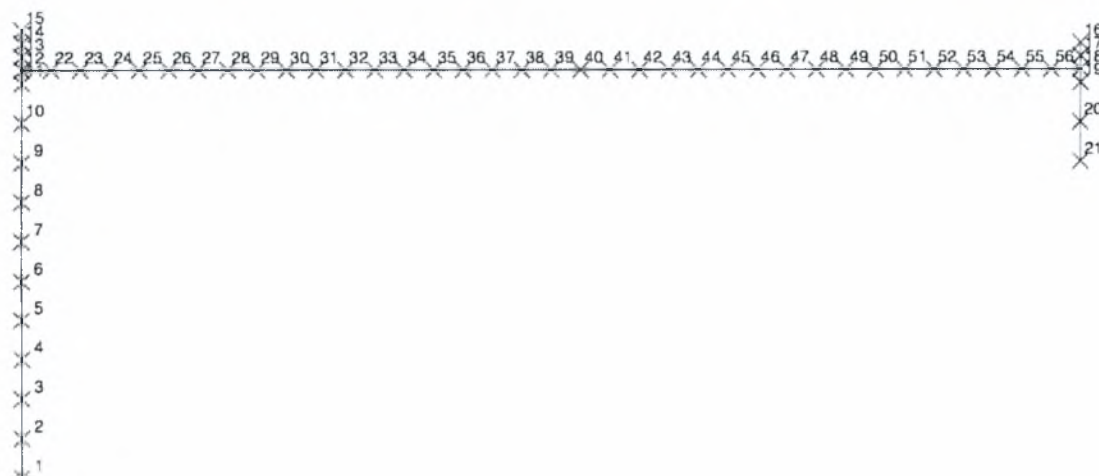
Σχήμα 3.12 Γεωμετρία G1: Ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 8 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου (άμμος 1, άμμος 2 και άμμος 3).



Σχήμα 3.13 Γεωμετρία G1: Γεωμετρία του πασσαλότοιχου, του αγκυρίου και της ράβδου αγκυρώσεως του τοίχου στο Σχήμα 2.1



Σχήμα 3.14 Γεωμετρία G3: Ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους ίσο προς 16 m. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από τρία στρώματα άμμου (άμμος 1, άμμος 2 και άμμος 3).



Σχήμα 3.15 Γεωμετρία G3: Γεωμετρία του πασσαλότοιχου, του αγκυρίου και της ράβδου αγκυρώσεως του τοίχου στο Σχήμα 2.9.

3.3 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων

Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων με πλήρη δυναμική ανάλυση (μέθοδος ενεργών τάσεων) παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο αυτό υπό την μορφή διαγραμμάτων. Κάθε δυναμική αριθμητική ανάλυση παράγει μία πληθώρα αποτελεσμάτων που περιλαμβάνει (α) τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις και τις καμπτικές ροπές του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως, (β) τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις και τις καμπτικές ροπές του εύκαμπτου τοίχου του αγκυρίου, (γ) τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις, τις οριζόντιες επιταχύνσεις, τις τάσεις και τις υπερπιέσεις του ύδατος πόρων του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως. Παρόλο που η μελέτη όλων αυτών των αποτελεσμάτων είναι αρκετά χρήσιμη, η διπλωματική εστιάζει στις οριζόντιες μετατοπίσεις του εύκαμπτου τοίχου, οι οποίες θεωρούνται ότι αποτελούν την καθοριστική παράμετρο για σχεδιασμό τέτοιων τοίχων με βάση την επιτελεστικότητα.

Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις για την γεωμετρία G1 ($H = 8$ m) και σχετικές πυκνότητες του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελιώσεως μέχρι βάθος 20 m ίση προς $D_r = 30\%$, 40% , 55% και 75% . Οι μετατοπίσεις δίδονται για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που περιγράφονται στον Πίνακα 3.4, βαθμονομημένες σε μέγιστες τιμές επιτάχυνσης στην βάση του εδαφικού σχηματισμού (βάθος -40 m) ίσες προς $a_{\max} = 0.15g$, $0.30g$, και $0.45g$. Μαζί με τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης δίδεται και μία περιβάλλουσα των μόνιμων οριζοντίων μετατοπίσεων (συνεχής γραμμή). Στα Σχήματα 3.12 και 3.13 δίδονται παρόμοια αποτελέσματα μόνιμων οριζοντίων παραμορφώσεων για τις γεωμετρίες G2 και G3 ($H = 12$ m και $H = 16$ m). Για απλούστευση, οι περιβάλλουσες λαμβάνονται κοινές για τις τρεις γεωμετρίες που εξετάστηκαν, θεωρώντας ότι οι διαφορές στις τιμές μεταξύ των είναι παρόμοιες με εκείνες που προκύπτουν από την αβεβαιότητα της σεισμικής διέγερσης.

Ένας διαφορετικός τρόπος παρουσίασης των αποτελεσμάτων των Σχημάτων 3.16 – 3.18 είναι ως προς την αντίσταση κρουστικής διείσδυσης N_{SPT} . Η εμπειρική προσεγγιστική σχέση μεταξύ της αντίστασης διείσδυσης N_{SPT} , της σχετικής πυκνότητας D_r και της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ , που χρησιμοποιήθηκε στην

παρούσα μελέτη δίδεται στο Σχήμα 3.19. Σημειώνεται ότι η σχέση μεταξύ N_{SPT} και D_r δεν είναι μοναδική, αλλά εξαρτάται και από τα χαρακτηριστικά της κοκκομετρίας. Με βάση το Σχήμα 3.19, οι τιμές σχετικής πυκνότητας $D_r = 30\%$, 40% , 55% και 75% που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη αντιστοιχούν σε τιμές N_{SPT} ίσες προς 5, 10, 18 και 30 αντίστοιχα.

Στα Σχήματα 3.20-3.22 παρουσιάζονται οι μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις ως προς την αντίσταση κρουστικής διείδυσης N_{SPT} , αντίστοιχα, για τις τρεις γεωμετρίες, τις τρεις σεισμικές δονήσεις και για τρεις τιμές μέγιστης επιτάχυνσης $a_{max} = 0.15g$, $0.30g$ και $0.45g$. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι οριζόντιες μόνιμες μετατοπίσεις μειώνονται σημαντικά με την αύξηση της αντίστασης κρουστικής διείδυσης N_{SPT} .

Η επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού διερευνάται κάνοντας χρήση των Γεωμετριών G2, G2A, και G2B. Η Γεωμετρία G2 χρησιμοποιεί ως βάθος εγκιβωτισμού αυτό που καθορίζεται με βάση την απλουστευμένη μέθοδο σχεδιασμού Ebeling-Morison όπου οι σεισμικές ωθήσεις υπολογίζονται ψευδο-στατικά με την μέθοδο Mononobe-Okabe ($D = D_{MO}$). Οι Γεωμετρίες G2A και G2B χρησιμοποιούν $D = 0.5D_{MO}$ και $D = 2D_{MO}$, αντίστοιχα. Η επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού διερευνάται για δύο σχετικές πυκνότητες, $D_r = 30\%$ και 75% . Στο Σχήμα 3.23 παρουσιάζονται οι μόνιμες μετατοπίσεις ως προς τον λόγο D/D_{MO} για τις δύο σχετικές πυκνότητες. Όπως είναι φυσικό, για λόγο $D/D_{MO} = 0.5$ ο σχεδιασμός δεν επαρκεί και συνεπώς αναπτύσσονται σημαντικές οριζόντιες μετατοπίσεις, οι οποίες στην πραγματικότητα ξεπερνούν αυτές που παρουσιάζονται στο διάγραμμα καθόσον δημιουργείται φυσική και αριθμητική αστάθεια που οδηγεί σε πρόωρη παύση της αριθμητικής ανάλυσης. Για λόγο $D/D_{MO} = 2$ και σχετική πυκνότητα $D_r = 75\%$, η αύξηση του βάθους εγκιβωτισμού πέραν της τιμής $D/D_{MO} = 1$ δεν προσφέρει κάποια βελτίωση της συμπεριφοράς του τοίχου και δεν αιτιολογείται η αύξηση του κόστους του μεγαλύτερου βάθους εγκιβωτισμού. Αντίθετα, για σχετική πυκνότητα $D_r = 30\%$, υπάρχει μία σχετικά μικρή βελτίωση της συμπεριφοράς του τοίχου από την αύξηση του λόγου D/D_{MO} από 1 σε 2.

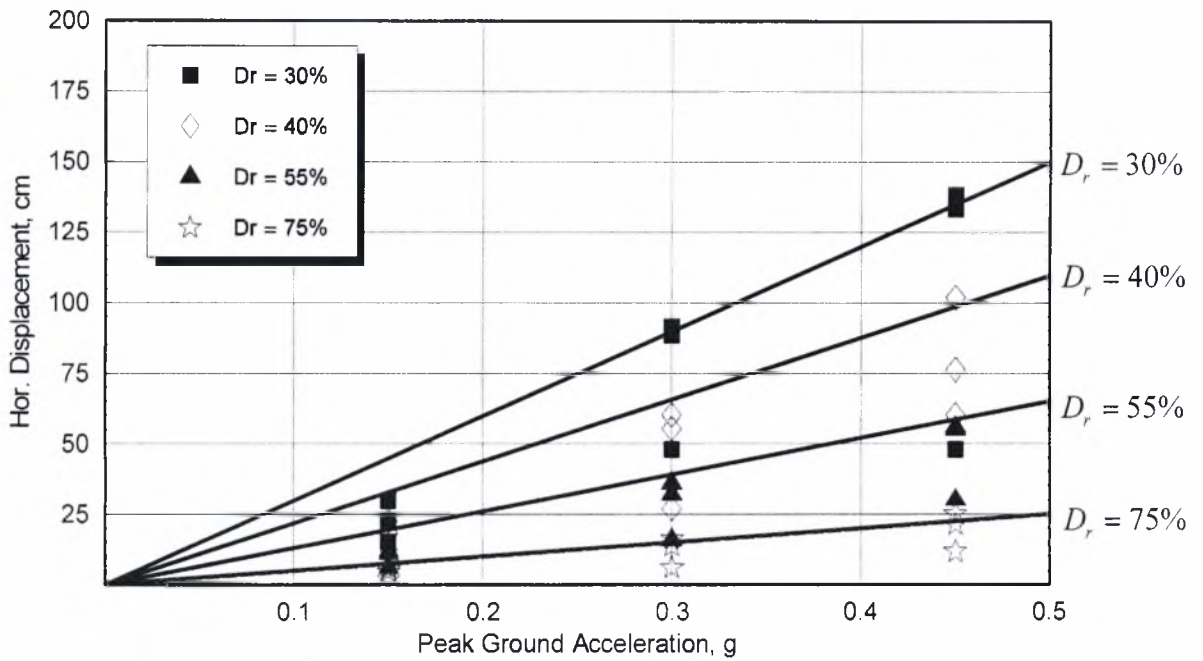
Η επίδραση της δυσκαμψίας της διατομής του τοίχου εύκαμπτου αντιστηρίξεως δίδεται στο Σχήμα 3.24. Η δυσκαμψία της διατομής, EI , κανονικοποιείται ως προς

την δυσκαμψία που απαιτείται κατά την απλοποιημένη μέθοδο σχεδιασμού, EI_{MO} , που βασίζεται στις ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις κατά Mononobe-Okabe. Τα αποτελέσματα δίδονται για σχετική πυκνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους ίση προς $D_r = 30\%$ και 75% και ελαστική συμπεριφορά του πασσαλότοιχου. Επίσης δίδονται για σχετική πυκνότητα $D_r = 30\%$ και ελαστο-πλαστική συμπεριφορά του πασσαλότοιχου (τάση διαρροής χάλυβα $\sigma_y = 250$ MPa). Όλα τα αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση δεν επηρεάζεται σημαντικά από την ακριβή τιμή δυσκαμψίας της διατομής του τοίχου.

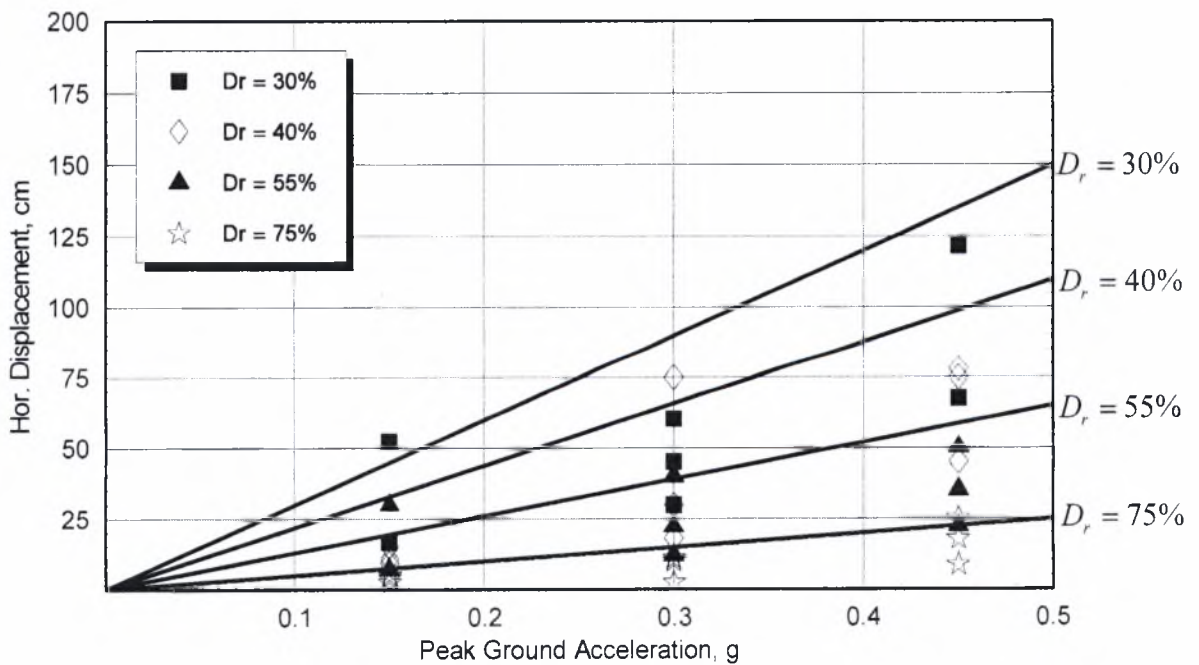
Η επίδραση του μήκους της ράβδου αγκύρωσης, της δυσκαμψίας του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως, και του πλάτους της ζώνης βελτίωσης του αντιστηριζόμενου εδάφους εξετάζεται με βάση τα αποτελέσματα μίας προηγούμενης αριθμητικής ανάλυσης εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως από τον McCullough (1998). Η επίδραση του μήκους αγκυρώσεως στην οριζόντια μόνιμη μετατόπιση δίδεται στο Σχήμα 3.25 (McCullough 1998). Το μήκος αγκυρώσεως, L_{an} , κανονικοποιείται ως προς το μήκος αγκυρώσεως L_{an}^{MO} που υπολογίζεται από την απλοποιημένη μέθοδο σχεδιασμού που βασίζεται στο πλάτος των ζωνών ενεργητικής και παθητικής αστοχίας κατά Mononobe-Okabe. Τα αποτελέσματα δίδονται για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης, η οποία ορίζεται ως η επιτάχυνση στο επίπεδο του πυθμένα της θάλασσας διά ενός συντελεστού που λαμβάνει υπόψη το μέγεθος του σεισμού (δηλαδή $A_{max}@dredge/MSF$, όπου $A_{max}@dredge$ = μέγιστη επιτάχυνση στον πυθμένα της θάλασσας, MSF = διορθωτικός συντελεστής για το μέγεθος του σεισμού). Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι, για όλες τις σεισμικές εντάσεις, η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση μειώνεται σημαντικά με την αύξηση του μήκους αγκυρώσεως. Σημειώνεται ότι η χρήση μήκους αγκυρώσεως διπλάσιου από αυτό που προβλέπεται από την μέθοδο Mononobe-Okabe μειώνει σημαντικά τις μετατοπίσεις.

Η επίδραση του πλάτους της βελτιωμένης ζώνης του αντιστηριζόμενου εδάφους στην οριζόντια μόνιμη μετατόπιση δίδεται στο Σχήμα 3.26 για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης (McCullough 1998). Το πλάτος της ζώνης βελτίωσης S κανονικοποιείται ως προς $H + D$, όπου H είναι το ύψος του αντιστηριζόμενου εδάφους και D είναι το βάθος εγκιβωτισμού. Τα αποτελέσματα δίδονται για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης $A_{max}@dredge/MSF$. Το Σχήμα 3.27 παρουσιάζει τα ίδια αποτελέσματα, με την διαφορά ότι η οριζόντια μόνιμη

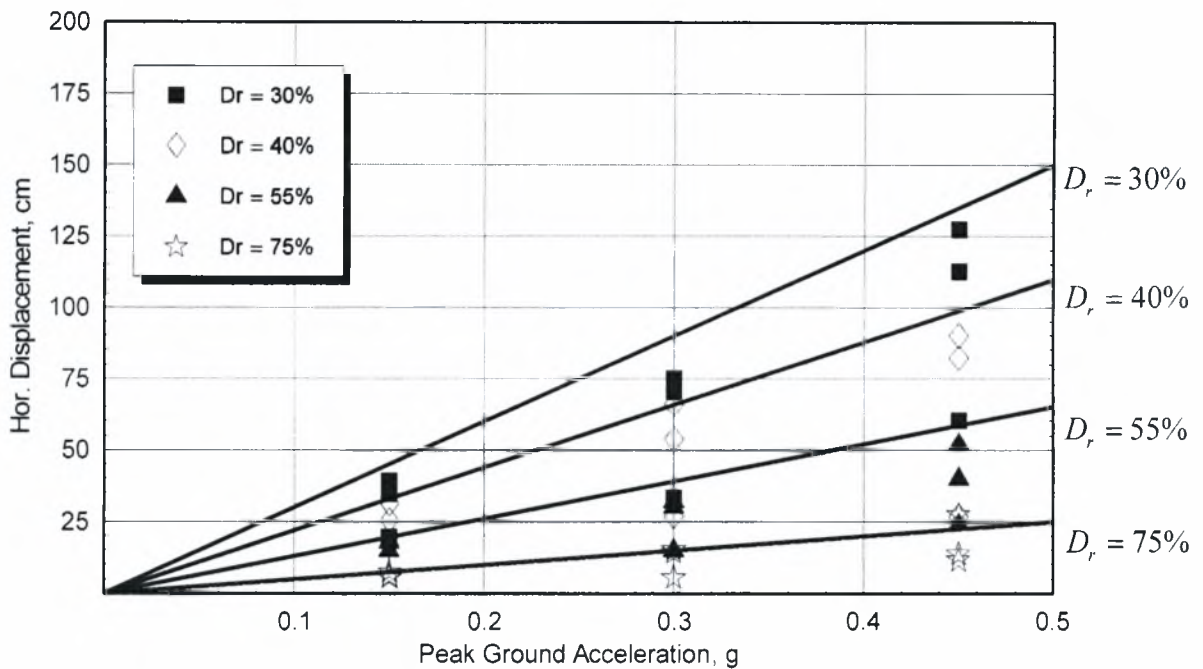
μετατόπιση είναι κανονικοποιημένη ως προς την μετατόπιση που προκύπτει για λόγο $S/(H + D) = 7$. Τα αποτελέσματα στα Σχήματα 3.26 και 3.27 δείχνουν με σαφή τρόπο την σημαντική επίδραση του πλάτους βελτίωσης του αντιστηριζόμενου εδάφους. Παρατηρείται ότι το βέλτιστο οικονομικά πλάτος βελτίωσης επιτυγχάνεται για λόγους μεταξύ 3 και 4.



