



Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ»

**Σύγχρονη Μεθοδολογία Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας
και Αντισεισμικής Αναβάθμισης Λιμενικών Συστημάτων**

MIS : 380174.

Δράση 3:

Ανάπτυξη και επαλήθευση αριθμητικής μεθοδολογίας
σεισμικής ανάλυσης λιμενικών κρηπιδοτοίχων

Παραδοτέο 3.1:

Μέθοδος μή γραμμικής δυναμικής ανάλυσης

Σύνταξη: ΕΜΠ

Σεπτέμβριος, 2015

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1.	Εισαγωγή.....	2
2.	Ιστορικό Περιστατικό Αστοχίας Κρηπιδώματος του ROKKO ISLAND στο Σεισμό του Κόμπε.....	2
3.	Αριθμητική ανάλυση του περιστατικού στον κώδικα FLAC	7
4.	Ανάλυση με χρήση του Καταστατικού Προσομοιώματος FINN	10
4.1	Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος FINN και βαθμονόμηση	10
4.2	Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με FINN)	13
5.	Ανάλυση με χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND	18
5.1	Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND και βαθμονόμηση	18
5.2	Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με UBCSAND)	22
6	Ανάλυση με χρήση καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ	27
6.1	Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ	27
6.2	Επαλήθευση και βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ.....	34
6.3.	Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με PASTOR-ZIENKIEWICZ)	50
7.	Σύγκριση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	55
8.	Παραμετρική Διερεύνηση Προβλήματος.....	55
9.	Βιβλιογραφία.....	65

1. Εισαγωγή

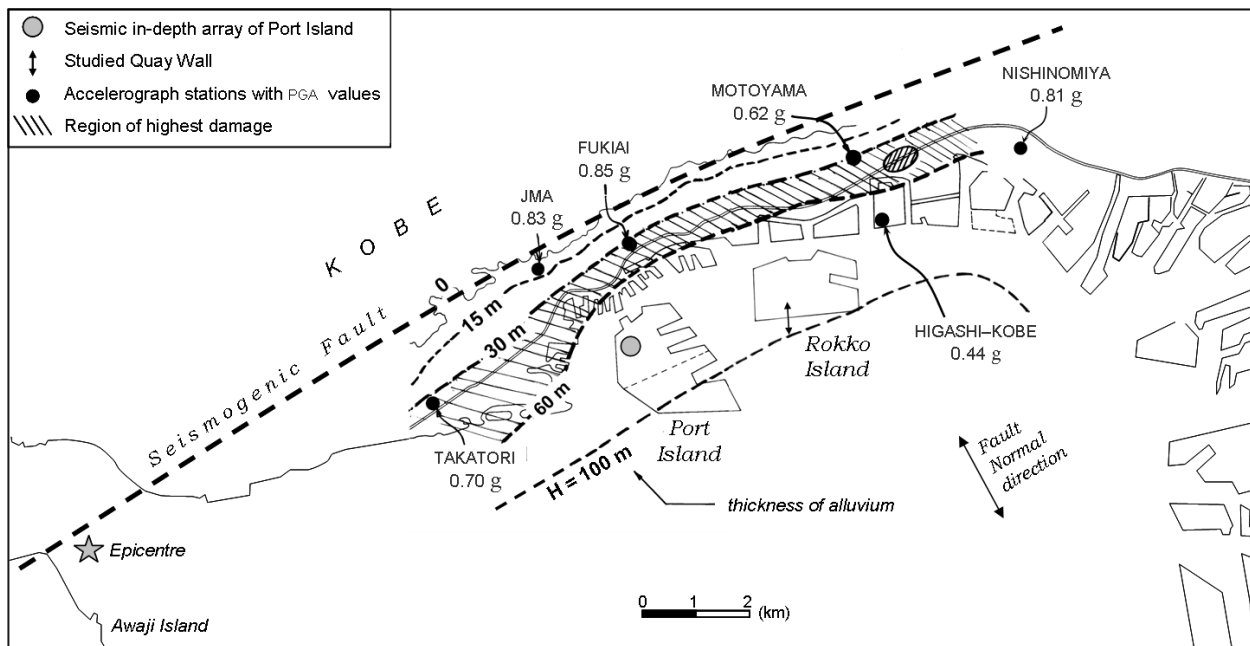
Σκοπός του πακέτου εργασίας 3.1 είναι η ανάπτυξη κατάλληλης μεθοδολογίας για την ανάλυση προβλημάτων σεισμικής απόκρισης κρηπιδοτοίχων. Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται σε ανάλυση ενεργών τάσεων και χρήση κατάλληλων καταστατικών προσομοιωμάτων για το εδαφος, τα οποία μπορούν να βαθμονομηθούν με συνήθεις γεωτεχνικές παραμέτρους.

Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε, ως πρότυπο πρόβλημα, το επαρκώς καταγεγραμμένο ιστορικό περιστατικό του κρηπιδοτοίχου του Rokko Island, το οποίο υπέστη σημαντικές μετατοπίσεις και στροφές στο σεισμό του Κόμπε. Το ιστορικό αυτό περιστατικό προσομοιώθηκε στον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D. Έγινε χρήση τριών διαφορετικών καταστατικών προσομοιωμάτων: α) ένα πολύ απλουστευμένο (FINN), β) ένα πιο προχωρημένο (UBCSAND) και γ) ένα πλήρως σοφιστευμένο (PASTOR-ZIENKIEWICZ). Τα δύο πρώτα παρέχονται από τον κώδικα FIAC, ενώ το τελευταίο ενσωματώθηκε στον κώδικα από το Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας. Όλα τα καταστατικά προσομοιώματα βαθμονομήθηκαν με βάση τον αριθμό SPT ή την σχετική πυκνότητα D_r , παράμετροι που μπορούν εύκολα να προκύψουν από επιτόπιες ή εργαστηριακές δοκιμές.

2. Ιστορικό Περιστατικό Αστοχίας Κρηπιδώματος του ROKKO ISLAND στο Σεισμό του Κόμπε

Τα πολυάριθμα περιστατικά από το λιμάνι του Κόμπε αποτελούν πολύτιμη πηγή πραγματικών καταγεγραμμένων περιστατικών. Στην πλειοψηφία τους οι κρηπιδότοιχοι ήταν κιβωτιοειδούς διατομής. Σχεδιάστηκαν δε ψευδοστατικά, με σεισμικούς συντελεστές να ποικίλουν από 0.15 έως 0.25. Τοποθετήθηκαν πάνω σε χαλικώδη επίχωση αποτελούμενη από αποσυντιθέμενο γρανίτη (Masado) , το οποίο αντικατέστησε πλήρως τα μαλακά στρώματα αργίλου που βρίσκονταν στο σημείο έδρασης με στόχο τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας και τη μείωση των καθιζήσεων. Οι σημαντικότερες βλάβες καταγράφηκαν στους κρηπιδότοιχους του Port Island και του Rokko Island (βλ. Σχήμα 1), οι οποίοι, όντας σε σχεδόν παράλληλη θέση με την ακτογραμμή και το ρήγμα, υποβλήθηκαν στις πιο ισχυρές επιταχύνσεις, σε διεύθυνση

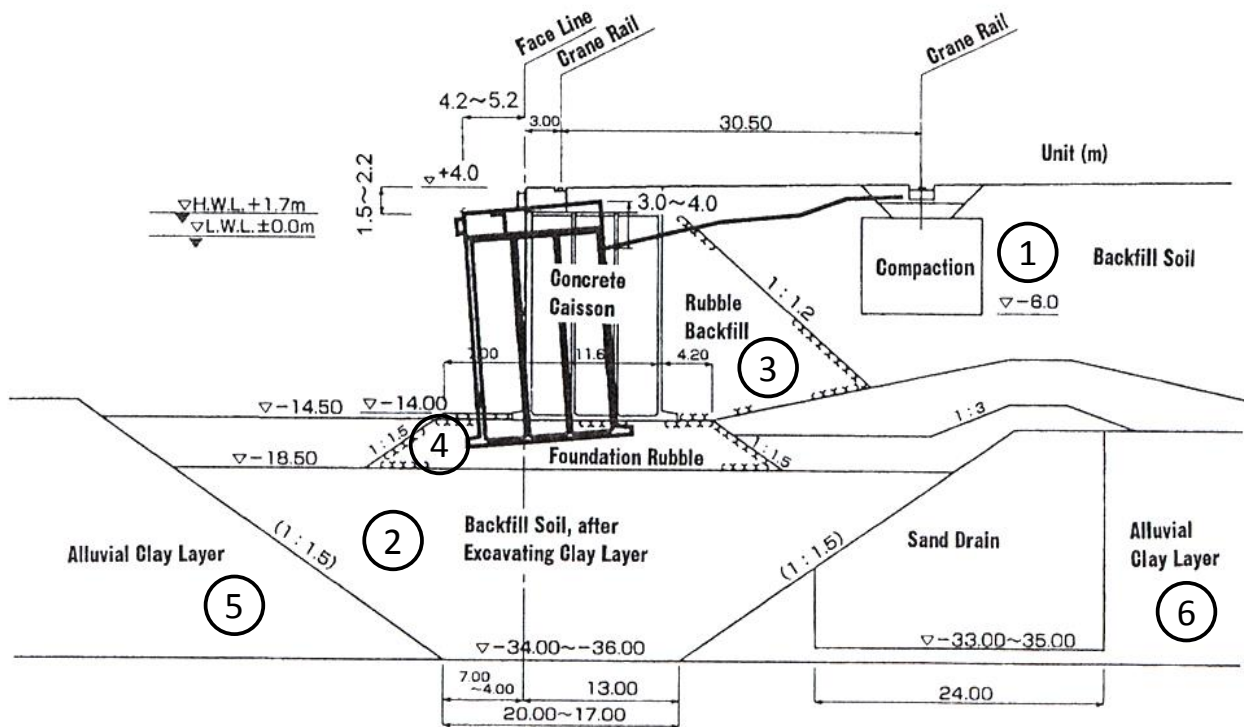
κάθετη στο ρήγμα (Somerville, 1998). Αντίθετα, ο κιβωτιοειδής κρηπιδότοιχος της κεντρικής προβλήτας στην Maya Futo, σχεδιασμένος συντηρητικά με έναν υψηλό σεισμικό συντελεστή της τάξης του 0.25 και βρισκόμενος σε σχεδόν κάθετη θέση ως προς το ρήγμα (γεγονός που συναπάγεται λιγότερο ισχυρές επιταχύνσεις), δεν υπέστη καμία ουσιαστική βλάβη, παραμένοντας λειτουργικός μετά το σεισμό.



Σχήμα 1. Χάρτης του Κόμπε που περιλαμβάνει το ρήγμα που πυροδότησε το σεισμό του 1995, την τοποθεσία του υπό εξέταση κρηπιδότοιχου, την τοποθεσία των επιταχυνσιογράφων (με τις μέγιστες καταγεγραμμένες εδαφικές επιταχύνσεις) και την περιοχή με τις σημαντικότερες βλάβες. (Η τοποθεσία του ρήγματος του σεισμού με $M_{JMA} = 7.2$ σχεδιάστηκε προσεγγιστικά, καθώς το ρήγμα δεν αναδύθηκε στην επιφάνεια στην περιοχή του Κόμπε).

Το υπό εξέταση ιστορικό περιστατικό αντιστοιχεί σε τυπική κιβωτιοειδή διατομή κρηπιδότοιχου του Rokko Island, όπου λαμβάνει χώρα ρευστοποίηση τόσο στο έδαφος θεμελίωσης όσο και πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Μία εγκάρσια τομή με τη γεωμετρία, τις ζώνες των εδαφικών υλικών, καθώς και τις παραμένουσες μετατοπίσεις μετά το σεισμό δίδεται στο Σχήμα 2 (Iai et al., 1998). Κατά τη διάρκεια του σεισμού, η κορυφή του κρηπιδότοιχου μετατοπίστηκε περίπου 4 μ. προς την πλευρά της θάλασσας, ξεπερνώντας τα 5 μ. σε μερικές θέσεις. Ταυτόχρονα ο τοίχος υπέστη καθίζηση περίπου 1 – 2 μ., ενώ η

παραμένουσα στροφή του μετρήθηκε περίπου 4° προς τα έξω. Παρά τις μεγάλες μετατοπίσεις, δεν παρατηρήθηκε κατάρρευση σε καμία θέση κατα μήκος όλου του κρηπιδώματος. Επιπλέον, καμία ένδειξη ρευστοποίησης δεν ήταν εμφανής είτε σε απόσταση έως και 30 μ. πίσω από τον τοίχο, είτε στον πόδα του τοίχου κάτω από τη θάλασσα. Εντούτοις, υπήρξε πληθώρα ενδείξεων ρευστοποίησης πιο μακριά στο ελεύθερο πεδίο (Towhata et al., 1996; Iai et al., 1998). Υποθαλάσσιες έρευνες πεδίου αποκάλυψαν ανασήκωμα της χαλικώδους ζώνης έδρασης σε απόσταση 2 – 5 μ. μπροστά από τον πόδα του τοίχου – ενδεικτικό της προς τα έξω ώθησης του εδάφους μπροστά από την πόδα περί του οποίου εξελίχθηκε η στροφή (Inagaki et al., 1996).



Εικόνα 2. Κατακόρυφη τομή του κιβωτιοειδούς κρηπιδοτοίχου RC-5 στο Rokko Island και οι παραμένουσα παραμόρφωση που καταγράφηκε μετά το σεισμό του Κόμπε (Iai et al., 1998).