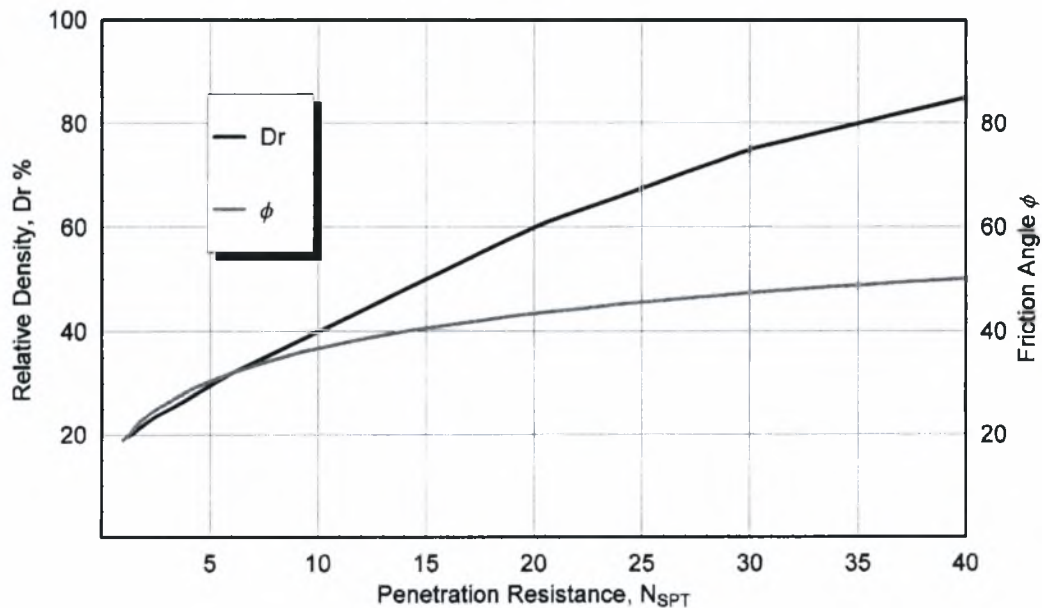
Σχήμα 3.16 Γεωμετρία G1: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως για τέσσερις διαφορετικές πυκνότητες αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως (Ντακούλας 2006)



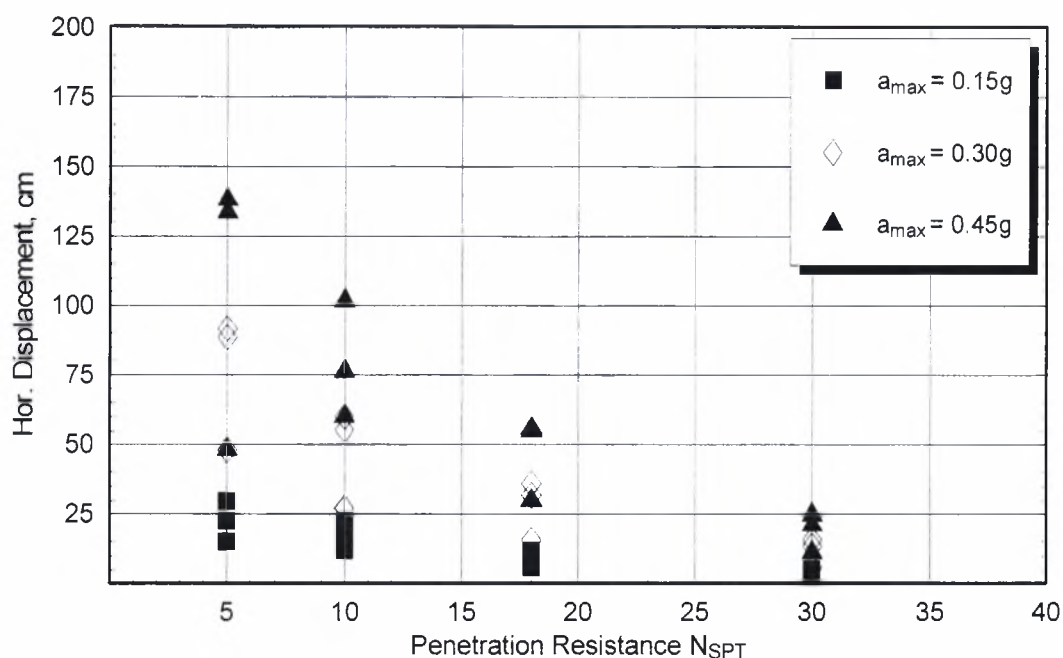
Σχήμα 3.17 Γεωμετρία G2: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως για τέσσερις διαφορετικές πυκνότητες αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως. (Ντακούλας 2006)



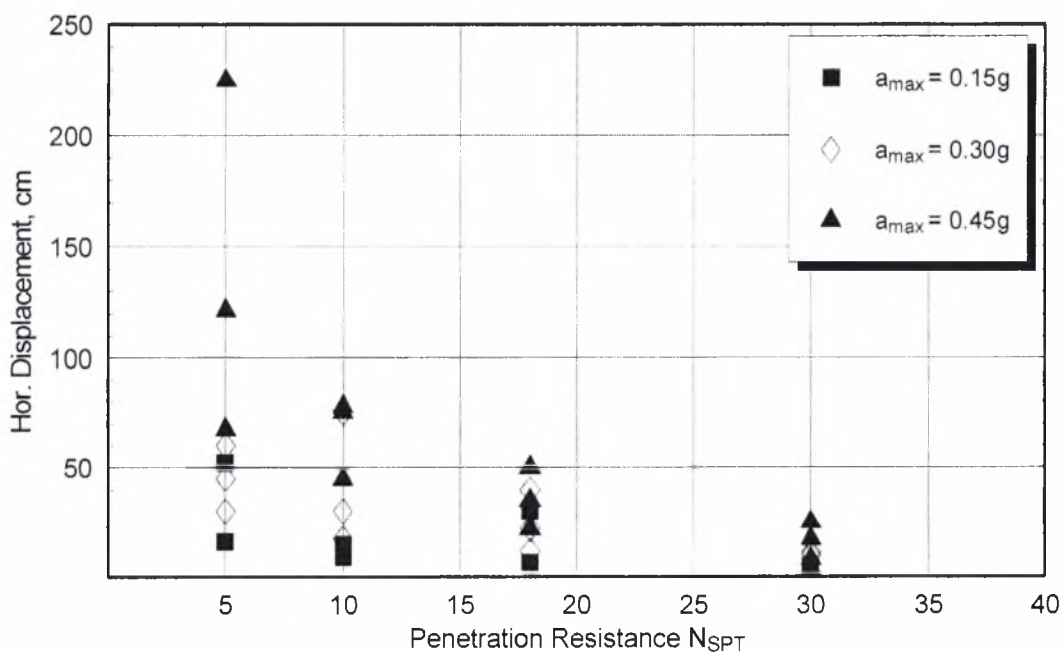
Σχήμα 3.18 Γεωμετρία G3: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως για τέσσερις διαφορετικές πυκνότητες αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως. (Ντακούλας 2006)



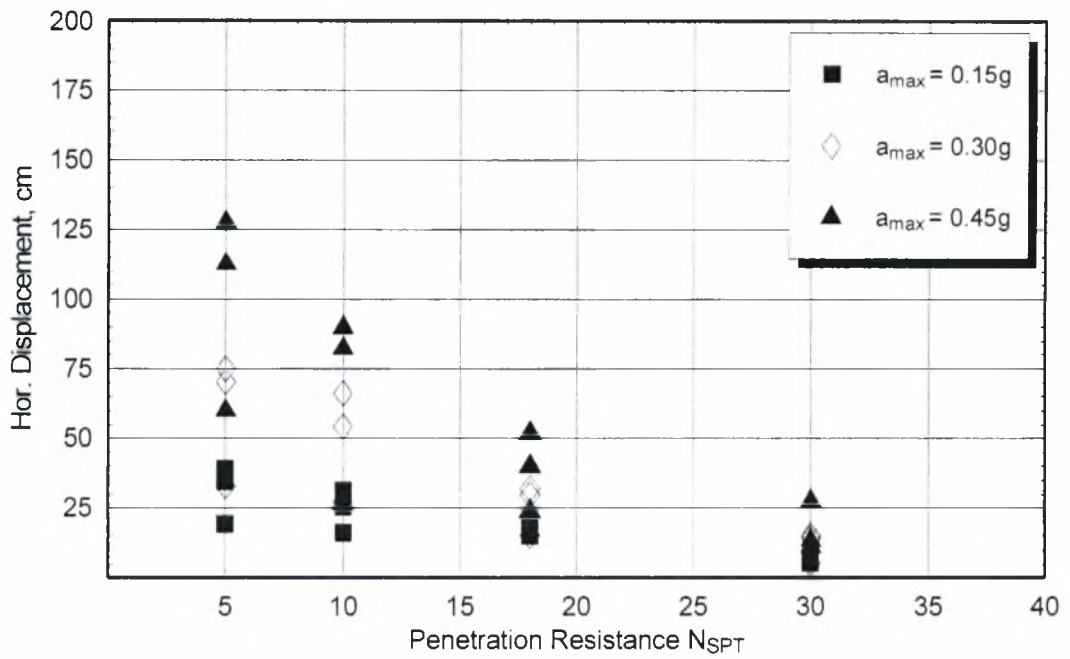
Σχήμα 3.19 Εμπειρική σχέση μεταξύ αντίστασης διείσδυσης N_{SPT} , σχετικής πυκνότητας D_r και γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ , που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μελέτη. (Σημειώνεται ότι η σχέση μεταξύ N_{SPT} και D_r δεν είναι μοναδική, αλλά εξαρτάται και από τα χαρακτηριστικά της κοκκομετρίας. Εδώ δίδεται για διάμετρο $D_{50}=0.5$ mm). (Ντακούλας 2006)



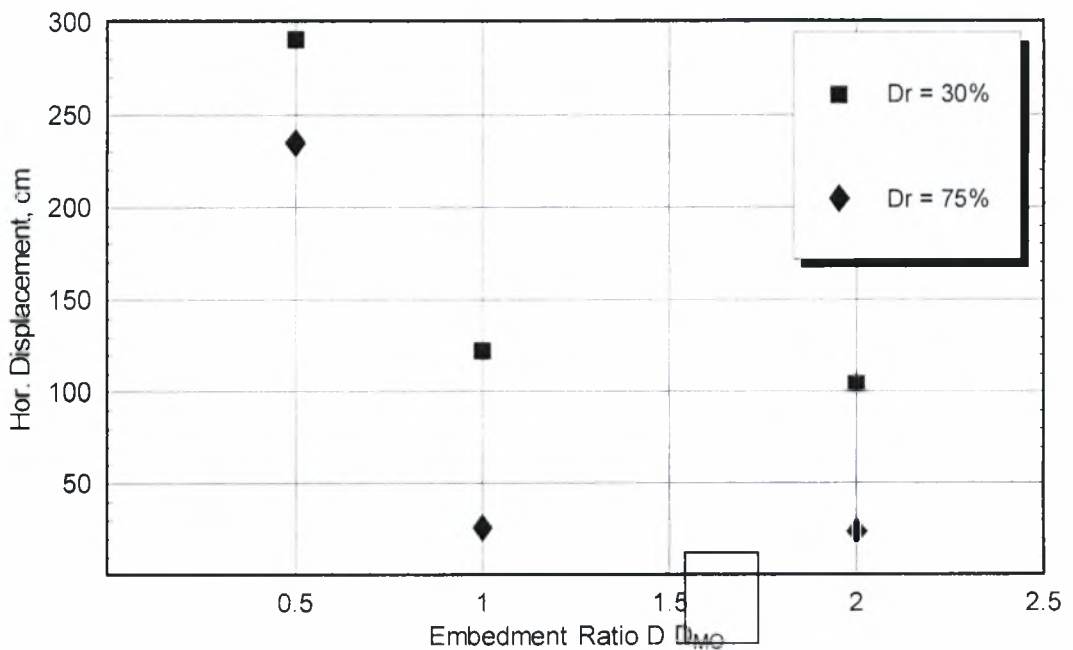
Σχήμα 3.20 Γεωμετρία G1: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως ως προς την αντίσταση κρουστικής διείδυσης N_{SPT} για τρεις σεισμικές εντάσεις. (Ντακούλας 2006)



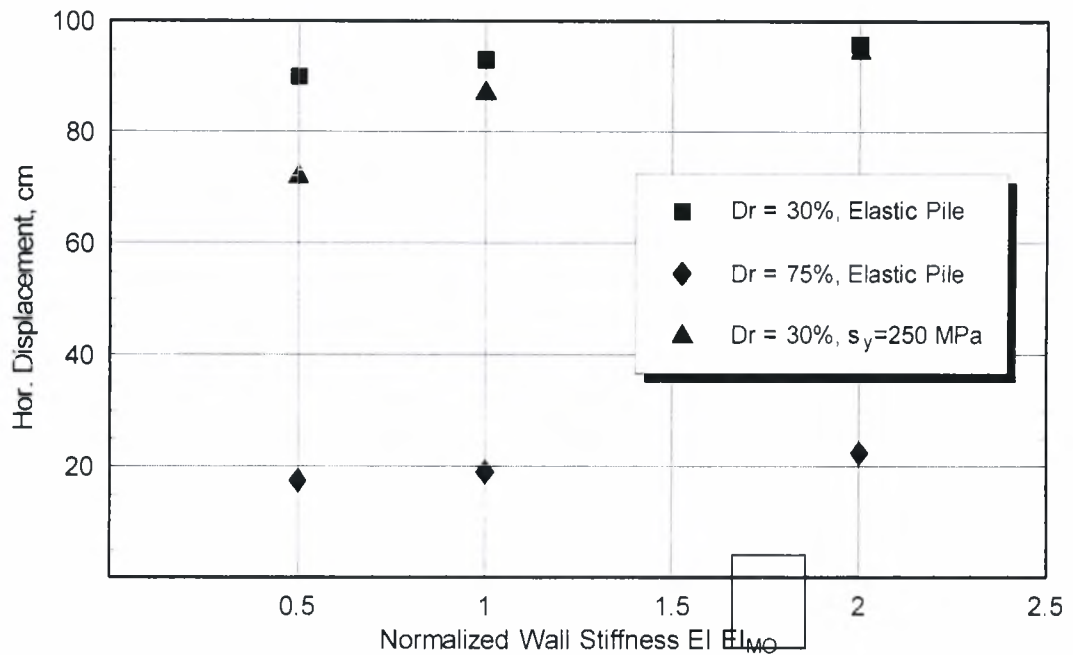
Σχήμα 3.21 Γεωμετρία G2: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως ως προς την αντίσταση κρουστικής διείδυσης N_{SPT} για τρεις σεισμικές εντάσεις. (Ντακούλας 2006)



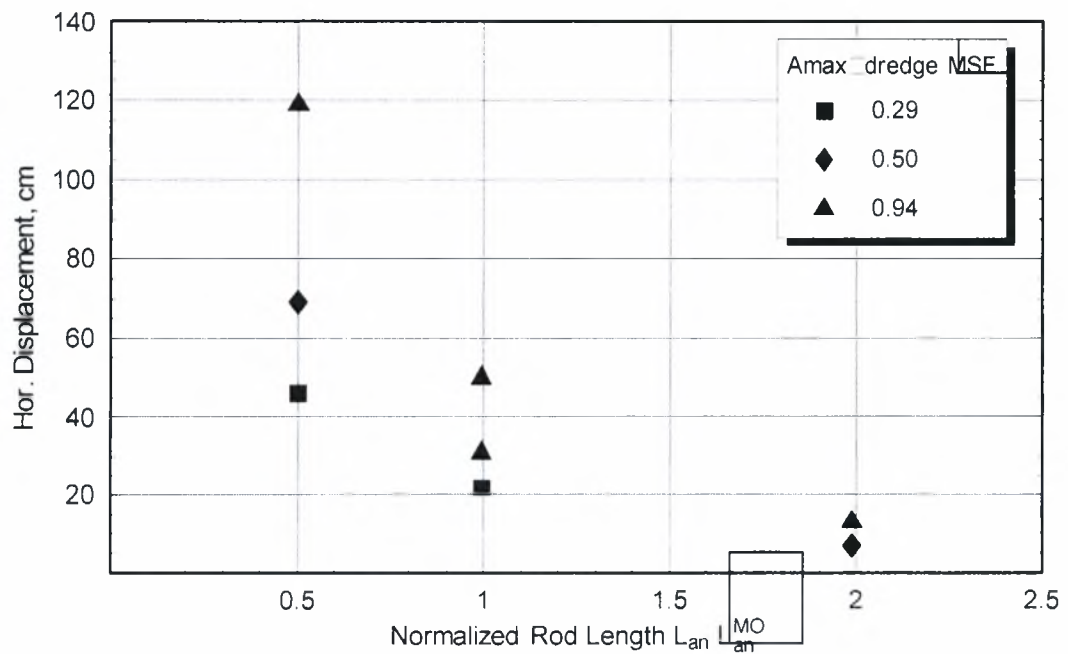
Σχήμα 3.22 Γεωμετρία G3: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως ως προς την αντίσταση κρουστικής διείδυσης N_{SPT} για τρεις σεισμικές εντάσεις. (Ντακούλας 2006)