Λεπτομερείς περιγραφές της κατανομής των τιμών της Τυπικής Δοκιμής Πενετρομετρήσεως (SPT) N_1 ως προς το βάθος έχουν παρουσιασθεί από τους Inagaki et al (1996). Η πυκνότητα, η αρχική τιμή του μέτρου διατμήσεως σε μικρές παραμορφώσεις, και η γωνία διατμητικής

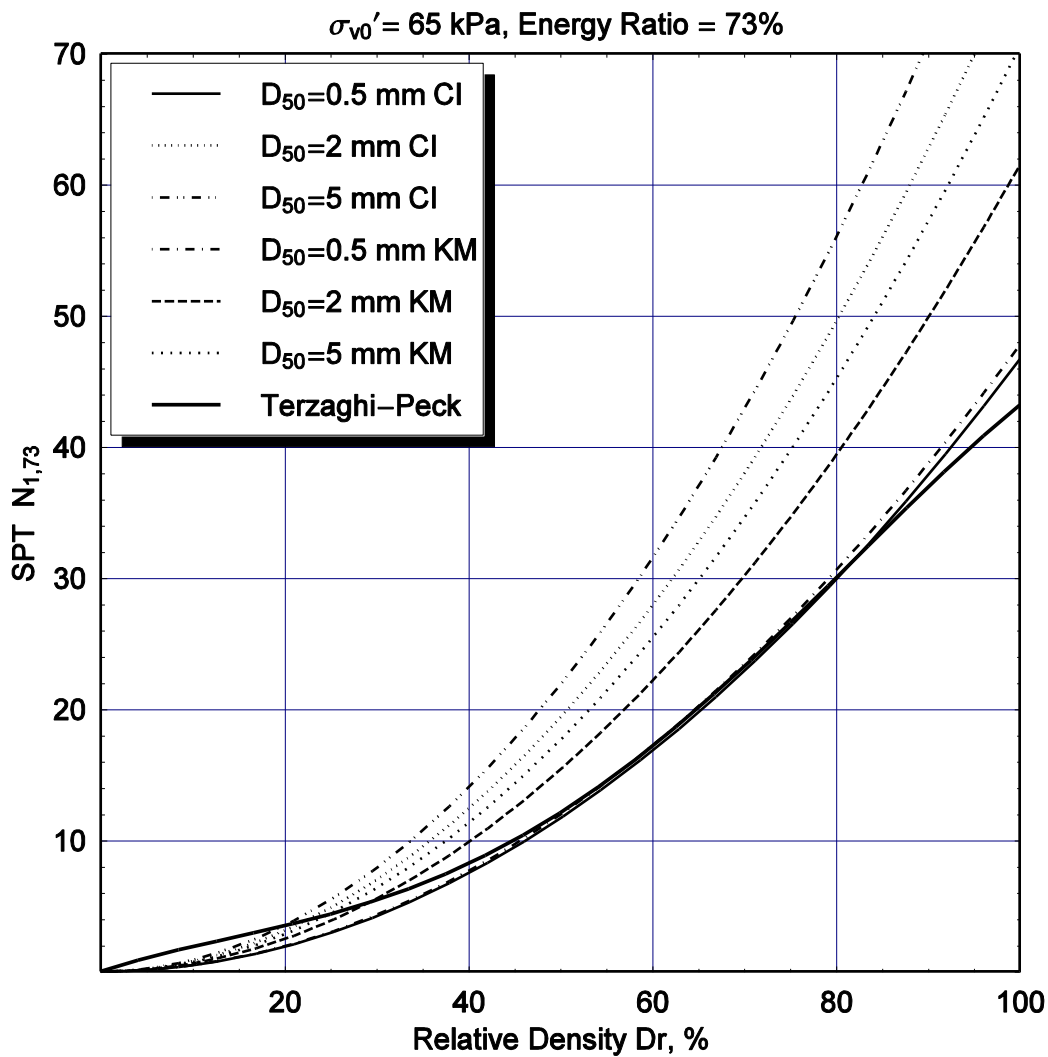
αντοχής που χρησιμοποιήθηκαν από τους Iai et al. (1998) δίδονται στον Πίνακα 1. Το ενδιαφέρον (σχετικά με την καταστατική προσομοίωση) επικεντρώνεται στα υλικά του αντιστηριζόμενου εδάφους, του εδάφους θεμελιώσεως, της λιθορριπής στο πίσω μέρος του τοίχου και στην περιοχή της θεμελιώσεως (Ζώνες 1, 2, 3, 4), καθώς αυτά είναι ευαίσθητα σε φαινόμενα ρευστοποίησης και κατά συνέπεια η συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια της διεγέρσης θα συμβάλλει καταλυτικά στην απόκριση του κρηπιδοτοιχίου. Η σχετική πυκνότητα των υλικών αυτών εκτιμάται με βάση τις τιμές του αριθμού κτύπων N_1 της Τυπικής Δοκιμής Πενετρομετρήσεως (SPT) καθώς και των κοκκομετρικών χαρακτηριστικών του εδάφους (Inagaki et al. 1996). Για μία μέση τιμή του $N_{1,73} = 7 - 10$ (Ζώνες 1, 2, 3, 4) και περιοχή διαμέτρων D_{50} από 0.5 ως 5 mm, η εκτιμώμενη σχετική πυκνότητα είναι ίση προς $D_r = 35\% - 40\%$ σύμφωνα με το Σχήμα 3.

Πίνακας 1. Ιδιότητες των εδαφικών υλικών ανά ζώνη όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 2, για τη διατομή του κρηπιδοτοιχίου RC-5 στο Rokko Island.

Υλικό	Πυκνότητα (Mg/m ³)	G_{max} (MPa)	σ'_0 (kPa)	ϕ (degrees)
Foundation (Ζώνη 2)	1.8	58	106	37
Backfill (Ζώνη 1)	1.8	79	63	37
Alluvial Clay (Ζώνες 5, 6)	1.7	75	143	30
Rubble (Ζώνες 3, 4)	2	80	98	40
Caisson Wall	2.1			

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους έδρασης = 30°

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους = 15°

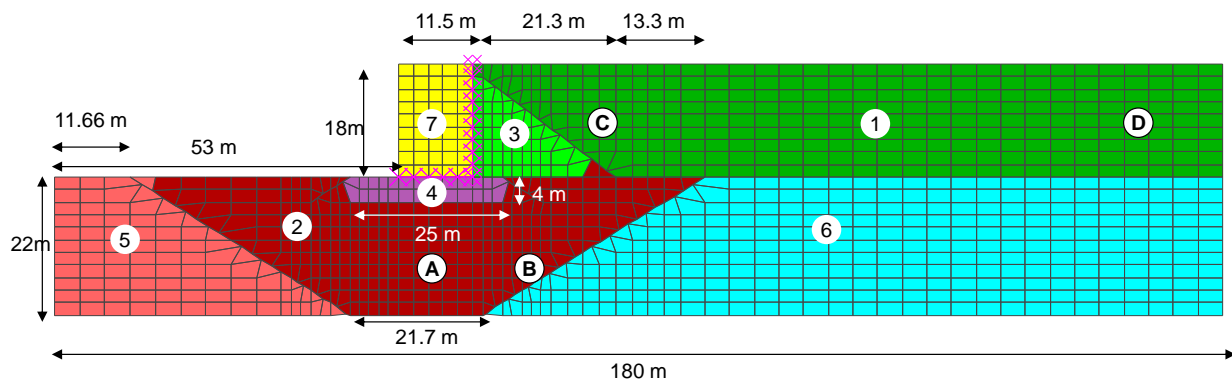


Σχήμα 3. Εμπειρικές συσχετίσεις των *Cubrinovski and Ishihara 1999 (CI)*, *Kulhawy and Mayne 1990 (KM)* και *Terzaghi*, μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του αριθμού κτύπων $N_{1,73}$ για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.5, 1, 2,$ και 5 mm . Οι συσχετίσεις δίδονται διορθωμένες για $\sigma_{v0}' = 65 \text{ kPa}$ και ποσοστό ενέργειας SPT = 73 %).

3. Αριθμητική ανάλυση του περιστατικού στον κώδικα FLAC

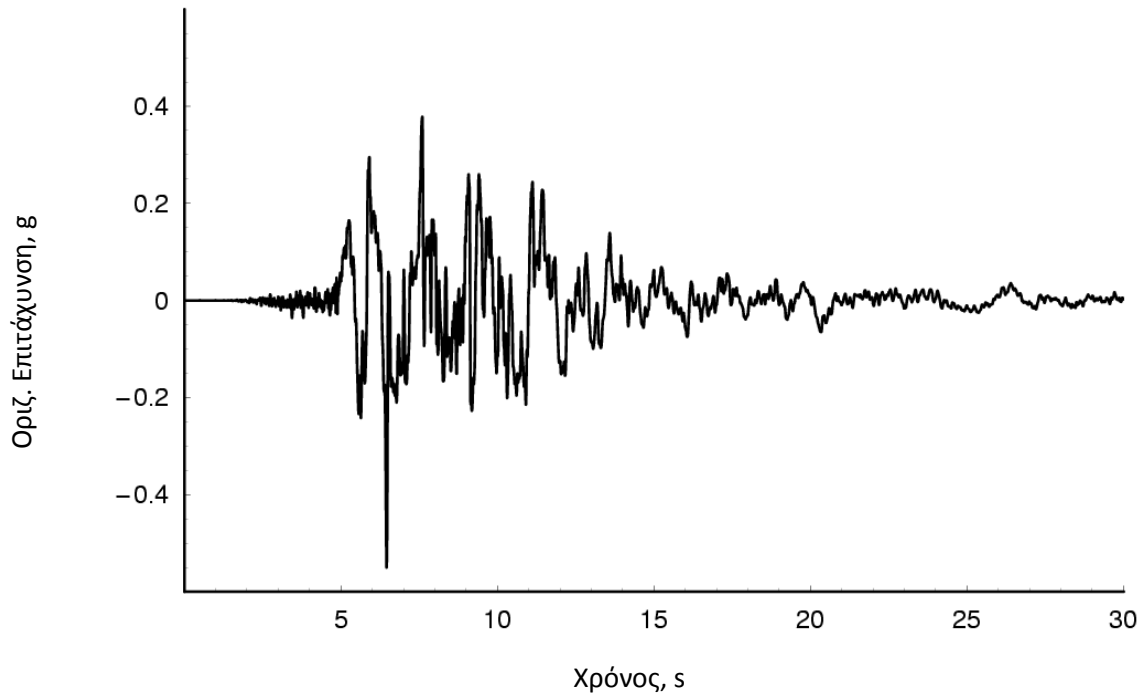
Η διατομή του κρηπιδοτοίχου στο Rokko Island προσομοιώθηκε στον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D (Itasca, ...). Ο κάρναβος, οι διαστάσεις, καθώς και οι ζώνες των υλικών φαίνονται στο Σχήμα 4. Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκαν συνοριακές συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Διεπιφάνειες τριβής χρησιμοποιήθηκαν μεταξύ του τοίχου και του περιβάλλοντος εδάφους, ώστε να είναι δυνατή η σχετική ολίσθηση ή/και η αποκόλληση. Οι τιμές της γωνίας τριβής των διεπιφανειών επιλέχθηκαν σύμφωνα με τον Πίνακα 1. Το νερό της θάλασσας μπροστά από τον τοίχο προσομοιώθηκε μέσω υδροστατικών πιέσεων που ασκούνται τόσο στην εξωτερική πλευρά του τοίχου όσο και στον πυθμένα.

Οι εδαφικές ζώνες 1, 2, 3, 4 προσομοιώθηκαν με τρία διαφορετικά καταστατικά μοντέλα βαθμονομημένα για $N_{1,60} = 10$ (ή $D_r = 40\%$ σύμφωνα με το Σχήμα 3), κατάλληλα για την ανάλυση σε όρους ενεργών τάσεων, όπου επιτρέπεται η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων. Οι τιμές του ελαστικού μέτρου διάτμησης, καθώς και η μέγιστη γωνία τριβής επιλέχθηκαν με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα του Πίνακα 1. Οι ζώνες 5, 6 προσομοιώθηκαν με Mohr-Coulomb. Ο τοίχος θεωρήθηκε ελαστικός με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε να συμπεριφέρεται ως άκαμπτο στερεό σωμα. Όσον αφορά στις γεωστατικές συνθήκες ελεύθερου πεδίου, θεωρήθηκε συντελεστής ουδέτερης ώθησης, $K_0 = 0.5$.