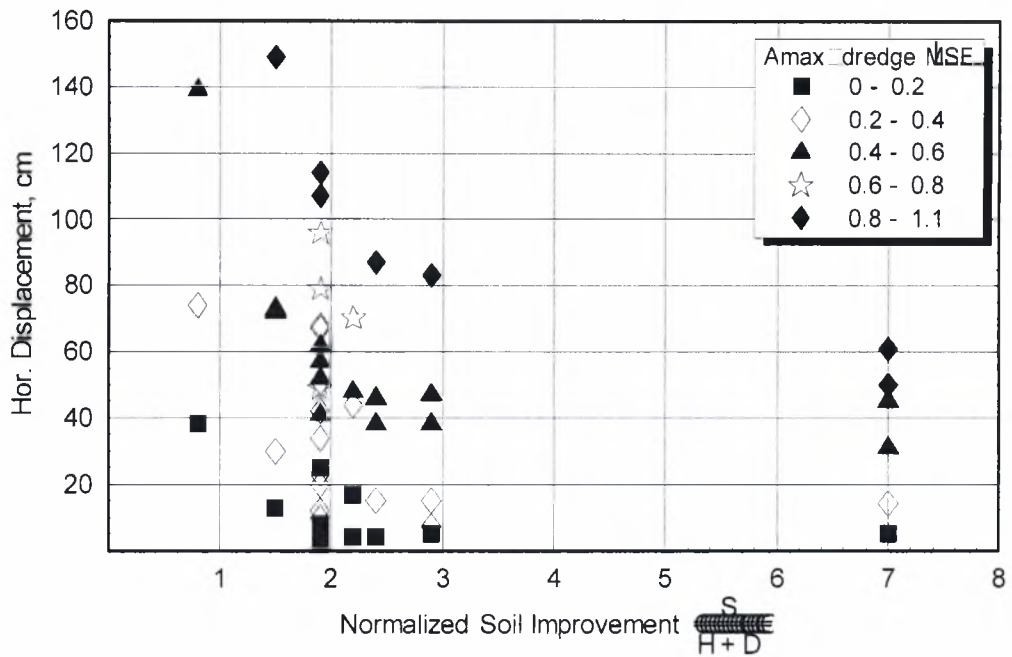
Σχήμα 3.23 Επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού στην μόνιμη μετατόπιση για την Γεωμετρία G2 και δύο πυκνότητες αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως ($D_r = 30\%$ και 75%).



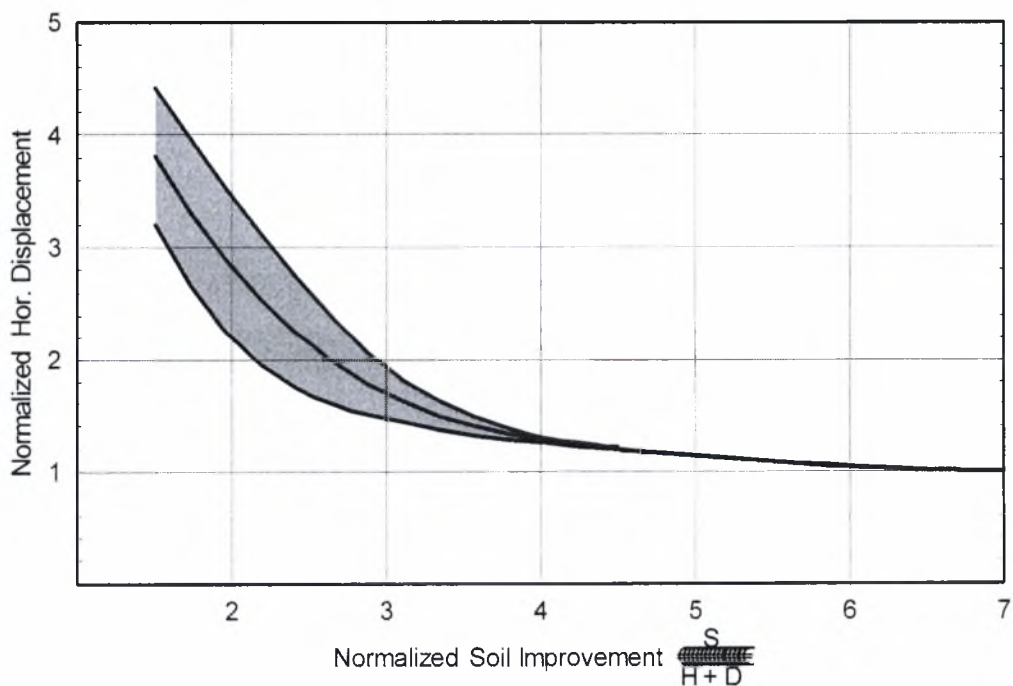
Σχήμα 3.24 Επίδραση της δυσκαμψίας της διατομής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως στην οριζόντια μετατόπιση για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης.



Σχήμα 3.25 Επίδραση του μήκους της ράβδου αγκύρωσης στην οριζόντια μετατόπιση για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης. (L_{an} = μήκος της ράβδου αγκύρωσης, L_{an}^{MO} = μήκος της ράβδου αγκύρωσης υπολογισμένο με σεισμικές δράσεις κατά Mononobe-Okabe, $A_{max@dredge}$ = μέγιστη επιτάχυνση στον πυθμένα της θάλασσας, MSF = διορθωτικός συντελεστής για το μέγεθος του σεισμού). (McCullough 1998).



Σχήμα 3.26 Επίδραση του πλάτους της βελτιωμένης ζώνης του αντιστηριζόμενου εδάφους στην οριζόντια μετατόπιση για διάφορες τιμές της σεισμικής έντασης. (S = πλάτος βελτιωμένης ζώνης, H = ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους, D = βάθος εγκιβωτισμού, Amax@dredge = μέγιστη επιτάχυνση στον πυθμένα της θάλασσας, MSF = διορθωτικός συντελεστής για το μέγεθος του σεισμού). (McCullough 1998).



Σχήμα 3.27 Επίδραση του πλάτους της βελτιωμένης ζώνης του αντιστηριζόμενου εδάφους στην οριζόντια μετατόπιση. (S = πλάτος βελτιωμένης ζώνης, H = ύψος αντιστηριζόμενου εδάφους, D = βάθος εγκιβωτισμού). (Ντακούλας 2006)

4. ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

4.1. Σχεδιασμός με κριτήριο την επιτελεστικότητα

Η σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών βασίζεται στην επιτελεστικότητα, δηλαδή στην αντίληψη ότι (α) οι μετατοπίσεις του εδάφους και οι μετατοπίσεις/παραμορφώσεις των εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως αποτελούν το κύριο κριτήριο σχεδιασμού και (β) μία περιορισμένη τιμή μόνιμης παραμόρφωσης είναι αποδεκτή με βάση προκαθορισμένα κριτήρια συμπεριφοράς. Στη εργασία αυτή υιοθετούνται μερικές αρχές από την βασική φιλοσοφία του Ιαπωνικού και άλλων διεθνών κανονισμών αντισεισμικού σχεδιασμού λιμενικών κατασκευών (PIANC 2001).

4.2. Σεισμός Σχεδιασμού

Δύο επίπεδα σεισμικής δόνησης χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό, ονομαστικά το επίπεδο EQ1 και το επίπεδο EQ2, με σκοπό:

- (α) να εξασφαλισθεί ένα καθορισμένο επίπεδο ασφάλειας και λειτουργικότητας για την κατηγορία EQ1.
- (β) να προσδιορισθεί ο βαθμός και ο τύπος των σεισμικών βλαβών για την κατηγορία EQ2.

Τα χαρακτηριστικά των δύο κατηγοριών σεισμικής δόνησης δίδονται στον Πίνακα 4.1. Η ταυτόχρονη εφαρμογή των δύο κριτηρίων σχεδιασμού είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για περιοχές μέτριας ή υψηλής σεισμικότητας, όπου π.χ. η ικανοποίηση του κριτηρίου EQ2 είναι δυνατόν να μην ικανοποιεί της απαιτήσεις ασφάλειας ή αδιάκοπης λειτουργίας κατά την διάρκεια ενός συμβάντος του κριτηρίου EQ1. Παρομοίως, η ικανοποίηση του κριτηρίου EQ1 δεν επαρκεί για την εξασφάλιση του επιπέδου επιτελεστικότητας του κριτηρίου EQ2. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι υψηλές εντάσεις της σεισμικής διέγερσης του κριτηρίου EQ2, δεν καθορίζουν απαραίτητα τον σχεδιασμό του λιμενικού κρηπιδοτοίχου, καθώς οι απαιτήσεις επιτελεστικότητας του κριτηρίου EQ1 είναι δυνατόν να είναι επικρατέστερες.

Πίνακας 4.1 Σεισμός σχεδιασμού

ΣΕΙΣΜΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	
EQ1	<p>Σεισμικές δονήσεις που είναι αρκετά πιθανόν ότι θα συμβούν κατά την διάρκεια της ζωής της κατασκευής.</p> <p>Η τυπική πιθανότητα υπέρβασης είναι 50%. Για διάρκεια κατασκευής $T = 50$ χρόνια, η περίοδος επαναφοράς είναι $T_1 = 75$ χρόνια</p>
EQ2	<p>Σεισμικές δονήσεις με, τυπικά, πολύ υψηλή ένταση που, όμως συνδέονται με σπάνια σεισμικά συμβάντα.</p> <p>Η τυπική πιθανότητα υπέρβασης είναι 10%. Για διάρκεια κατασκευής $T = 50$ χρόνια, η περίοδος επαναφοράς είναι $T_2 = 475$ χρόνια.</p>

4.3 Επίπεδο σεισμικών βλαβών

Το αποδεκτό επίπεδο σεισμικών βλαβών καθορίζεται ανάλογα με τις ειδικές ανάγκες χρήσης της κατασκευής και είναι δυνατόν να προσδιορισθεί από άποψη δομικών βλαβών και λειτουργικότητας κατά τον Πίνακα 4.2

Πίνακας 4.2 Αποδεκτά επίπεδα σεισμικών βλαβών

ΑΠΟΔΕΚΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΒΛΑΒΩΝ	Δομικές	Λειτουργικές
Επίπεδο Βλάβης D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	Ελάχιστες ή καθόλου βλάβες	Ελάχιστη ή καθόλου απώλεια λειτουργικότητας
Επίπεδο Βλάβης D2 Επιδιορθώσιμες βλάβες	Βλάβες λόγω περιορισμένης ανελαστικής συμπεριφοράς με μόνιμες παραμορφώσεις αλλά επιδιορθώσιμες	Σύντομη ή μέτριας διάρκειας απώλεια λειτουργικότητας για επισκευές
Επίπεδο Βλάβης D3 Σχεδόν κατάρρευση	Εκτεταμένες βλάβες, σχεδόν σε κατάσταση κατάρρευσης	Μακρόχρονη ή πλήρης απώλεια λειτουργικότητας
Επίπεδο Βλάβης D4 Κατάρρευση	Πλήρης απώλεια της κατασκευής	Πλήρης απώλεια λειτουργικότητας

4.4 Σπουδαιότητα κατασκευής

Η σπουδαιότητα των κατασκευών προσδιορίζεται με τα κριτήρια που περιγράφονται στον Πίνακα 4.3

Πίνακας 4.3 Σπουδαιότητα λιμενικών κατασκευών

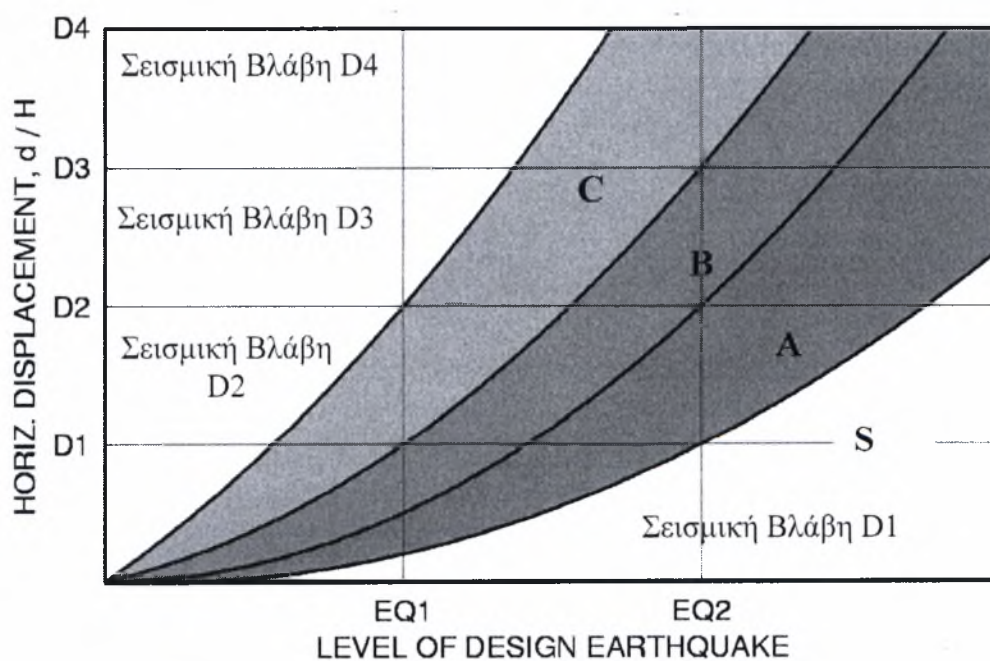
ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	
Σπουδαιότητα Σ4	<ol style="list-style-type: none">1. Κρίσιμες κατασκευές λόγω κινδύνου εκτεταμένης απώλειας ζωής και υλικής ζημίας2. Κρίσιμες κατασκευές την αντιμετώπιση της κατάστασης εκτάκτου ανάγκης μετά τον σεισμό3. Κρίσιμες κατασκευές που διαχειρίζονται επικίνδυνα / τοξικά υλικά4. Κρίσιμες κατασκευές, των οποίων αν διακοπεί η λειτουργία, θα υπάρξουν καταστροφικά αποτελέσματα στη οικονομία και το κοινωνικό περιβάλλον5. Κρίσιμες κατασκευές για θέματα εθνικής ασφαλείας
Σπουδαιότητα Σ3	Σημαντικές κατασκευές που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία Σ4 ή κατασκευές που είναι πολύ δύσκολο να επισκευασθούν.
Σπουδαιότητα Σ2	Συνήθεις κατασκευές
Σπουδαιότητα Σ1	Μικρές, εύκολα επιδιορθώσιμες κατασκευές

4.5 Βαθμίδα επιτελεστικότητας

Η επιθυμητή βαθμίδα επιτελεστικότητας προσδιορίζεται με βάση την σπουδαιότητα της κατασκευής από τον Πίνακα 4.4 και το Σχήμα 4.1. Οι διάφορες βαθμίδες επιτελεστικότητας αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης για τις δύο σεισμικές εντάσεις σχεδιασμού EQ1 και EQ2.

Πίνακας 4.4 Βαθμίδες επιτελεστικότητας (PIANC 2001)

ΒΑΘΜΙΔΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	Σεισμός Σχεδιασμού	
	Ένταση σεισμού EQ1	Ένταση σεισμού EQ2
ΒΑΘΜΙΔΑ S (Κατασκευές Σ4)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας
ΒΑΘΜΙΔΑ A (Κατασκευές Σ4, Σ3)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D2: Επιδιορθώσιμες βλάβες
ΒΑΘΜΙΔΑ B (Κατασκευές Σ3, Σ2)	D1: Διατήρηση της λειτουργικότητας	D3: Σχεδόν κατάρρευση
ΒΑΘΜΙΔΑ C (Κατασκευές Σ2, Σ1)	D2: Επιδιορθώσιμες βλάβες	D4: Κατάρρευση



Σχήμα 4.1. Σχηματικό διάγραμμα της επιτελεστικότητας της κατασκευής στις βαθμίδες S, A, B και C (PIANC 2001).