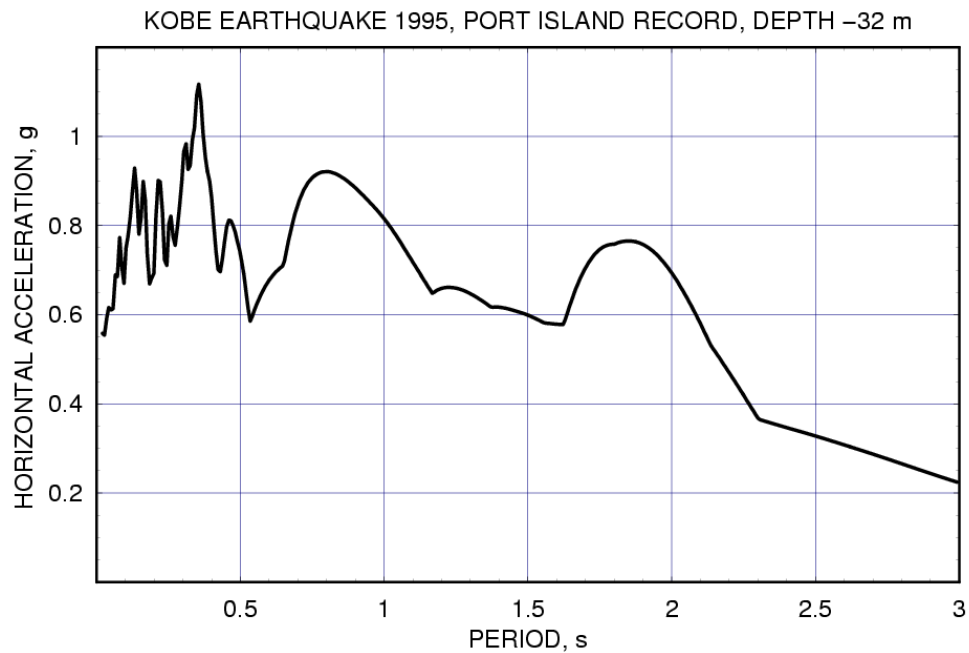


Σχήμα 4. Ο κάρναβος και η γεωμετρία και οι ζώνες των υλικών του αριθμητικού προσομοιώματος στο FLAC. Τα σημεία A, B, C, D απεικονίζουν τις θέσεις καταγραφής των υπερπιέσεων πόρων.

Ως σεισμική διέγερση του συστήματος, επιβαλλόμενη στη βάση του προσομοιώματος, χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα που καταγράφηκε σε βάθος -32 m στο Port Island, που βρίσκεται σε σχετικά μικρή απόσταση από το Rokko Island. Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 5. Η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης είναι $a_{h_{\max}} = 0.54 \text{ g}$. Το Σχήμα 6 παρουσιάζει το ελαστικό φάσμα απόκρισης της καταγραφής.



Σχήμα 5. Οριζόντια επιτάχυνση που καταγράφηκε στο Port Island σε βάθος - 32 m .



Σχήμα 6. Φάσμα ελαστικής απόκρισης για την οριζόντια επιτάχυνση που καταγράφηκε στο Port Island σε βάθος - 32 m .

4. Ανάλυση με χρήση του Καταστατικού Προσομοιώματος FINN

4.1 Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος FINN και βαθμονόμηση

Ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC παρέχει ένα ενσωματωμένο εμπειρικό καταστατικό νόμο ροής (Byrne 1991), ο οποίος συνδέει την μεταβολή των ογκομετρικών παραμορφώσεων, $\Delta\varepsilon_{vd}$, με την επιβαλλόμενη διατμητική παραμόρφωση, γ , και τη συνολική ογκομετρική παραμόρφωση, ε_{vd} :

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad (1)$$

όπου, C_1 και C_2 είναι σταθερές. Η σταθερά C_1 καθορίζει την τάση του υλικού για συστολικότητα επιβαλλόμενο σε διάτμηση υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες. Η σταθερά C_2 καθορίζει την τάση του υλικού για συμπύκνωση, δηλαδή για μείωση της αναπτυξης των ογκομετρικών παραμορφώσεων με τους κύκλους φόρτισης. Συνεπώς, υπό αστράγγιστες συνθήκες, όσο υψηλότερες οι τιμές του C_1 , τόσο μεγαλύτερη η πιθανότητα ρευστοποίησης.

Ο καταστατικός αυτός νόμος συνδυάζεται με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Το καταστατικό αυτό προσομοίωμα ονομάζεται «Finn Model» και περιλαμβάνει μόνο 5 παραμέτρους βαθμονόμησης: το ελαστικό μέτρο διάτμησης, G_{el} , το ελαστικό μέτρο διόγκωσης, K_{el} , τη γωνία τριβής, ϕ και τις 2 σταθερές C_1 και C_2 . Ο Byrne (1991) προτείνει τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις για τη βαθμονόμηση των σταθερών C_1 και C_2 ως συνάρτηση της σχετικής πυκνότητας D_r ή του αριθμού SPT, $N_{1,60}$:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (2)$$

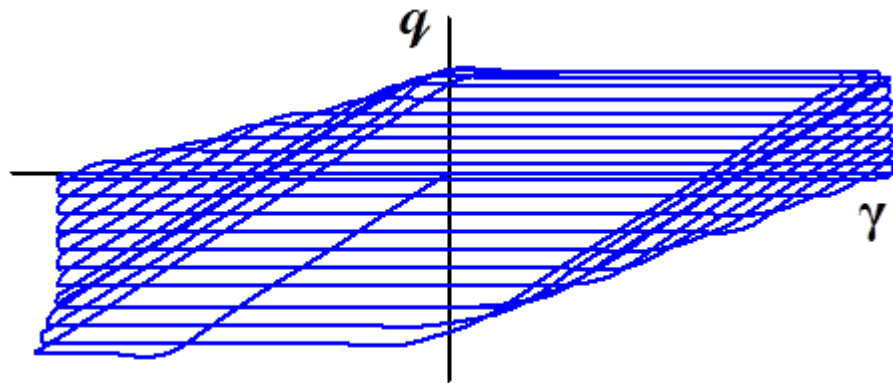
$$C_2 = 8.7(N_{1,60})^{-1.25} \quad (3)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (4)$$

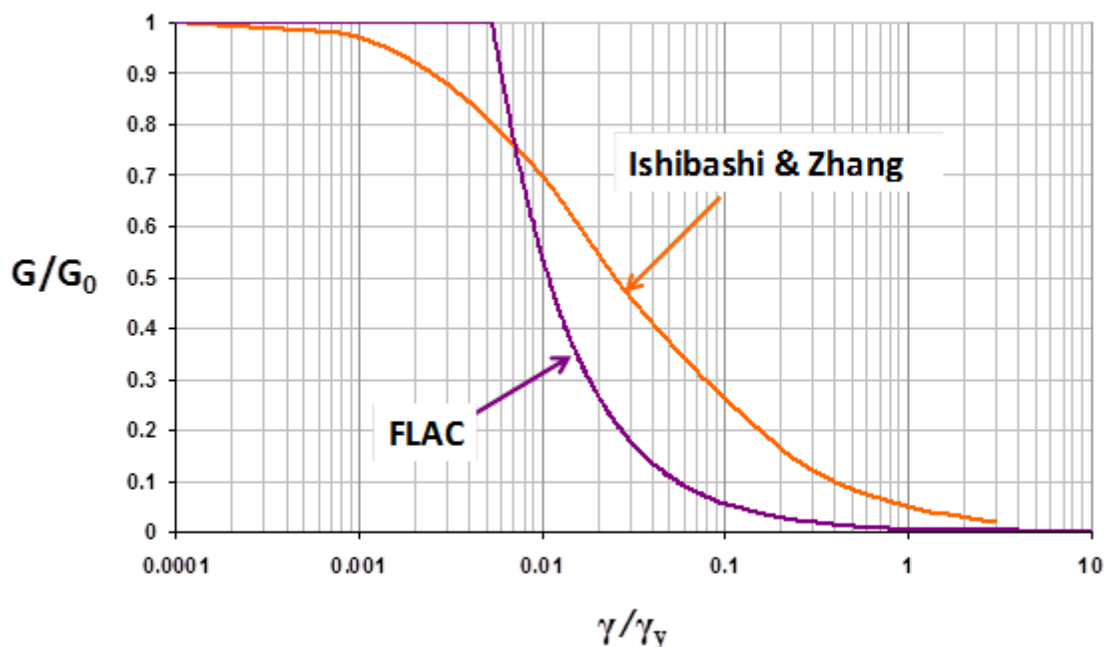
όπου η σχετική πυκνότητα D_r προκύπτει από τον αριθμό $N_{1,60}$:

$$D_r = 15(N_{1,60})^{0.5} \quad (5)$$

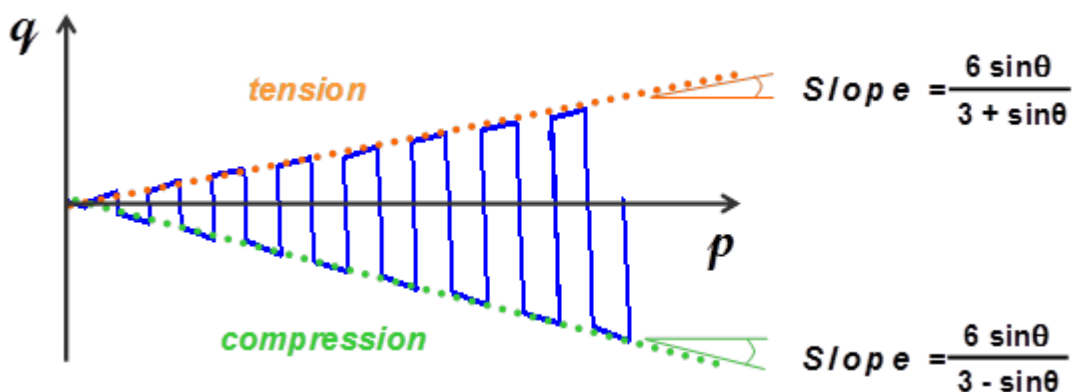
Το προσομοίωμα αυτό αναπαράγει ελαστικούς/πλήρως πλαστικούς βρόχους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7, οδηγώντας σε πιο απότομη απομείωση του μέτρου διατμήσεως σε σύγκριση με πειραματικές καμπύλες $G-\gamma$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8. Εντούτοις, μπορεί να αναπαράγει ικανοποιητικά το φαινόμενο της ρευστοποίησης (βλ. Σχήμα 9), ενώ ταυτόχρονα περιλαμβάνει ελάχιστες παραμέτρους που μπορούν να βαθμονομηθούν με μεγάλη ευκολία χρησιμοποιώντας συνήθεις γεωτεχνικές παραμέτρους, όπως ϕ , D_r και $N_{1,60}$.



Σχήμα 7. Βρόχοι διεκτροπικής τάσης παραμόρφωσης από ανακυκλική τριαξονική δοκιμή υπό σταθερή παραμόρφωση και αστραγγιστες συνθήκες με τη χρήση του καταστατικού προσομοιώματος FINN.



Σχήμα 8. Συγκριση καμπύλης $G-\gamma$, όπως προέκυψε από ανακυκλική δοκιμή διάτμησης με χρήση του καταστατικού προσομοιώματος FINN στο FLAC, με τυπική πειραματική καμπύλη από τους Ishibashi and Zhang (1993).



Σχήμα 9. Τασική όδευση από ανακυκλική τριαξονική δοκιμή υπό σταθερή παραμόρφωση και αστραγγιστες συνθήκες με τη χρήση του καταστατικού προσομοιώματος FINN.

Χρησιμοποιώντας τα πειραματικά αποτελέσματα του Πίνακα 1, καθώς και τις εξισώσεις (2) και (4) για $D_r = 40\%$, οι τιμές των παραμέτρων που υιοθετήθηκαν για την προσομοίωση του

αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης (Ζώνες 1, 2, 3, 4) παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.

Πίνακας 2. Βαθμονόμηση παραμέτρων καταστατικού προσομοιωμάτος FINN για το αντιστηριζόμενο έδαφος και το έδαφος θεμελίωσης, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.

	Ζώνη 1	Ζώνη 2	Ζώνες 3, 4
G_{el} (kPa)	79000	58000	80000
K_{el} (kPa)	79000	58000	80000
φ (°)	37	37	40
C₁	0.75	0.75	0.75
C₂	0.53	0.53	0.53

4.2 Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με FINN)

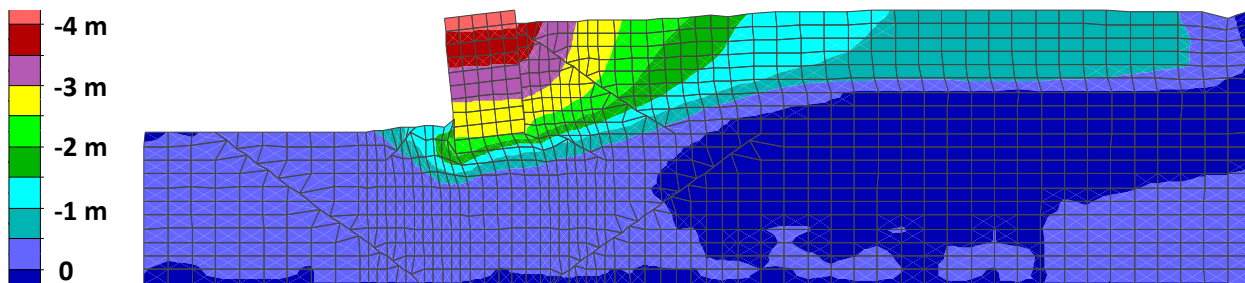
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις, καθώς και μόνιμη στροφή του τοίχου προς τη θάλασσα, όπως φανερώνουν ο παραμορφωμένος κάναβος και οι ισοϋψείς των μετακινήσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης στα Σχήματα 10 και 11. Οι χρονοϊστορίες των μετατοπίσεων και στροφών του τοίχου (βλέπε Σχήματα 12-14) μαρτυρούν συνεχή συσσώρευση μετατοπίσεων τόσο στη βάση όσο και στην κορυφή του τοίχου και συνολικής στροφής του. Η παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή τοίχου προς τη θάλασσα υπολογίστηκε περίπου 4.5 μ και βρίσκεται μέσα στο εύρος των τιμών που δόθηκαν από μετρήσεις στο πραγματικό πεδίο. Αντιστοίχως, σύμφωνη με τις επί τόπου μετρήσεις είναι και η εκτιμώμενη καθίζηση της κορυφής του τοίχου (1.2 μ), ενώ η μόνιμη στροφή του τοιχού υπερικτημήθηκε ελαφρώς, δίνοντας 5.5 μοίρες συγκριτικά με τη μέτρηση των 4 μοιρών. Το έδαφος ακολούθησε την προς τα έξω μετακίνηση του τοίχου όσον αφορά στις οριζόντιες μετατίσεις, ενώ σε όρους κατακόρυφων μετατοπίσεων το έδαφος πίσω από τον τοίχο καθίζανε περισσότερο καθώς υπήρξε σχετική κατακόρυφη ολίσθηση στη διεπιφάνεια τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως ήταν αναμενόμενο.