4.6 Κριτήρια σεισμικής βλάβης για εύκαμπτους τοίχους αντιστηρίξεως

Οι παράμετροι που καθορίζουν τα κριτήρια σεισμικής βλάβης για εύκαμπτους τοίχους αντιστηρίξεως περιγράφονται στο Σχήμα 4.4. Τα κριτήρια δίδονται υπό μορφή:

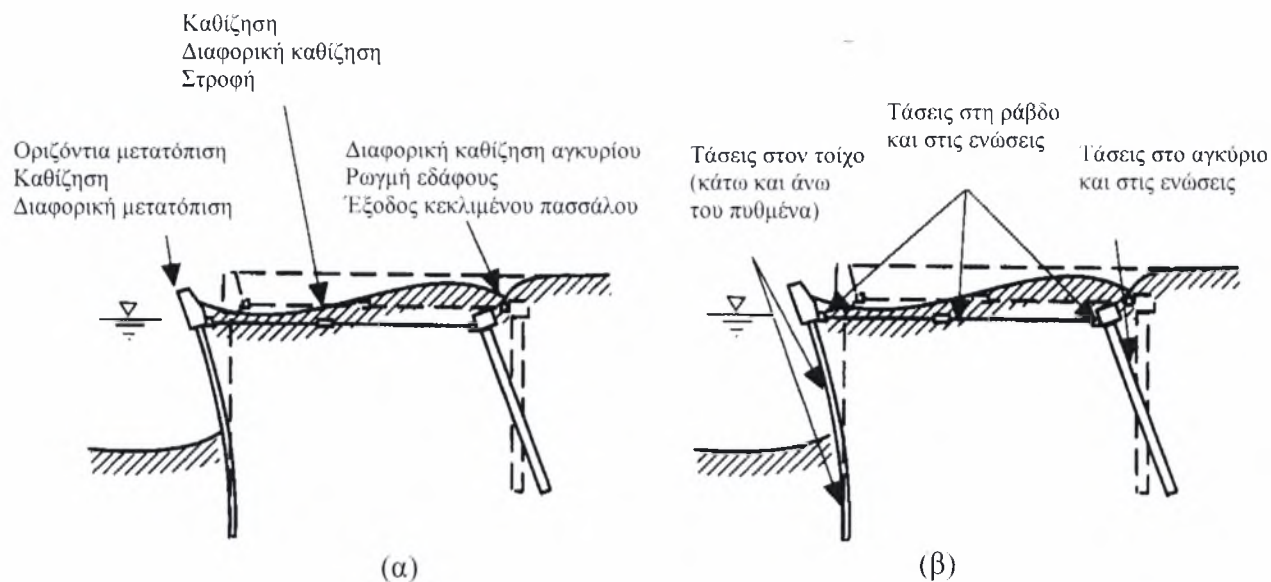
1. παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης u/H και στροφής του τοίχου
2. διαφορικών καθιζήσεων και στροφής της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους
3. διαφορικών καθιζήσεων και επιφανειακών ρωγμών στην περιοχή του αγκυρίου
4. τάσεων στον τοίχο
5. τάσεων στην ράβδο αγκύρωσης
6. τάσεων στο αγκύριο

Τα κριτήρια σεισμικής βλάβης για εύκαμπτους τοίχους που προτείνονται από την PIANC (2001) δίδονται στο Πίνακα 4.5. Σε κάθε επίπεδο σεισμικής βλάβης υπερσχύει το δυσμενέστερο από τα κριτήρια.

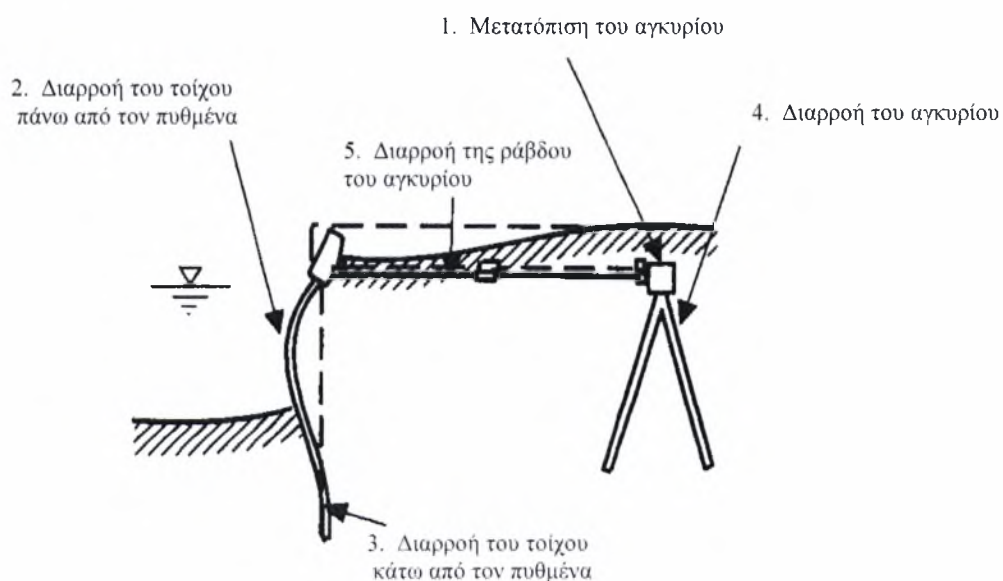
Η προτιμώμενη ακολουθία σεισμικής βλάβης των διαφόρων στοιχείων του συστήματος τοίχου – εδάφους – αγκυρίου θα πρέπει να καθορισθεί ανάλογα με τις ιδιαιτερότητες της συγκεκριμένης εφαρμογής. Αν η επισκευή ενός αγκυρίου είναι δύσκολο να επιτευχθεί, τότε η ορθή ακολουθία σχεδιασμού είναι η εξής (PIANC 2001):

1. Μετατόπιση του αγκυρίου
2. Διαρροή στην τοίχο πάνω από τον πυθμένα
3. Διαρροή στην τοίχο κάτω από τον πυθμένα
4. Διαρροή στο αγκύριο
5. Διαρροή στη ράβδο

Αν η αποκατάσταση του τοίχου είναι πιο δύσκολη από του αγκυρίου, η διαρροή του αγκυρίου θα πρέπει να προηγηθεί του τοίχου.



Σχήμα 4.4 Παράμετροι για τον καθορισμό των κριτηρίων σεισμικής βλάβης ενός εύκαμπτου διαφράγματος με αγκύριο (α) μετατοπίσεις και καθιζήσεις (β) τάσεις (PIANC 2001)



Σχήμα 4.5 Προτιμώμενη ακολουθία σεισμικής βλάβης ενός εύκαμπτου διαφράγματος με αγκύριο (PIANC 2001)

Μαζί με τα κριτήρια σεισμικής βλάβης για εύκαμπτους τοίχους που προτείνονται από την PIANC (2001) στο Πίνακα 4.5, προτείνονται και τρία νέα κριτήρια οριζόντιας μετατόπισης για επίπεδα σεισμικής βλάβης D2, D3 και D4. Συγκεκριμένα,

- Για επίπεδο σεισμικής βλάβης D2, $u_{all} < 0.030H$
- Για επίπεδο σεισμικής βλάβης D3, $u_{all} < 0.050H$
- Για επίπεδο σεισμικής βλάβης D4, $u_{all} > 0.050H$

Στον Πίνακα 4.6 δίδεται ο πλέον κατάλληλος τύπος ανάλυσης ανάλογα με κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας (PIANC 2001). Οι κατασκευές που σχεδιάζονται με υψηλότερα επίπεδα επιτελεστικότητας αναλύονται με πιο προχωρημένες μεθόδους. Οι απλουστευμένες μέθοδοι επαρκούν για προκαταρκτικό σχεδιασμό ή για μικρές σεισμικές εντάσεις.

Πίνακας 4.5 Κριτήρια σεισμικής βλάβης για εύκαμπτους τοίχους αντιστηρίξεως του PIANC (2001) και τροποποιήσεις (Ντακούλας 2006)

ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΒΛΑΒΗΣ	Επίπεδο D1	Επίπεδο D2	Επίπεδο D3	Επίπεδο D4
Τοίχος Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση d_w/H Παραμένουσα στροφή δ_w (προς τη θάλασσα)	$d_w/H < 0.015$ $\delta_w < 3^\circ$	$d_w/H < 0.030^*$	$d_w/H < 0.050^*$	$d_w/H > 0.050^*$
Επιφανειακό στρώμα (αργον) Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος και άλλων δομημάτων Παραμένουσα στροφή δ_a (προς τη θάλασσα)	$d_a < 0.03-0.1\text{m}$ $d < 0.3-0.7\text{m}$ $\delta_a < 2^\circ-3^\circ$	----	----	----
Μέγιστη απόκριση /παραμόρφωση Τοίχος πάνω από τον πυθμένα Τοίχος κάτω από τον πυθμένα Ράβδος αγκύρωσης Αγκύριο	Ελαστική Ελαστική Ελαστική Ελαστική	Πλαστική (< όριο πλαστιμότητας) Ελαστική Ελαστική Ελαστική	Πλαστική (< όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (< όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (< όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (< όριο πλαστιμότητας)	Πλαστική (> όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (> όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (> όριο πλαστιμότητας) Πλαστική (> όριο πλαστιμότητας)
d_w = Παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση τοίχου δ_w = Παραμένουσα στροφή δ προς τη θάλασσα d_a = Διαφορική καθίζηση επιφανειακού στρώματος δ_a = Παραμένουσα στροφή δ προς τη θάλασσα H = Ύψος του τοίχου * = τροποποιήσεις του κριτηρίου οριζόντιας μετατόπισης (Ντακούλας 2006)				

Πίνακας 4.6 Τύποι ανάλυσης και αντίστοιχα επίπεδα επιτελεστικότητας (Ντακούλας 2006).

	Επίπεδο επιτελεστικότητας			
	C	B	A	S
Απλουστευμένη ανάλυση Σχεδιασμός κατά Ebeling-Morison και υπολογισμός μετατοπίσεων κατά Newmark.	Τελικός σχεδιασμός	Προκαταρκτικός σχεδιασμός ή χαμηλή σεισμική ένταση	Προκαταρκτικός σχεδιασμός ή χαμηλή σεισμική ένταση	Προκαταρκτικός σχεδιασμός ή χαμηλή σεισμική ένταση
Απλουστευμένη δυναμική ανάλυση Σχεδιασμός κατά Ebeling-Morison και υπολογισμός μετατοπίσεων με βάση αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων.		Τελικός σχεδιασμός	Προκαταρκτικός σχεδιασμός ή χαμηλή σεισμική ένταση	Προκαταρκτικός σχεδιασμός ή χαμηλή σεισμική ένταση
Δυναμική ανάλυση Υπολογισμός μετατοπίσεων και τάσεων με προχωρημένη αριθμητική ανάλυση			Τελικός σχεδιασμός	Τελικός σχεδιασμός

5. ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΑΝ. ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

Equation Chapter 5 Section 1

Στο κεφάλαιο αυτό προτείνεται μία απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης που βασίζεται στα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης (Ντακούλας 2006, Ντακούλας και Ευαγγέλου 2006). Εν συνεχεία δίδεται ένα παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου.

Στάδιο 1 – Κριτήρια σχεδιασμού

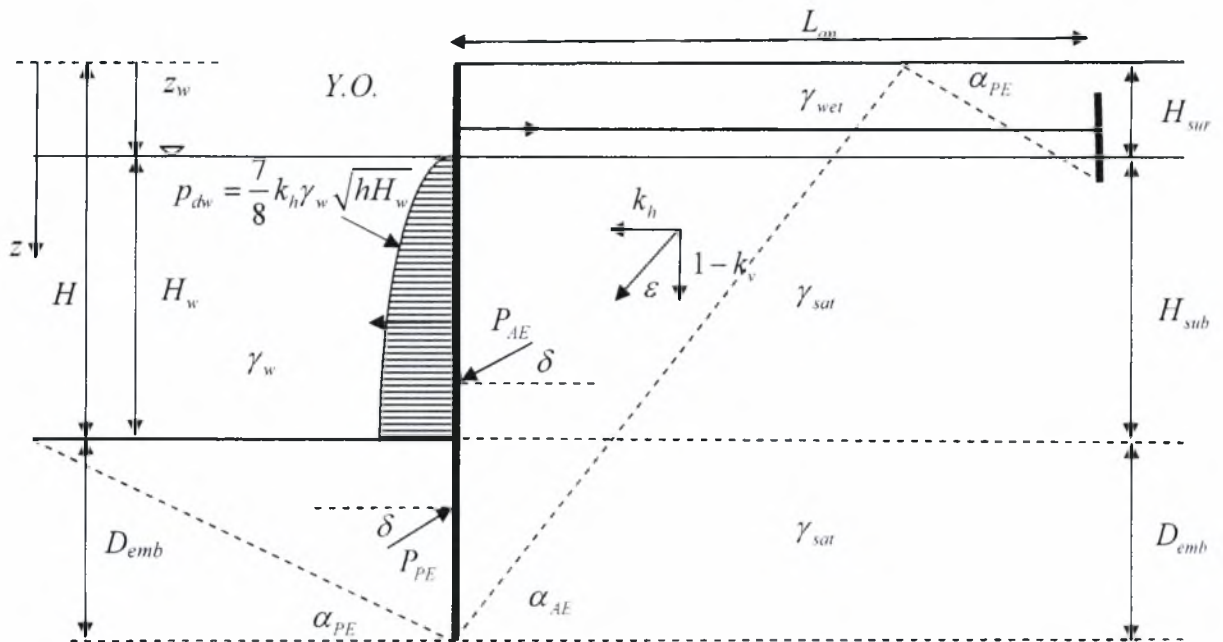
1. Προσδιορίζονται τα δύο επίπεδα σεισμικού σχεδιασμού EQ1 και EQ2 με βάση τα σεισμολογικά δεδομένα (βλέπε Πίνακα 4.1)
2. Από τον Πίνακα 4.3 προσδιορίζεται η σπουδαιότητα της κατασκευής (Σ1, Σ2, Σ3, Σ4).
3. Από τον Πίνακα 4.4 προσδιορίζεται η βαθμίδα της επιτελεστικότητας (S, A, B, C)
4. Από τον Πίνακα 4.5 προσδιορίζεται το επίπεδο της αποδεκτής σεισμικής βλάβης υπό μορφή παραμένουσας οριζόντιας μετατόπισης της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου

Στάδιο 2 – Βασικός σχεδιασμός κατά Ebeling – Morison

Ο βασικός σχεδιασμός του τοίχου αντιστηρίξεως γίνεται με την μέθοδο Ebeling-Morison (1993), με την οποία προσδιορίζεται το βάθος εγκιβωτισμού, η διατομή του εύκαμπτου τοίχου, διατομή της ράβδου του αγκυρίου και οι διαστάσεις του αγκυρίου.

Τα βασικά βήματα είναι τα εξής:

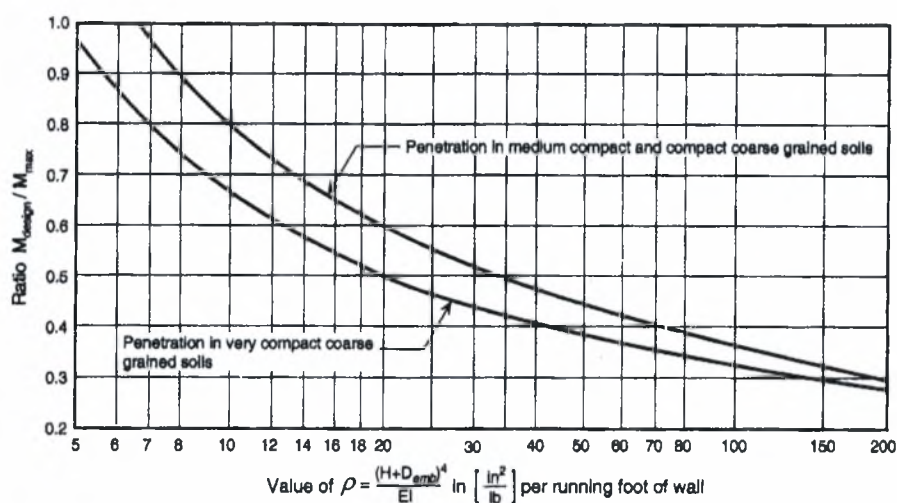
3. Σχεδιάζεται το αγκυρωμένο διάφραγμα για στατικές συνθήκες.
4. Επιλέγονται οι ψευδο-στατικές επιταχύνσεις σχεδιασμού $a_h = k_h g$ και $a_v = k_v g$
5. Υπολογίζεται η ενεργός ώθηση που ασκείται στη πίσω πλευρά του τοίχου με την μέθοδο Mononobe-Okabe, θεωρώντας ολόκληρο το ύψος του τοίχου.



Σχήμα 5.1 Τυπική μορφή αγκυρωμένου διαφράγματος και δυνάμεις εδάφους, ύδατος και ράβδου αγκυρίου (PIANC 2001)

6. Υπολογίζεται η παθητική ώθηση που ασκείται στη μπροστινή πλευρά του τοίχου με την μέθοδο Mononobe-Okabe.
7. Υπολογίζεται το ελάχιστο βάθος διείσδυσης με βάση την ισορροπία ροπών ως προς το σημείο της σύνδεσης της ράβδου αγκύρωσης στον τοίχο.
8. Υπολογίζεται η απαιτούμενη αντίσταση της αγκυρώσεως λαμβάνοντας οριζόντια ισορροπία των δυνάμεων επί του τοίχου, περιλαμβανομένων και των όλων των πιέσεων του ύδατος.
9. Υπολογίζεται η κατανομή των καμπτικών ροπών καθ' ύψος του τοίχου.
10. Υπολογίζεται η καμπτική ροπή σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή απομείωσης (Σχήμα 5.2) κατά Rowe (1952)
11. Επιλέγεται δύναμη σχεδιασμού της ράβδου αγκύρωσης ίση προς 130% αυτής που υπολογίσθηκε στο βήμα 6.

12. Υπολογίζεται το μέγεθος του αγκυρίου, με θεώρηση των παθητικών και ενεργητικών ωθήσεων και των πιέσεων πόρων που ασκούνται στις δύο πλευρές του αγκυρίου.
13. Επιλέγεται η απόσταση του αγκυρίου από το διάφραγμα, ώστε η ζώνη παθητικής αστοχίας μπροστά από το αγκύριο να μην ευρίσκεται εντός της ζώνης **σεισμικής** ενεργητικής αστοχίας του διαφράγματος (Σχήμα 5.1)
14. Ελέγχονται τα αποτελέσματα της ανακατανομής της υπερπίεσης ύδατος πόρων στην ευστάθεια του τοίχου.



Σχήμα 5.2 Συντελεστής διόρθωσης της καμπτικής ροπής σχεδιασμού κατά Rowe (1952).

E = μέτρο ελαστικότητας τοίχου, I = ροπή αδρανείας διατομής τοίχου (PIANC 2001)

Ισοδύναμο ειδικό βάρος

Equation Section 5

Σημειώνεται ότι τα εδάφη στο Σχήμα 5.1 έχουν διαφορετικά ειδικά βάρη. Υπενθυμίζεται όμως ότι η μέθοδος Mononobe-Okabe ισχύει για ομοιόμορφο ειδικό βάρος. Για τον λόγο αυτό υπολογίζεται ένα ισοδύναμο ειδικό βάρος υπό άνωση g_e που δίδεται από την σχέση

$$g_e = \frac{g_{wet}((H + D_{emb})^2 - (H_{sub} + D_{emb})^2) + g_b(H_{sub} + D_{emb})^2}{(H + D_{emb})^2} \quad (5.1)$$

Ισοδύναμος σεισμικός συντελεστής

Ο ισοδύναμος σεισμικός συντελεστής k_e αντιστοιχεί σε μία ψευδο-στατική επιτάχυνση. Ο συντελεστής k_e δεν είναι πάντα ίσος με a_{\max} / g , αλλά βασίζεται σε εμπειρικά δεδομένα και απαιτεί αρκετή κρίση του μηχανικού. Δίδεται από την σχέση

$$k_e = \begin{cases} \frac{a_{\max}}{g} & a_{\max} < 0.2g \\ \frac{1}{3} \zeta \frac{a_{\max}}{g} \psi^{1/3} & a_{\max} \geq 0.2g \end{cases} \quad (5.2)$$

Όταν το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από μία πλήρως κορεσμένη εδαφική μάζα που ευρίσκεται σε αστοχία κατά Mononobe-Okabe, η οριζόντια αδρανειακή δύναμη είναι ανάλογη του κορεσμένου ειδικού βάρους g_{sat} και η κατακόρυφη δύναμη της βαρύτητας είναι ανάλογη του ειδικού βάρους υπό άνωση g_b . Στην περίπτωση αυτή ο σεισμικός συντελεστής μεταβάλλεται ως εξής

$$k_h' = \frac{g_{sat}}{g_b} k_h \quad (5.3)$$

Στάδιο 3 – Υπολογισμός των μονίμων παραμορφώσεων

Ο υπολογισμός των μονίμων παραμορφώσεων γίνεται με βάση τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων με την μέθοδο ενεργών τάσεων. Ο υπολογισμός των μετατοπίσεων γίνεται ως εξής:

1. Υπολογίζεται η επιτάχυνση $a_{b,\max}$ σε βάθος -40 m ως εξής:

$$a_{b,\max} = a_{\max} r_d \quad (5.4)$$

όπου a_{\max} είναι μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους και r_d είναι ένας συντελεστής μείωσης που λαμβάνεται από το Σχήμα 5.3 ως συνάρτηση του βάθους και του μεγέθους M_w του σεισμού σχεδιασμού (Idriss 1999).

2. Υπολογίζεται η μόνιμη οριζόντια μετατόπιση u_1 της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως από το Σχήμα 5.5(α) για επιτάχυνση στην βάση του σχηματισμού ίση προς a_{\max} και σχετική πυκνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως ίση προς D_r . Η σχέση μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r , του διορθωμένου αριθμού κτύπων κρουστικής διείδυσης $N_{1,60}$ και της διαμέτρου D_{50} δίδεται στο Σχήμα 5.4. Για $D_{50}=0.5$ mm, η μόνιμη οριζόντια μετατόπιση u_1 της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου δίδεται από το Σχήμα 5.5(β) για επιτάχυνση στην βάση του σχηματισμού ίση προς a_{\max} και διορθωμένο αριθμό κτύπων της κρουστικής διείδυσης $N_{1,60}$.

3. Υπολογίζεται ο συντελεστής διόρθωσης για το βάθος εγκιβωτισμού C_D από το Σχήμα 5.6 για λόγο D/D_{MO} , όπου $D=D_{emb}$ = το πραγματικό βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου, D_{MO} = το ελάχιστο βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου υπολογισμένο με σεισμικές δράσεις κατά Mononobe-Okabe.

4. Υπολογίζεται ο συντελεστής διόρθωσης για το μήκος της ράβδου αγκύρωσης C_L από το Σχήμα 5.7 για λόγο L_{an}/L_{an}^{MO} , όπου L_{an} = το πραγματικό μήκος της ράβδου αγκύρωσης, L_{an}^{MO} = το ελάχιστο μήκος της ράβδου αγκύρωσης υπολογισμένο με σεισμικές δράσεις κατά Mononobe-Okabe.

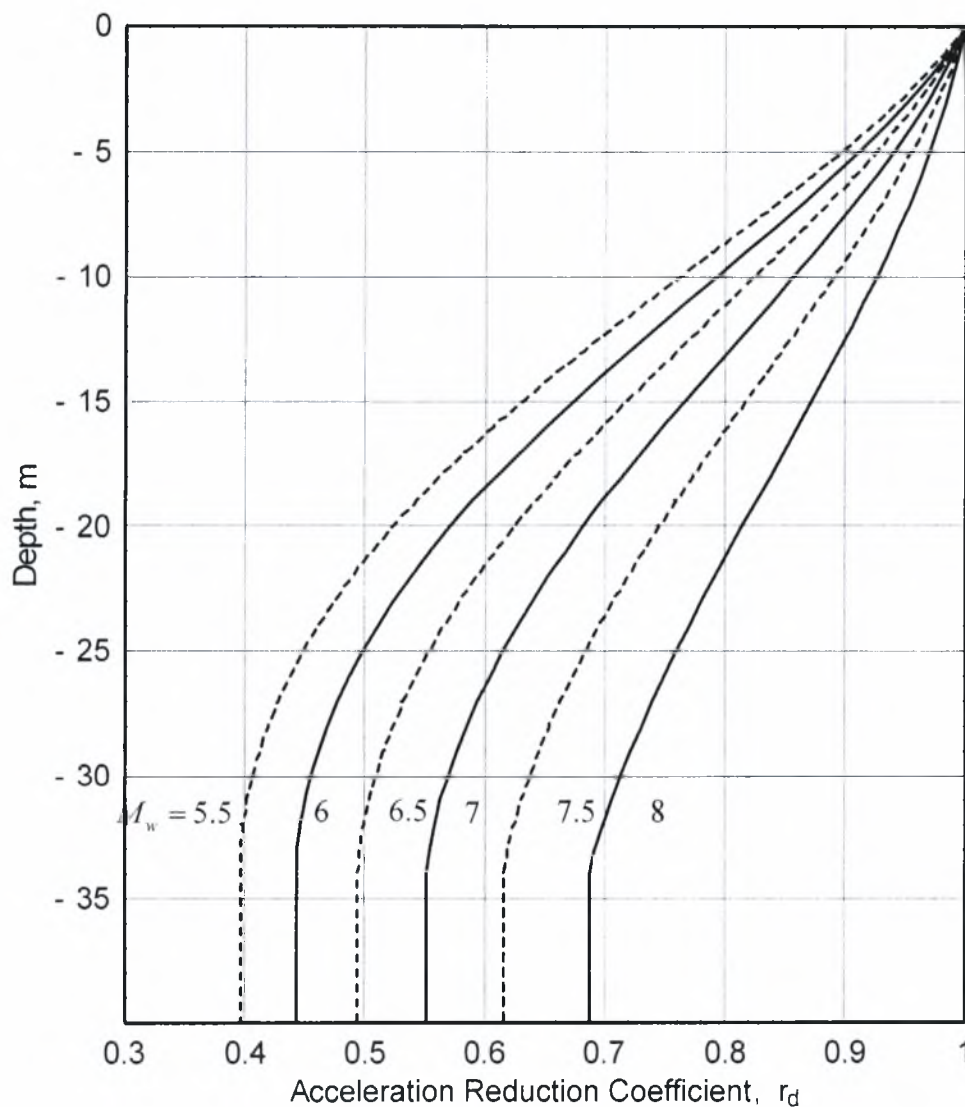
5. Υπολογίζεται ο συντελεστής διόρθωσης C_S για το πλάτος της ζώνης βελτίωσης S του αντιστηριζόμενου εδάφους από το Σχήμα 5.8 για τον λόγο $S/(H+D)$, όπου H = το ύψος και D = το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου. Δηλαδή, γίνεται η παραδοχή ότι στο πλάτος S η αντίσταση κρουστικής διείδυσης είναι $N_{1,60}^1$, ενώ στο υπόλοιπο αντιστηριζόμενο έδαφος είναι $N_{1,60}^0$, όπου $N_{1,60}^0 < N_{1,60}^1$. Εν συνεχεία υπολογίζεται ο συντελεστής C_S^* από την σχέση

$$C_S^* = 1 + C_S \left(\frac{u_0}{u_1} - 1 \right) \quad (5.5)$$

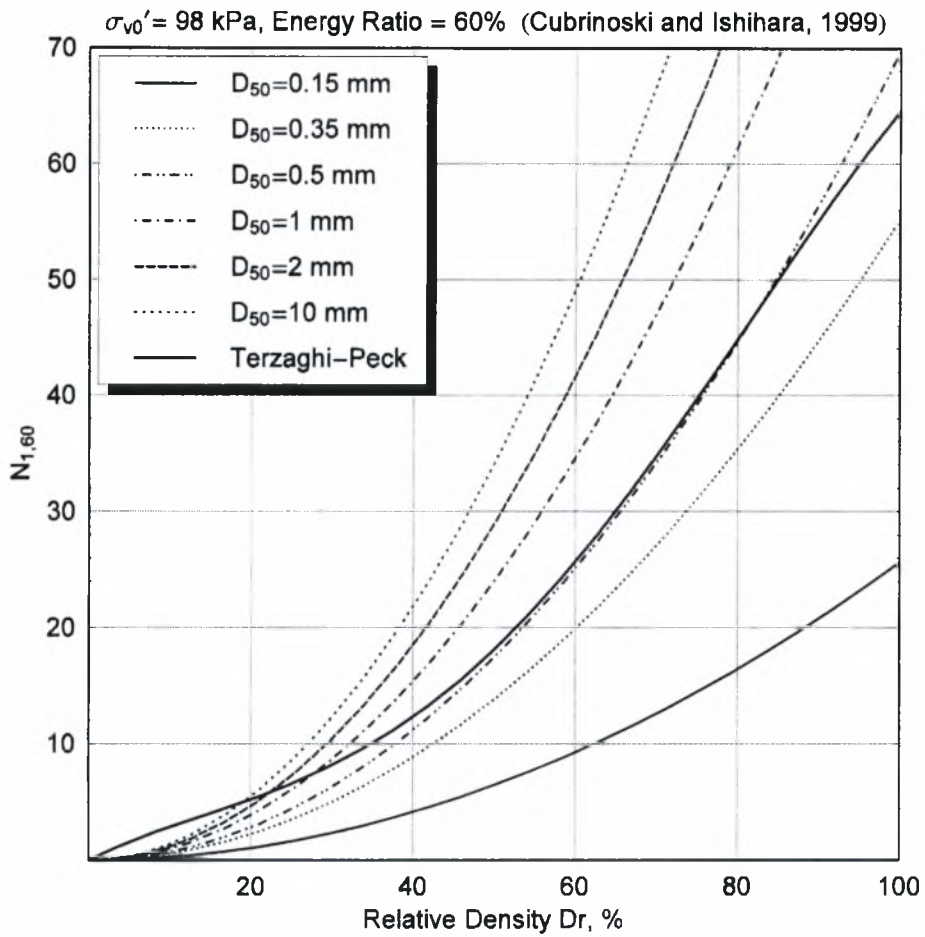
όπου u_0 , u_1 είναι η μόνιμες μετατοπίσεις του τοίχου αν όλο το πλάτος του αντιστηριζόμενου τοίχου έχει αντιστάσεις κρουστικής διείδυσης $N_{1,60}^0$ και $N_{1,60}^1$, αντίστοιχα. Αν δεν γίνει βελτίωση του εδάφους ή αν $S/(H+D) > 6$, τότε $C_s^* = 1$.

6. Η μόνιμη μετατόπιση υπολογίζεται ως εξής

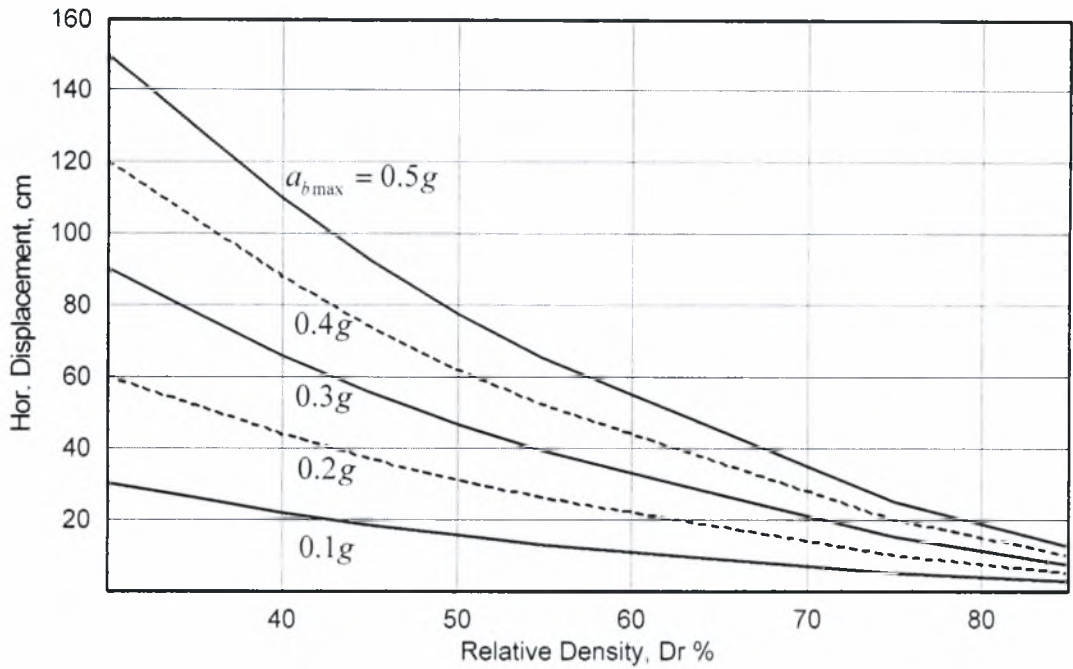
$$u_f = u_1 C_L C_D C_s^* \quad (5.6)$$



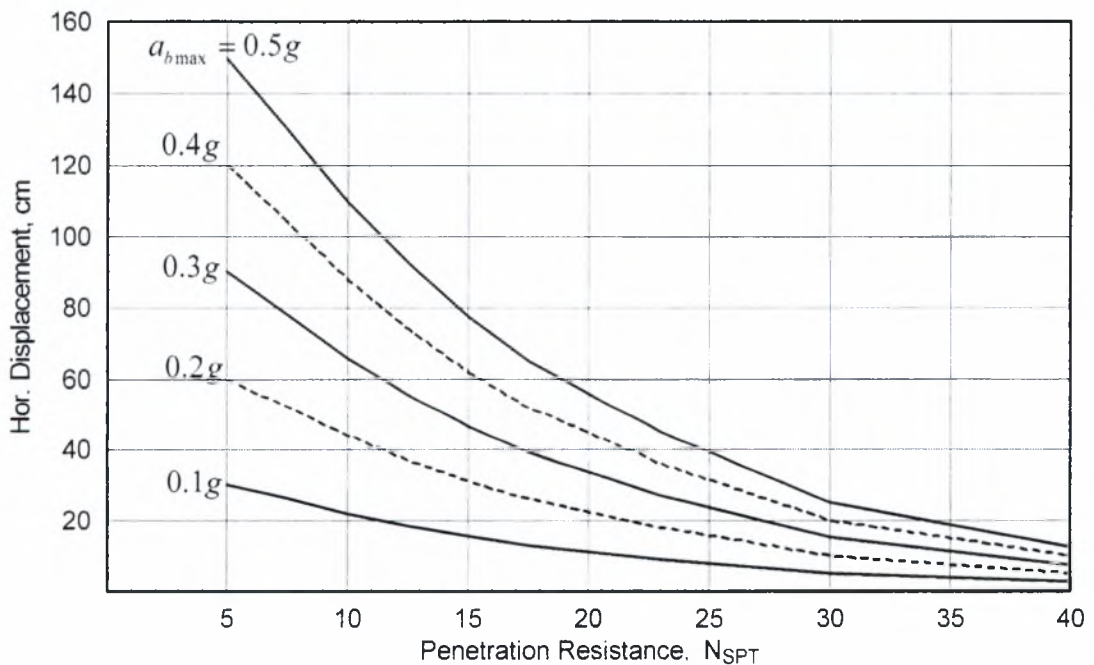
Σχήμα 5.3 Συντελεστής μείωσης της μέγιστης επιτάχυνσης με το βάθος κατά Idriss (1999) (Ντακούλας 2006)



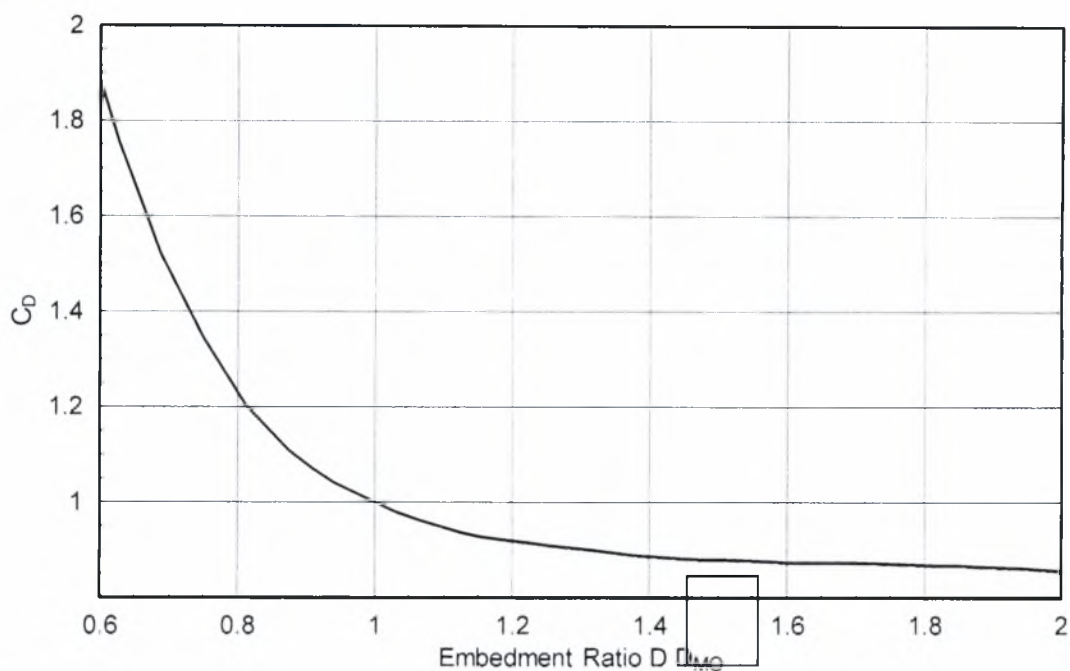
Σχήμα 5.4 Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του διορθωμένου αριθμού κτύπων κρουστικής διείσδυσης $N_{1,60} = (98 / \sigma'_v)^{1/2} N$ για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.15, 0.35, 0.5, 1, 2,$ και 10 mm ($\sigma'_{v0} = 98 \text{ kPa}$, ποσοστό ενέργειας 60 %).