Η προς τα έξω μετατόπιση του τοίχου υποδηλώνεται χαρακτηριστικά από την χρονοϊστορία οριζόντιων επιταχύνσεων εντός του τοίχου (Σχήμα 15). Απότομη αύξηση των επιταχύνσεων

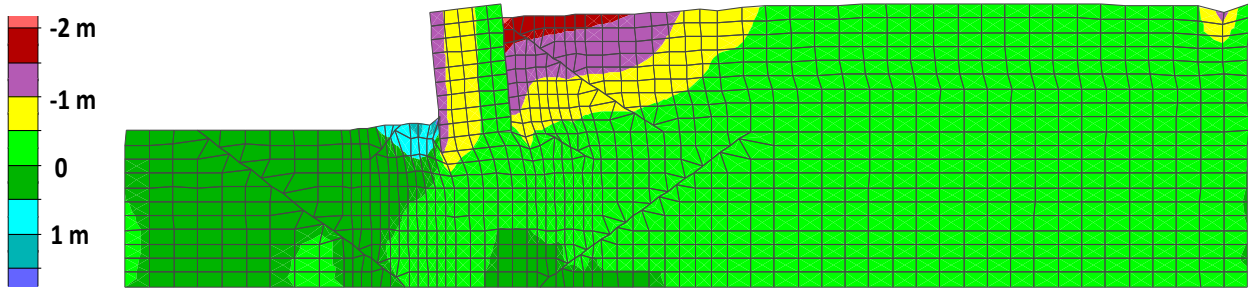
παρατηρείται όταν ο τοίχος κινείται προς τα μέσα ακολουθούμενη από έντονη αποκοπή των επιταχύνσεων όταν ο τοίχος κινείται προς τη θάλασσα.

Ο περιγραφόμενος μηχανισμός παραμόρφωσης του συστήματος συνδέεται άμεσα με την αύξηση των υπερπιέσεων πόρων που παρατηρήθηκε στις ζώνες θεμελίωσης και αντιστηριζόμενου εδάφους (Σχήματα 16- 18). Ρευστοποίηση έλαβε χώρα στο ελεύθερο πεδίο πίσω από τον τοίχο (Σχήμα 18 σημείο D), ενώ σημαντική αύξηση των υπερπιέσεων παρατηρήθηκε στο έδαφος θεμελίωσης (Σχήμα 17) , προκαλώντας ένα ελαφρύ ανασήκωμα του εδάφους στον πόδα του τοίχου, το οποίο καταγράφηκε (όμως, πίο έντονα) και στο πραγματικό πεδίο. Μόνον θετικές υπερπιέσεις πόρων σημειώθηκαν από την αρχή του σεισμού, ακόμα και στο αντιστηριζόμενο εδαφος εγγύς του τοίχου (Σχήμα 18 σημείο C), καθώς το παρόν καταστατικό προσομοίωμα αδυνατεί να αναπαράγει το φαινόμενο της διασταλτικότητας του εδαφικού υλικού.

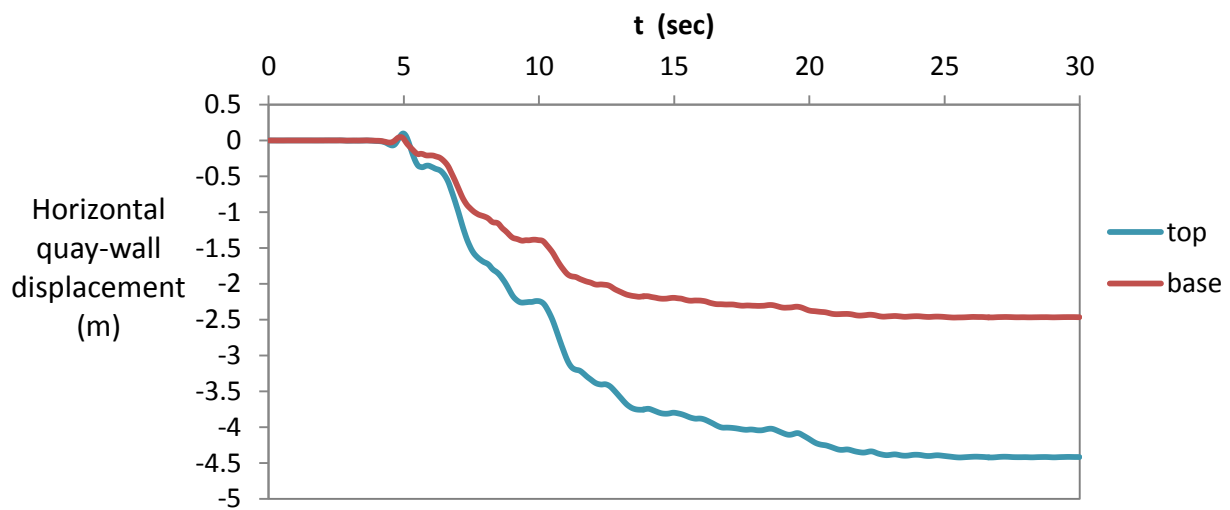
Συνολικά, παρά το απλοποιημένο καταστατικό προσομοίωμα, η ανάλυση μπόρεσε να αναπαράξει αποτελεσματικά το μηχανισμό παραμόρφωσης του συστήματος κρηπιδοροίχου-εδάφους, σύμφωνα με τις επι τόπου μετρήσεις και παρατηρήσεις.