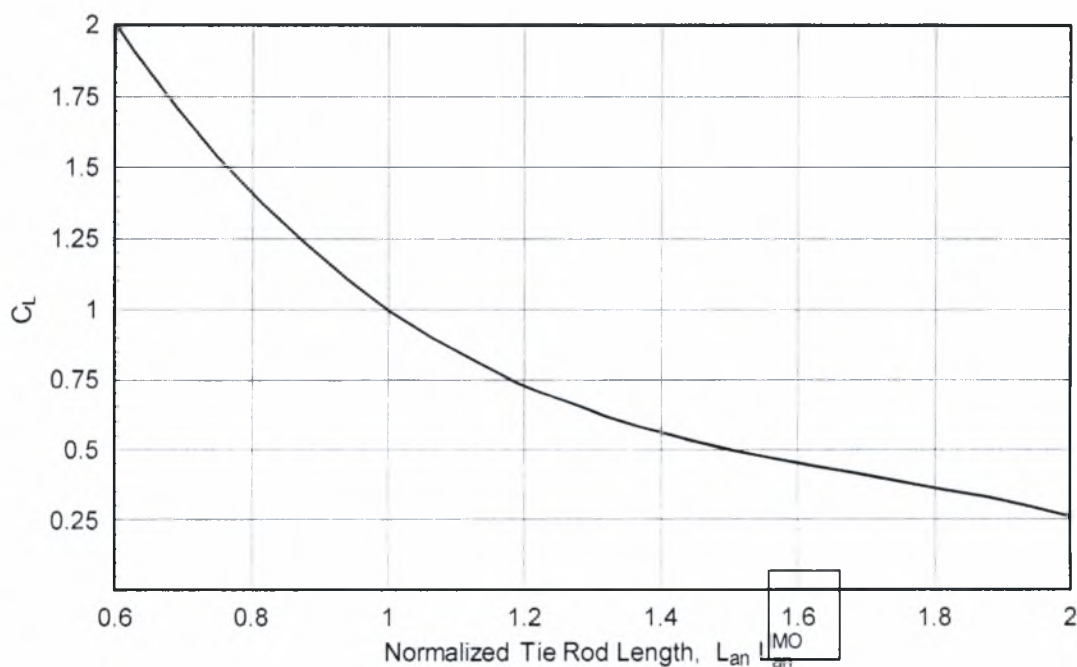
Σχήμα 5.5(α) Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως για διαφορετικές πυκνότητες D_r , του αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως και για επιτάχυνση στην βάση του σχηματισμού ίση προς $a_{b,max}$ (Ντακούλας 2006)



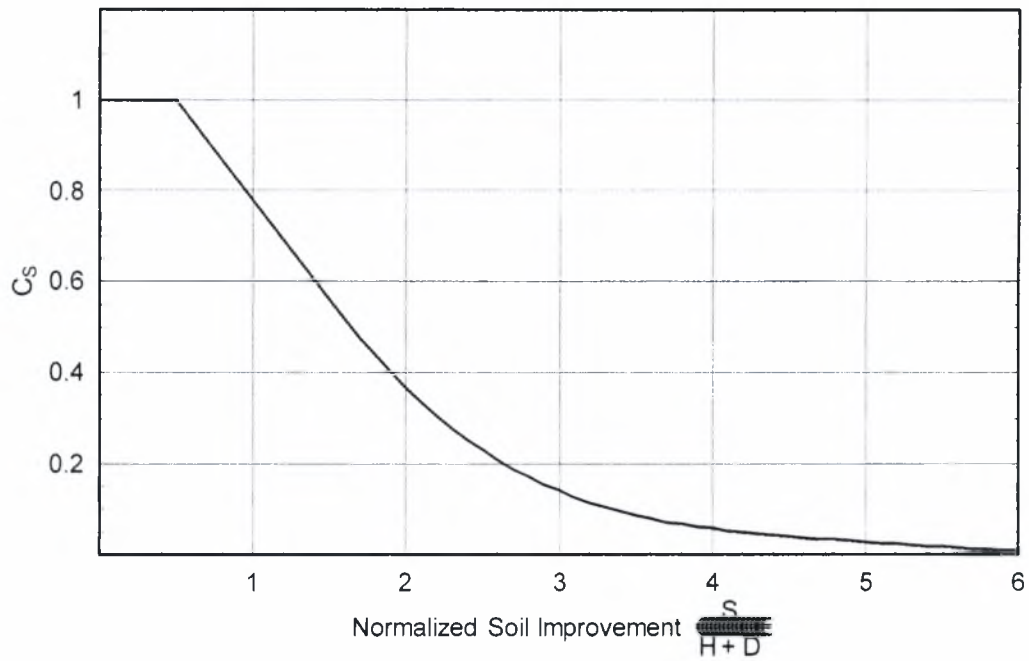
Σχήμα 5.5(β) Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της κεφαλής του εύκαμπτου τοίχου για διαφορετικές τιμές του αριθμού κτύπων κρουστικής διείδυσης $N_{1,60}$ του αντιστηριζόμενου εδάφους και εδάφους θεμελιώσεως και για επιτάχυνση στην βάση του σχηματισμού ίση προς $a_{b,max}$ (Παραδοχή: $D_{50} = 0.5$ mm), (Ντακούλας 2006)



Σχήμα 5.6 Επίδραση του βάθους εγκαθωτισμού του τοίχου στην οριζόντια μετατόπιση (D = το πραγματικό βάθος εγκαθωτισμού, D_{MO} = το ελάχιστο βάθος εγκαθωτισμού υπολογισμένο με σεισμικές δράσεις κατά Mononobe-Okabe). (Ντακούλας 2006)



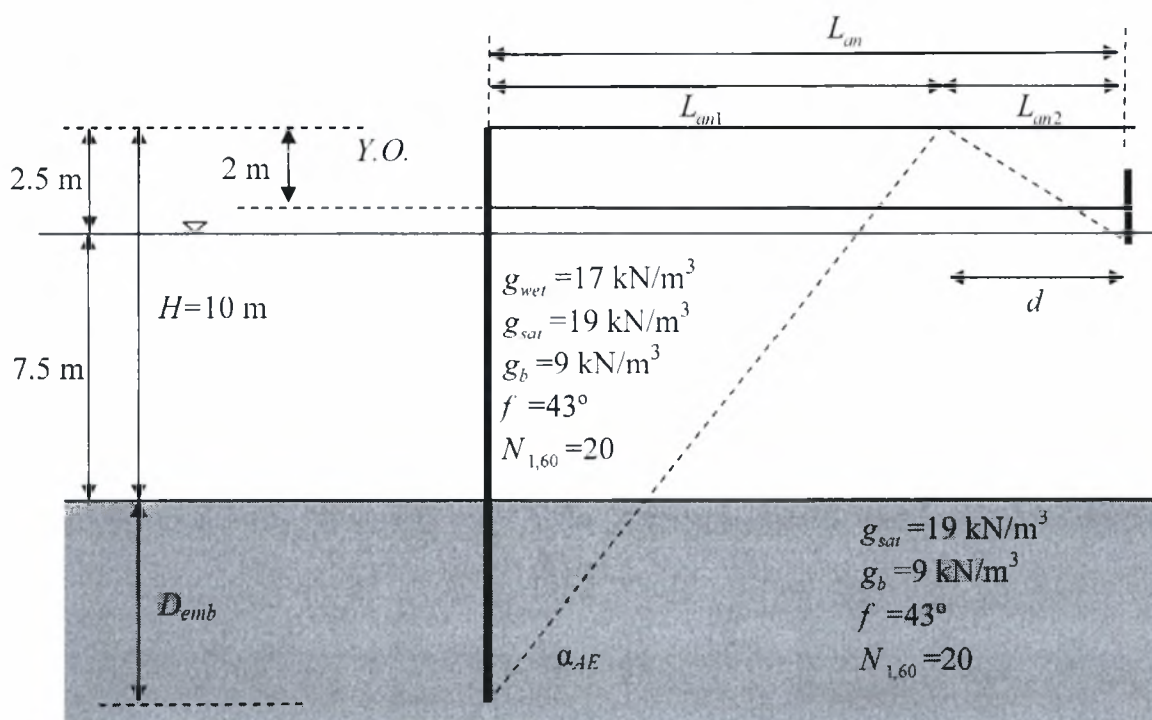
Σχήμα 5.7 Συντελεστής διόρθωσης για την επίδραση του μήκους της ράβδου αγκύρωσης στην οριζόντια μετατόπιση (L_{an} = το πραγματικό μήκος της ράβδου αγκύρωσης και L_{an}^{MO} = το ελάχιστο μήκος της ράβδου αγκύρωσης υπολογισμένο με σεισμικές δράσεις κατά Mononobe-Okabe) (Ντακούλας 2006)



Σχήμα 5.8 Συντελεστής διόρθωσης C_s για το πλάτος της ζώνης βελτίωσης S του αντιστηριζόμενου εδάφους. (H = το ύψος και D = το βάθος εγκιβωτισμού του τοίχου). (Ντακούλας 2006)

6. ΕΦΑΡΜΟΓΗ

Προτείνεται η κατασκευή του αγκυρωμένου εύκαμπτου τοίχου αντιστήριξης στο Σχήμα 6.1. Ο τοίχος έχει ύψος $H = 10$ m, θεμελιώνεται σε αμμώδες έδαφος και αντιστηρίζει επίσης αμμώδες έδαφος. Πίσω από τον τοίχο δημιουργείται μία βελτιωμένη ζώνη πλάτους $S = 40$ m του αντιστηριζόμενου εδάφους με αριθμό κρούσεων $N_{1,60} = 20$, ενώ το υπόλοιπο αντιστηριζόμενο έδαφος μετά από την ζώνη αυτή έχει αριθμό κρούσεων $N_{1,60} = 12$. Ο τοίχος υποστηρίζει ένα ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο $q_s = 10$ kPa. Δίδονται δύο επίπεδα σεισμικού σχεδιασμού: το πρώτο, με μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.2g$ και σεισμό μεγέθους $M_w = 7$ και, το δεύτερο, με μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.45g$ και σεισμό μεγέθους $M_w = 7.5$. Η σπουδαιότητα της κατασκευής είναι Σ3 (βλέπε Πίνακα 4.3). Ζητείται να σχεδιασθεί ο εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης με βαθμίδα επιτελεστικότητας Α (βλέπε Πίνακα 4.4 ή Σχήμα 4.1).



Σχήμα 6.1 Γεωμετρία αγκυρωμένου διαφράγματος και ιδιότητες του εδάφους.

Λύση

(α) Κριτήρια σχεδιασμού

Επίπεδο σεισμικού σχεδιασμού 1: Μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους $a_{\max} = 0.20g$ και αντιστοιχεί σε σεισμό μεγέθους $M_w = 7$ (περίοδος επαναφοράς 75 χρόνια).

Επίπεδο σεισμικού σχεδιασμού 2: Μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους $a_{\max} = 0.45g$ και αντιστοιχεί σε σεισμό μεγέθους $M_w = 7.5$ (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια).

Βαθμίδα επιτελεστικότητας: A

Στην βαθμίδα αυτή, στο επίπεδο σεισμικής έντασης 1 η μέγιστη επιτρεπτή οριζόντια μετατόπιση είναι

$$u_f < 0.015H = 15 \text{ cm.}$$

και η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων του τοίχου αντιστηρίξεως ελαστική. Με την απόκριση αυτή ο τοίχος διατηρεί την λειτουργικότητα.

Στο επίπεδο σεισμικής έντασης 2, η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων του τοίχου αντιστηρίξεως ελαστική, εκτός από το τμήμα του τοίχου πάνω από τον πυθμένα. Στο τμήμα αυτό η παραμόρφωση είναι δυνατόν να είναι πλαστική, αλλά δεν πρέπει να ξεπερνά την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο όριο πλαστιμότητας του πασσαλότοιχου. Η μέγιστη επιτρεπτή οριζόντια μετατόπιση είναι

$$u_f < 0.03H = 30 \text{ cm.}$$

Ο βασικός σχεδιασμός του τοίχου γίνεται με κριτήριο το δεύτερο επίπεδο σεισμικής έντασης, το οποίο έχει μία πιθανότητα υπέρβασης είναι 10% για μια διάρκεια ζωής της κατασκευής $T = 50$ χρόνια. Επομένως η μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού στην επιφάνεια του εδάφους είναι $a_{\max} = 0.45g$ και αντιστοιχεί σε σεισμό μεγέθους $M_w = 7.5$.

(β) Ενεργητικές ωθήσεις.

Για τον σχεδιασμό επιλέγεται δοκιμαστικά ένα βάθος εγκιβωτισμού $D_{emb} = 3.5$ m. Με επαναληπτικές δοκιμές της ανάλυσης αποδεικνύεται ότι το βάθος αυτό εξασφαλίζει την ισορροπία των ροπών του τοίχου ως προς το σημείο εφαρμογής της δύναμης αγκύρωσης, όπως περιγράφεται παρακάτω.

Τα εδάφη στο Σχήμα 6.1 έχουν διαφορετικά ειδικά βάρη. Η μέθοδος Mononobe-Okabe ισχύει για ομοιόμορφο ειδικό βάρος. Για τον λόγο αυτό υπολογίζεται ένα ισοδύναμο ειδικό βάρος υπό άνοση g_e που δίδεται από την σχέση

$$g_e = \frac{g_{wet}((H + D_{emb})^2 - (H_{sub} + D_{emb})^2) + g_b(H_{sub} + D_{emb})^2}{(H + D_{emb})^2} = 11.81 \text{ kN/m}^3$$

Το ισοδύναμο κορεσμένο ειδικό βάρος $g_{e,sat}$ δίδεται από την σχέση

$$g_{e,sat} = \frac{g_{wet}((H + D_{emb})^2 - (H_{sub} + D_{emb})^2) + g_{sat}(H_{sub} + D_{emb})^2}{(H + D_{emb})^2} = 18.33 \text{ kN/m}^3$$

Ο ισοδύναμος σεισμικός συντελεστής k_e στην οριζόντια διεύθυνση είναι

$$k_e = \begin{cases} \frac{a_{max}}{g} & a_{max} < 0.2g \\ \frac{1}{3} \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1/3} & a_{max} \geq 0.2g \end{cases}$$

Για $a_{max} = 0.45g$, $k_e = 0.26$

Ο τροποποιημένος σεισμικός συντελεστής μεταβάλλεται ως εξής

$$k_e' = \frac{g_{e,sat}}{g_e} k_e = 0.40$$

Στην κατακόρυφη κατεύθυνση θεωρούμε ότι $k_v = 0$.

Η γωνία e που υπεισέρχεται στην σχέση ενεργού ώθησης κατά Mononobe-Okabe είναι

$$e = \tan^{-1} \left(\frac{k_e' A}{1 - k_v} \right) = 21.6^\circ$$

Ο συντελεστής K_{AE} είναι ίσος προς

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(f - b - e)}{\cos e \cos^2 b \cos(d + b + e) \frac{1}{\lambda} + \sqrt{\frac{\sin(d + f) \sin(f - i - e)}{\cos(d + b + e) \cos(b - i)}} \frac{\phi}{\delta}} = 0.457$$

$$P_{AE,h} = \frac{1}{2} g_e (H + D_{emb})^2 (1 - k_v) K_{PE} \cos d = 515.50 \text{ kN/m}$$

Η δύναμη αυτή είναι ίση προς

$$P_{AE,h} = P_{A,h} + D P_{AE,h}$$

όπου

$$P_{A,h} = P_{A0,h} + P_{A1,h} + P_{A2,h} + P_{A3,h} \quad (\text{βλέπε Σχήμα 6.2})$$

Ο συντελεστής K_A είναι ίσος προς

$$K_A = \frac{\cos^2(f - b)}{\cos^2 b \cos(d + b) \frac{1}{\lambda} + \sqrt{\frac{\sin(d + f) \sin(f - i)}{\cos(d + b) \cos(b - i)}} \frac{\phi}{\delta}} = 0.174$$

Οι οριζόντιες συνιστώσες της στατικής P_A είναι (Σχήμα 6.2)

$$P_{A0,h} = 21.96 \text{ kN/m} \quad \text{με σημείο εφαρμογής } h_1 = 6.75 \text{ m}$$

$$P_{A1,h} = 8.64 \text{ kN/m} \quad \text{με σημείο εφαρμογής } h_1 = 11.83 \text{ m}$$

$$P_{A2,h} = 76.04 \text{ kN/m} \quad \text{με σημείο εφαρμογής } h_2 = 5.50 \text{ m}$$

$$P_{A3,h} = 90.44 \text{ kN/m} \quad \text{με σημείο εφαρμογής } h_3 = 3.67 \text{ m}$$

Συνεπώς η συνολική οριζόντια ενεργητική ώθηση είναι

$$P_{A,h} = P_{A0,h} + P_{A1,h} + P_{A2,h} + P_{A3,h} = 197.08 \text{ kN/m}$$

Το σημείο εφαρμογής της $P_{A,h}$ είναι $h = 4.32 \text{ m}$

Το δυναμικό τμήμα $DP_{AE,h}$ είναι

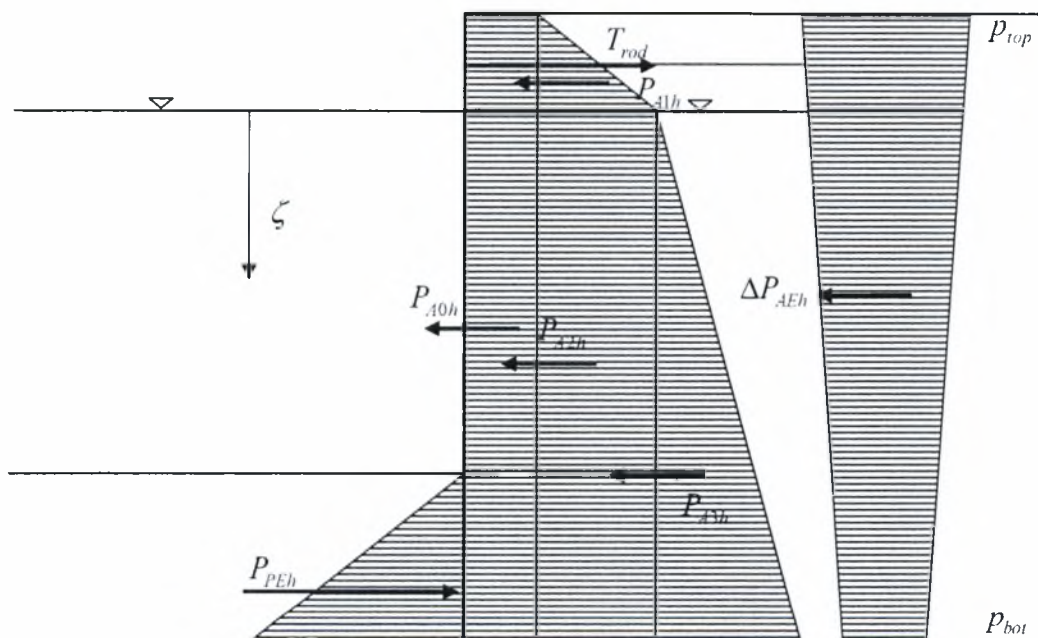
$$DP_{AE,h} = P_{AE,h} - P_{A,h} = 318.47 \text{ kN/m}$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης $DP_{AE,h}$ είναι

$$h_e = 0.6(H + D_{emb}) = 8.10 \text{ m}$$

Επομένως το σημείο εφαρμογής της συνιστώσας δυναμικής ώθησης $P_{AE,h}$ είναι

$$\bar{h} = \frac{P_A (H/3) + DP_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} = 6.66 \text{ m}$$



Σχήμα 6.2 Κατανομή στατικών και δυναμικών τάσεων που ασκούνται στον τοίχο

(β) Παθητικές ωθήσεις.

Ο τροποποιημένος σεισμικός συντελεστής μεταβάλλεται ως εξής

$$k'_A = \frac{g_{sat}}{g_b} k_h = \frac{g_{sat}}{g_b} k_e = 0.53$$

Η γωνία e που υπεισέρχεται στην σχέση παθητικής ώθησης κατά Mononobe-Okabe είναι

$$e = \tan^{-1} \left(\frac{k'_A}{1 - k'_v} \right) = 27.84^\circ$$

Για να ληφθεί υπόψη η μερική κινητοποίηση της παθητικής αντοχής, χρησιμοποιείται ένας μειωτικός συντελεστής ίσος προς 1.2.

$$f^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan f}{1.2} \right) = 37.85^\circ$$

και

$$d^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan d}{1.2} \right) = 18.17^\circ$$

όπου $d = f / 2$.

Ο συντελεστής K_{PE} είναι ίσος προς

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(f + b - e)}{\cos e \cos^2 b \cos(d - b + e) \left[\frac{1}{\lambda} - \sqrt{\frac{\sin(d + f) \sin(f + i - e)}{\cos(d - b + e) \cos(b - i)}} \right]} = 5.33$$

$$P_{PE,h} = \frac{1}{2} g_e (H + D_{emb})^2 (1 - k'_v) K_{PE} \cos d = 284.97 \text{ kN/m}$$

Το σημείο εφαρμογής της είναι $h_p = D_{emb} / 3 = 1.17 \text{ m}$

(γ) Υδροδυναμική δύναμη

$$P_{wd} = \frac{7}{12} k_h g_w H_w^2 = 82.22 \text{ kN/m}$$

με σημείο εφαρμογής $h_w = 0.4 H_w + D_{emb} = 6.5 \text{ m}$

(δ) Ισορροπία ροπών

$$\varepsilon \quad M_{tie-rod} = 36 \text{ kNm/m}$$

Η ανωτέρω μικρή θετική ροπή των 36 kNm/m είναι συντηρητική.

(ε) Μέγιστη ροπή στον τοίχο

Η μέγιστη ροπή παρουσιάζεται στο ύψος z του τοίχου όπου η διάτμηση είναι μηδέν.

Λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των τάσεων επί του τοίχου έχουμε ότι

$$P_{A,h}(z) = K_A q_s (H_{sur} + z) \cos d + K_A g_{wet} H_{sur} z \cos d + 0.5 K_A g_b z^2 \cos d$$

$$DP_{AE,h} = 0.5(H_{sur} + z) \left(2P_{top} - \frac{P_{top} - P_{bot}}{H + D_{emb}} (H_{sur} + z) \right)$$

$$P_{wd} = \frac{7}{12} k_h g_w z^2$$

Όπου

$$P_{top} = 1.6 \frac{DP_{AE}}{H + D_{emb}} = 37.74 \text{ kPa}$$

$$P_{bot} = 0.4 \frac{DP_{AE}}{H + D_{emb}} = 9.43 \text{ kPa}$$

Λαμβάνοντας ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων στο βάθος z , προκύπτει ότι $z = 4.58 \text{ m}$.

Αθροίζοντας όλες τις ροπές ως προς το σημείο $z = 4.58 \text{ m}$ προκύπτει ότι η μέγιστη ροπή είναι

$$M_{max} = 575.07 \text{ kNm/m}$$

Η M_{max} μειώνεται κατά Rowe (1952) με τον συντελεστή ρ (Σχήμα 6.2)

$$r = \frac{(H + D_{emb})^4}{EI} \text{ σε μονάδες in}^4/\text{psi}$$

όπου $E = 200 \text{ GPa}$ και $I = \text{ροπή αδρανείας}$.

$$s_{all} = 0.87s_y = 0.87 \cdot 250 \text{ MPa} = 218 \text{ MPa}$$

$$M_{all} = Z_e s_{all}$$

όπου το Z_e λαμβάνεται από τους πίνακες του κατασκευαστή πασσαλοτόιχων. Στον Πίνακα 6.1 εξετάζονται 6 διαφορετικές διατομές μεταλλικών πασσάλων της Bethlehem Steel. Για ένα πασσαλότοιχο τύπου PZ27, $M_{design} = 325.8 \text{ kNm/m} < M_{all} = 353 \text{ kNm/m}$. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 6.1, οι διατομές PZ27, PZ35 και PZ40, επαρκούν. Από αυτές επιλέγεται η πλέον οικονομική διατομή, PZ27.

Πίνακας 6.1

Διατομή	I_s m^4 / m	S m^3 / m	ρ lbs / in^2	M_{des} / M_{max}	M_{max} kNm / m	M_{des} kNm / m	M_{all} kNm / m	M_{all} / M_{des}	
PSA23	5.630E-06	1.280E-04	666.123	0.300	575.07	172.52	27.84	0.16	OXI
PSA31	4.410E-06	1.080E-04	851.730	0.300	575.07	172.52	23.49	0.14	OXI
PZ22	1.152E-04	9.700E-04	32.596	0.428	575.07	246.16	210.98	0.86	OXI
PZ27	2.515E-04	1.623E-03	14.935	0.567	575.07	325.84	353.00	1.08	NAI
PZ35	4.934E-04	2.605E-03	7.617	0.762	575.07	437.92	566.59	1.29	NAI
PZ40	6.705E-04	3.264E-03	5.605	0.905	575.07	520.31	709.92	1.36	NAI

(ζ) ράβδος αγκύρωσης

$$T_{design} = 1.3T_{rod} = 406.65 \text{ kN/m}$$

Για αγκύριο ανά 2 m,

$$T_{design-2m} = 813.3 \text{ kN/m}$$

Διάμετρος ράβδου

$$d = \sqrt{\frac{4 T_{design-2m}}{p \cdot 0.6s_y}} = 8.3 \text{ cm}$$

Η ελάχιστη απόσταση του αγκυρίου είναι

$$L_{an}^{MO} = (H + D_{emb}) / \tan a_{AE} + D_{an} / \tan a_{PE} = 24 \text{ m}$$

(η) Υπολογισμός μονίμων μετατοπίσεων

Επίπεδο σεισμικής έντασης 1:

Στην επιφάνεια του εδάφους $a_{\max} = 0.20g$. Από το Σχήμα 5.3 για βάθος $z = -40$ m, και $M_w = 7$, $r_d = 0.55$. Επομένως η επιτάχυνση σε βάθος -40 m είναι

$$a_{b\max} = a_{\max} r_d = 0.11g$$

Από το Σχήμα 5.5(β), για $N_{1,60} = 20$ και $a_{b\max} = 0.11g$ προκύπτει ότι $u_1 = 12$ cm.

Επίσης, για $N_{1,60} = 12$ και $a_{b\max} = 0.11g$ προκύπτει ότι $u_0 = 21$ cm.

Για $D = D_{MO}$, $C_D = 1$

Για $L_{an} = L_{an}^{MO}$, $C_L = 1$

Για $S = 40$ m, $\frac{S}{H + D_{emb}} = 2.96$, από το Σχήμα 5.8 προκύπτει $C_S = 0.14$ και

$$C_S^* = 1 + C_S \left(\frac{u_0}{u_1} - 1 \right) = 1.24$$

Η μόνιμη μετατόπιση της κεφαλής του τοίχου είναι

$$u_f = u_1 C_L C_D C_S^* = 12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.24 = 15 \text{ cm.}$$

Το κριτήριο της οριζόντιας μετατόπισης για την περίπτωση αυτή είναι

$$u_{all} = 0.015H = 0.015 \cdot 10 = 15 \text{ cm.}$$

Επομένως $u_f \leq u_{all}$.

Επίπεδο σεισμικής έντασης 2:

Στην επιφάνεια του εδάφους $a_{\max} = 0.45g$. Από το Σχήμα 5.3 για βάθος $z = -40$ m, και $M_w = 7.5$, $r_d = 0.62$. Επομένως η επιτάχυνση σε βάθος -40 m είναι

$$a_{b\max} = a_{\max} r_d = 0.28g$$

Από το Σχήμα 5.5(β), για $N_{1,60} = 20$ και $a_{b\max} = 0.28g$ προκύπτει ότι $u_1 = 32$ cm.

Επίσης, για $N_{1,60} = 12$ και $a_{b\max} = 0.28g$ προκύπτει ότι $u_0 = 60$ cm.

Για $D = D_{MO}$, $C_D = 1$

Για $L_{an} = L_{an}^{MO}$, $C_L = 1$

Για $S = 40$ m, $\frac{S}{H + D_{emb}} = 2.96$, από το Σχήμα 5.8 προκύπτει $C_S = 0.14$ και

$$C_S^* = 1 + C_S \left(\frac{u_0}{u_1} - 1 \right) = 1.13$$

Η μόνιμη μετατόπιση της κεφαλής του τοίχου είναι

$$u_f = u_1 C_L C_D C_S^* = 31 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.13 = 34 \text{ cm.}$$

Το κριτήριο της οριζόντιας μετατόπισης για την περίπτωση αυτή είναι

$$u_{all} = 0.03H = 0.03 \cdot 10 = 30 \text{ cm} < u_f$$

Επομένως απαιτείται βελτίωση του σχεδιασμού.

Αυξάνοντας το βάθος εγκαθωπισμού κατά 20% ($D_{emb} = 4.2$ m) και το μήκος αγκυρώσεως κατά 20% ($L_{an} = 28.8$ m) προκύπτει ότι $C_D = 0.93$ και $C_L = 0.73$, οπότε η μόνιμη μετατόπιση μειώνεται ως εξής

$$u_f = u_1 C_L C_D C_S^* = 31 \cdot 0.93 \cdot 0.73 \cdot 1.13 = 24 \text{ cm} < u_{all} = 30 \text{ cm}$$

Η παραπάνω λύση είναι επαρκής για το προκαταρκτικό στάδια σχεδιασμού. Δεδομένου όμως ότι η κατασκευή αυτή ανήκει στην κατηγορία Σ3 και το επίπεδο επιτελεστικότητας είναι Α, για την τελική μελέτη σχεδιασμού απαιτείται μία δυναμική αριθμητική ανάλυση για τον υπολογισμό των τάσεων της κατασκευής για τον επίπεδο σεισμικού σχεδιασμού 2, όπως προβλέπεται στον Πίνακα 4.6.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

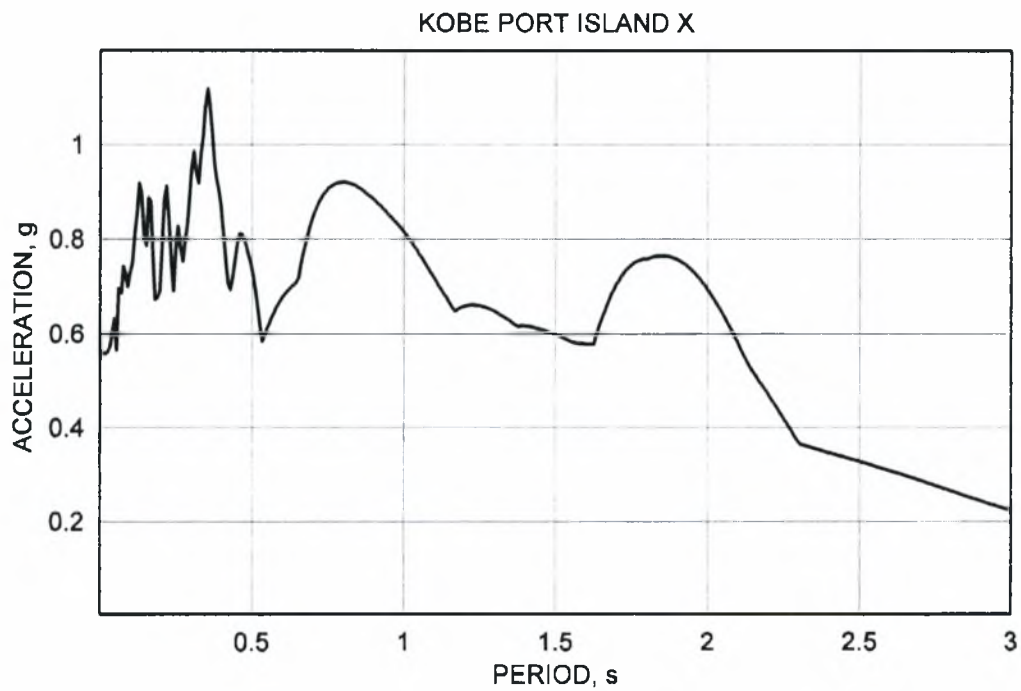
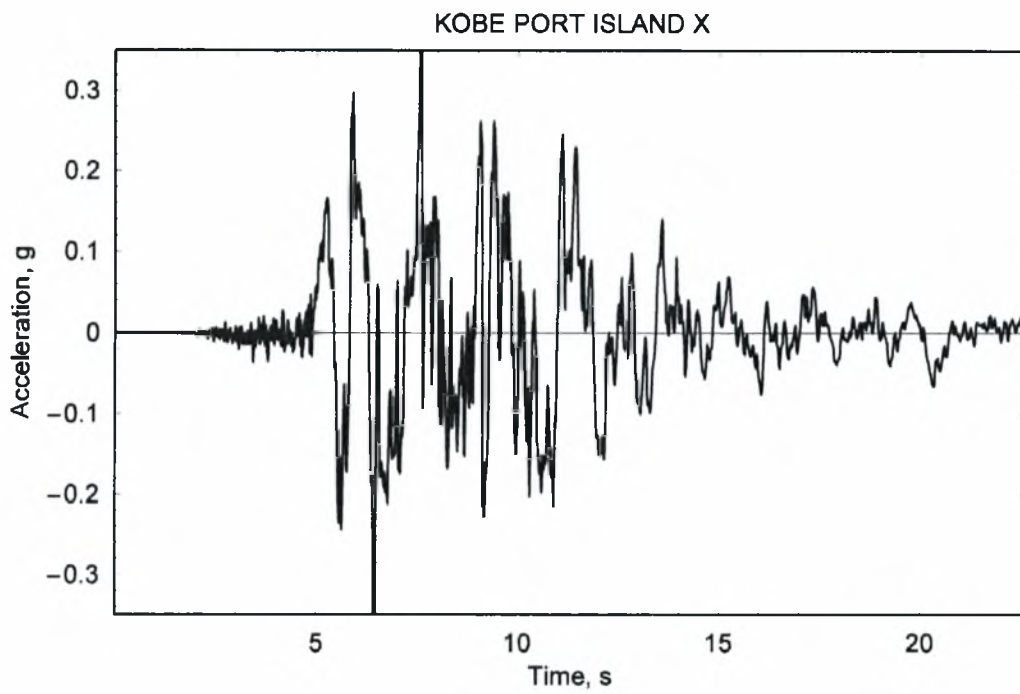
1. Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (1999). "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils." *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, pp. 61-71.
2. Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (2000). "Flow potential of sandy soils with different grain compositions." *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 103-119.
3. Cubrinovski, M. & Ishihara, K., (2001). "Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils." *Proceedings of the 15th ICSMFE*, Istanbul, Turkey, pp. 393-396.
4. Dakoulas, P., (2003a). "Seismic Analysis of Gravity Quay Walls." *Proceedings of the International Workshop IWS-Athens "Prediction and Simulation in Geomechanics"*, 14-15 October 2003, Athens, Greece.
5. Dakoulas, P., (2003b). "Verification of a constitutive model for non-cohesive soils." Research Report, University of Thessaly, Volos, Greece.
6. DeAlba, P., Seed, H. B., & Chan, C. K. (1976). "Sand liquefaction in large scale simple shear tests." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, 9, pp. 909-927.
7. Dennehy, K. (1985). "*Seismic Vulnerability, analysis and design of anchored bulkheads*." Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy New York, 212 p.
8. Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., and Powell, D. (1982). "Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method." *National Bureau of Standards Building Science Series 138*, 150 p.
9. Ebeling, R.M. & Morrison, E.E. (1992). "*The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*." U.S. Army Corps of Engineers, Technical Report ITL-92-11/NCEL TR-939, 329 p.
10. Fudo Construction Co. Ltd., (1993). "Kushiro Oki Earthquake Research Report." Fudo Construction Co. Ltd., February (in Japanese).
11. Gazetas, G., Dakoulas, P. & Dennehy, K. (1990). "Empirical seismic design method for waterfront anchored sheet pile walls." *Proc. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 232-250.
12. Iai, S., Tsuchida, H. and Finn, W.D Liam. (1985). "An Effective Stress Analysis of Liquefaction at Ishinomaki Port during the 1978 Miyagi-Ken-Oki Earthquake." *Report of the Port and Harbour Research Institute*. Vol 24, No

2. pp 3-83.
13. Iai, S. & Finn, W.D.L. (1993). "Evaluation of seismic sheet pile wall design." *Proc. 4th Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering*, Vol. 1: St. Jone's, Newfoundland, pp. 293-310.
 14. Iai, S. & Kameoka, T. (1993). "Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls." *Soils and Foundations* 33(1): 71-91.
 15. Iai, S., Matsunaga, Y., Morita, T., Miyata, M., Sakurai, H., Oishi, H., Ogura, H., Ando, Y., Tanaka, Y. & Kato, M. (1994). "Effects of remedial measures against liquefaction at 1993 Kushiro-Oki earthquake." *Proc. 5th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, NCEER-94-0026, National Center for Earthquake Engineering Research, pp. 135-152.
 16. Iai, S. & Ichii, K. (1997). "Excess pore water pressures behind quay walls." *Observation and Modeling in Numerical Analysis and Model Tests in Dynamic Soil-Structure Interaction Problems*, Geotechnical Special Publication No. 64, ASCE, pp. 11-25.
 17. Iai, S. (1998a). "Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake." *Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, pp.108-127.
 18. Iai, S. (1998b). "Seismic analysis and performance of retaining structures." *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, pp. 1020-1044.
 19. Iai, S. & Ichii, K. (1998). "Performance based design for port structures." *Proc. UJNR 30th Joint Meeting of United States-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, Gaithersburg, NIST (3-5), pp. 1-13.
 20. Idriss, I.M., (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential." *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
 21. Idriss, I.M., and Sun, J.I. (1992). "*User's Manual for SHAKE91*." Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
 22. Idriss, I.M. & Boulanger, W. R. (2004). "Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes." *Proc. 11th Int. Conf. on recent Advances in Geot. Earthquake Engng & Soil Dyn*, Vol. 1, pp. 32-56.
 23. Inatomi, T., Uwabe, T., Iai, S., Kazama, M., Yamazaki, H., Matsunaga, Y., Sekiguchi, S., Mizuno, Y. & Fujimoto, Y. (1994). "Damage to port facilities by the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki earthquake." *Technical Note of the Port and Harbour Research Institute*, No. 791, 449 p. (in Japanese).

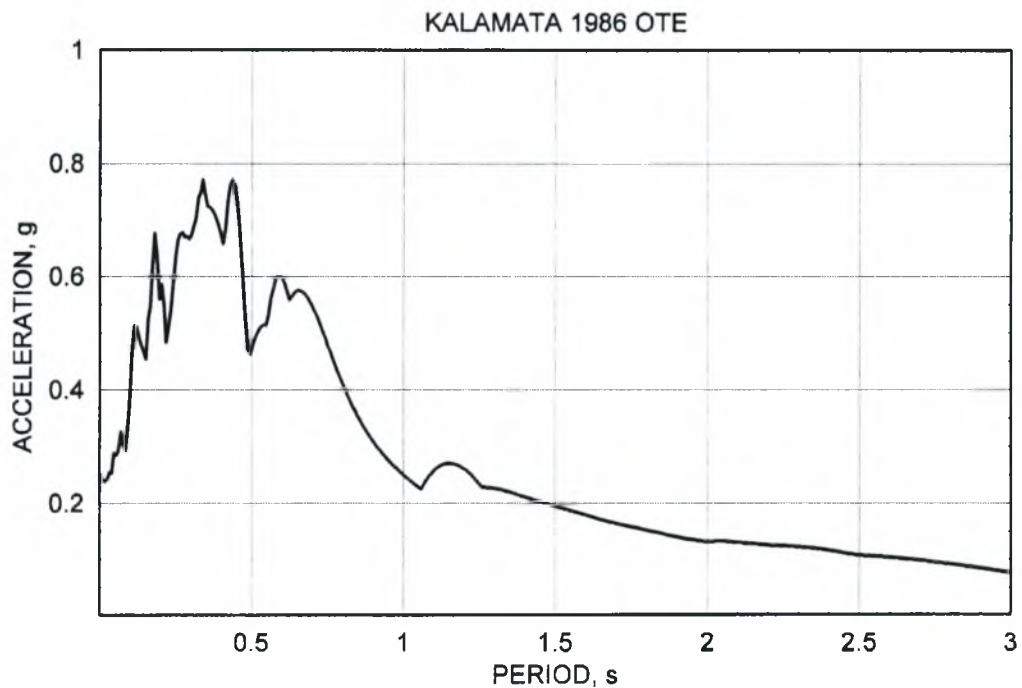
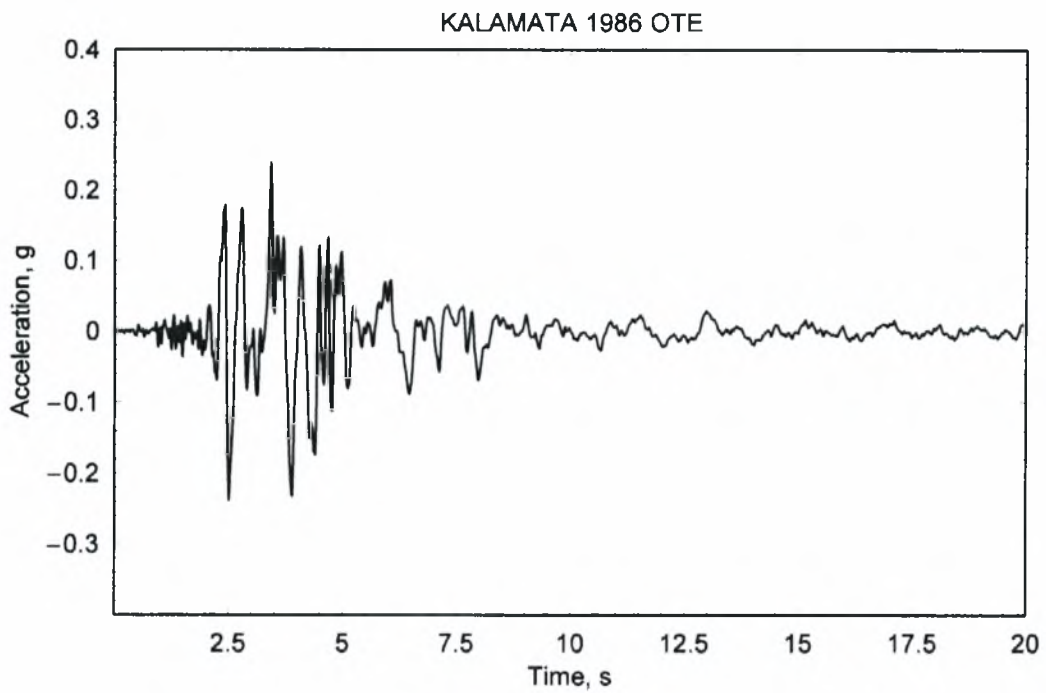
24. Kameoka, T. & Iai, S. (1993). "Numerical analyses on the effects of initial stress conditions on seismic performance of sheet pile quay walls." *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*. No. 751, 29 p. (in Japanese).
25. Kitajima, S. & Uwabe, T. (1979). "Analysis of seismic damage to anchored sheet pile bulk-head." *Report of Port and Harbour Research Institute* 18 (1): 67-127 (in Japanese).
26. Kramer, S.L. (1996). "*Geotechnical Earthquake Engineering*." Prentice Hall, 653 p.
27. Kulhawy, F.H., and Mayne, P.W, (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design." Electric Power Research Institute, California.
28. McCullough, N.J. & Dickenson, S.E. (1998). "Estimation of seismically induced lateral deformations for anchored sheetpile bulkheads." *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, pp. 1095-1106.
29. Ministry of Transport, Japan, First District Port and Harbour Construction Bureau (1984). "*Report on Damage to Akita Port and Restoration – Nihonkai – Chubu Earthquake*." (in Japanese).
30. Ministry of Transport, Japan (1989). "*Technical Standards for Port and Harbour Facilities and Commentaries*." Japan Port and Harbour Association (in Japanese); English excerpt (1991) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, 438 p.
31. Ministry of Transport, Japan (1999). "*Design Standard for Port and Harbour Facilities and Commentaries*" Japan Port and Harbour Association, 1181 p. (in Japanese); English edition (2001) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.
32. Mononobe, N., and Matsuo, H. (1929). "On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes." *Proceedings of the 9th World Engineering Conference*.
33. Newmark, N. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments." *Geotechnique*, Vol 15, No 2. pp. 139-160.
34. Noda, S., Uwabe, T. & Chiba, T. (1975). "Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall." *Report of Port and Harbour Research Institute* 14(4): 67-111 (in Japanese).
35. Ντακούλας, Π., (2004). "Βάση δεδομένων ιστορικών περιστατικών εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως." Ερευνητική Εργασία για την Γ.Γ.Ε.Τ., Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.
36. Ντακούλας, Π., (2005). "Ανάλυση ιστορικών περιστατικών εύκαμπτων τοίχων αντιστηρίξεως και επίδραση της τρισδιάστατης γεωμετρίας." Ερευνητική Εργασία για την Γ.Γ.Ε.Τ., Παραδοτέο 2, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

37. Ντακούλας, Π. (2006). “Κατευθυντήριες Οδηγίες Αντισεισμικού Κανονισμού για Συνθήκες Εδαφών Χ” Ερευνητική Εργασία για την Γ.Γ.Ε.Τ., Παραδοτέο 4, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.
38. Ντακούλας, Π., και Ευαγγέλου, Β. (2006). “Δυναμική ανάλυση και αντισεισμικός σχεδιασμός εδάμπτων τοίχων αντιστηρίξεως και επίδραση της τρισδιάστατης γεωμετρίας.” Ερευνητική Εργασία για την Γ.Γ.Ε.Τ., Παραδοτέο 3, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.
39. Okabe, S. (1926). “General Theory of Earth Pressures.” *Journal of Japan Society of Civil Engineering*. Vol 12, No 1.
40. Pastor, M., O. Zienkiewicz, O., & Chan, C. H. (1990). “Generalized plasticity and the modeling of soil behavior.” *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, pp. 151-190.
41. PHRI (Port and Harbour Research Institute). (1997). “*Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land*.” A.A. Balkema. Rotterdam, Netherlands. 312 p.
42. PIANC (2001), “*Seismic Design Guidelines for Port Structures*.” International Navigation Association, ISBN 90-265-1818-8, Balkema, Tokyo, 324 p.
43. Steedman, R.S., and Zeng, X. (1996). “Rotation of large gravity walls on rigid foundations under seismic loading.” *Proc. ASCE Annual Convention*, Washington.
44. Steedman, R.S., and Zeng, X. (1998). “Seismic design of retaining walls.” *Geotechnical Engineering*. Vol 131, pp. 12-22.
45. Towhata, I., and Islam. Md. S. (1987). “Prediction of Lateral Displacement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction.” *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 27, No 4, pp. 137-147.
46. Uwabe, T. (1983). “Estimation of earthquake damage deformation and cost of quay walls based on earthquake damage records.” *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, No. 473, 197 p. (in Japanese).
47. Werner, S.D. (1986). “A case study of the behavior of seaport facilities during the 1978 Miyagi-ken Oki earthquake.” *Proc. Lifeline Seismic Risk Analysis-Case Studies*, ASCE, pp.113-130.
48. Werner, S. D. and Hung, S. J., (1982). “Seismic Response of Port and Harbor Facilities.” prepared under NSF Grant No. CEE-8012337, Agbabian Associates, El Segundo, Calif., October.
49. Werner, S.D. (ed.) (1998). “*Seismic Guidelines for Ports*.” Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No. 12, ASCE.

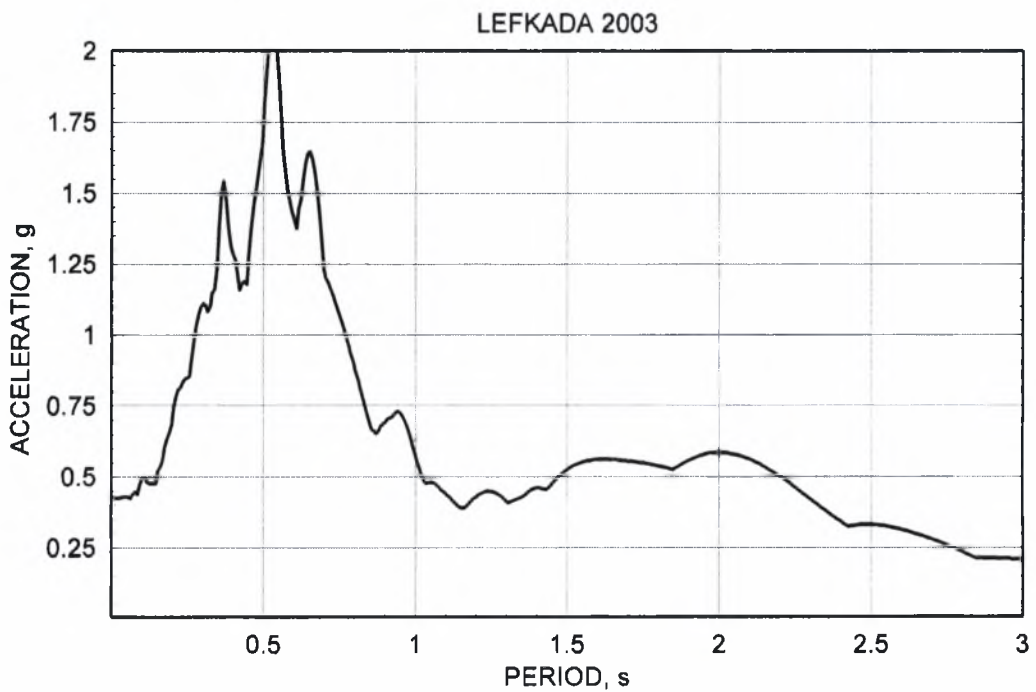
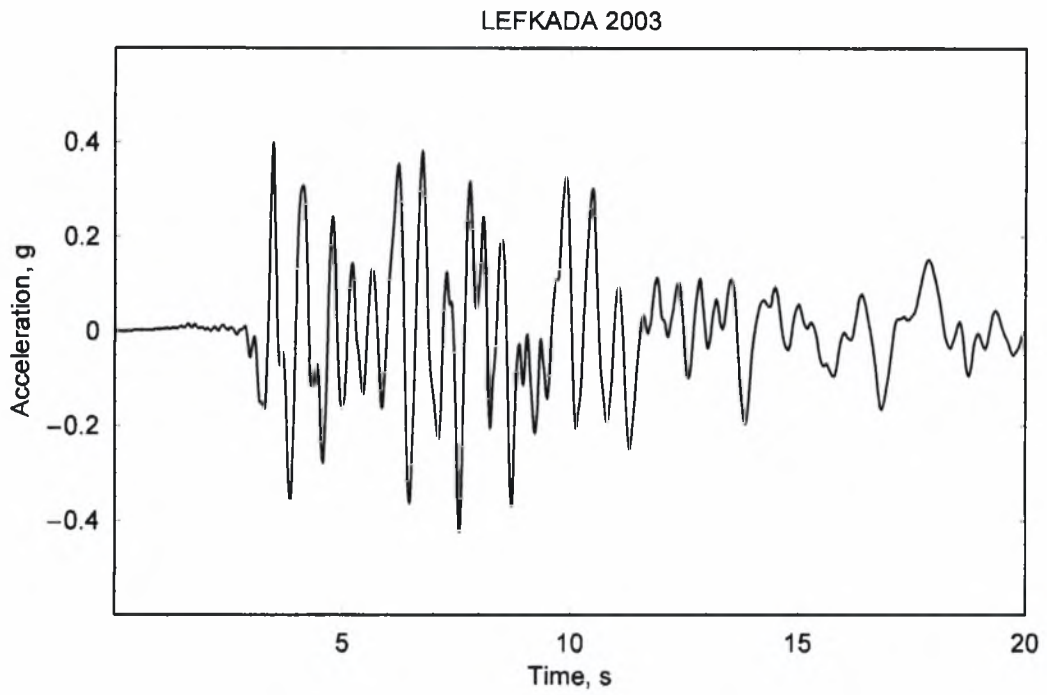
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ



Σχήμα Α.1. Σεισμική καταγραφή από τον σεισμό του Kobe (1995), στη θέση Port Island, (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης (β) φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης ($\beta = 5\%$).

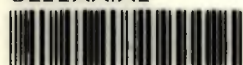


Σχήμα Α.2. Σεισμική καταγραφή από τον σεισμό της Καλαμάτας (1986) στη θέση του κτιρίου του ΟΤΕ, (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης (β) φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης ($\beta = 5\%$).



Σχήμα Α.3. Σεισμική καταγραφή από τον σεισμό της Λευκάδας (2003) στη Λευκάδα, (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης (β) φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης ($\beta = 5\%$).

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



00400008595 1