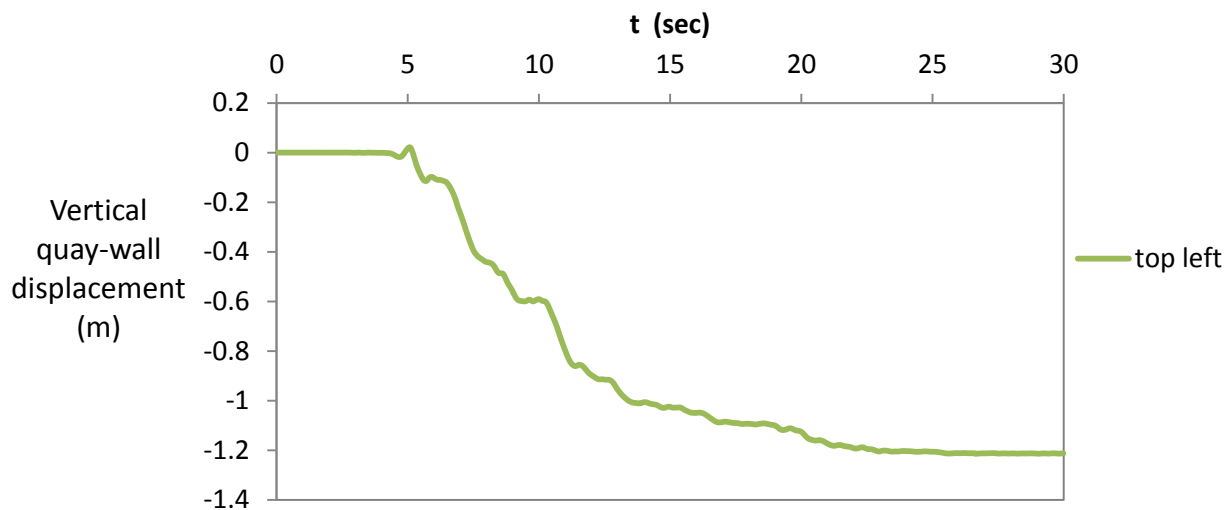
Σχήμα 10. Ισοϋψείς οριζόντιων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



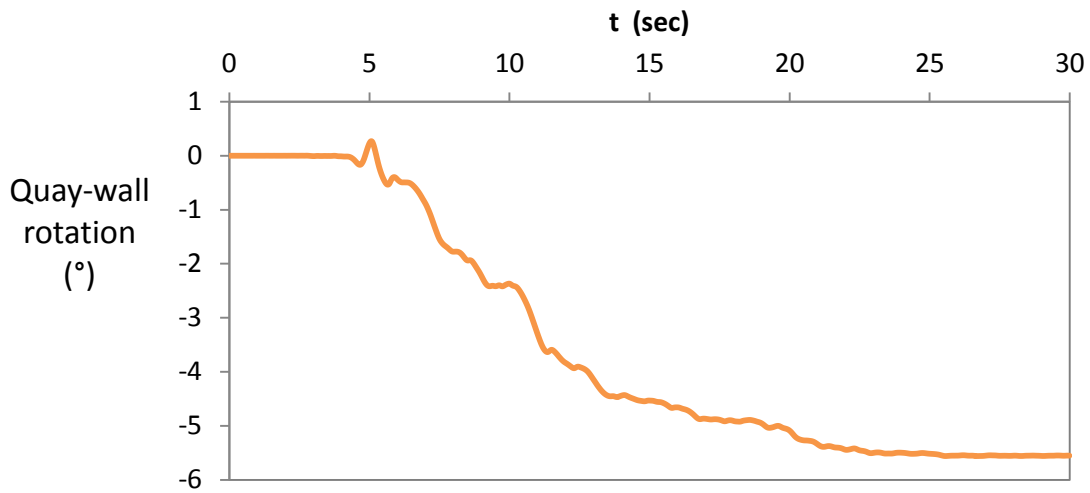
Σχήμα 11. Ισοϋψείς κατακόρυφων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



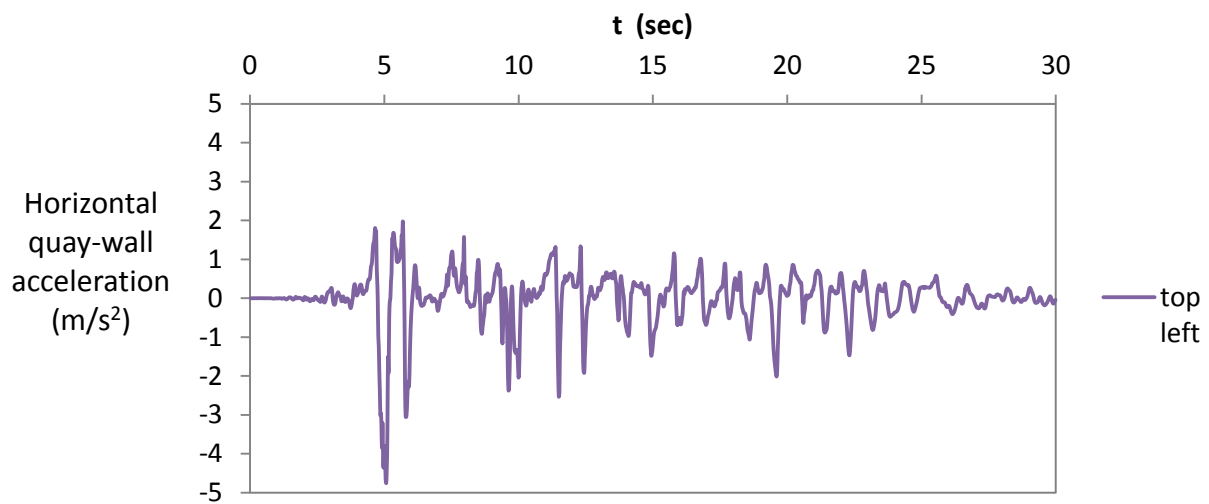
Σχήμα 12. Χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή (μπλε) και στην βάση (κόκκινο) του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



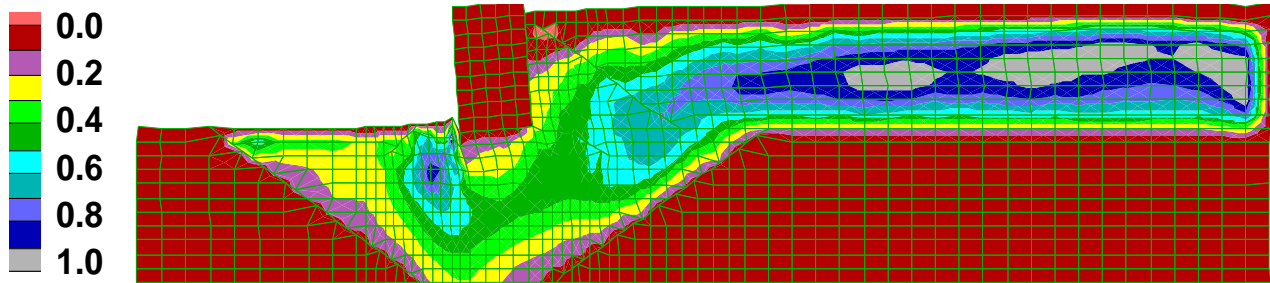
Σχήμα 13. Χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερή γωνία του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



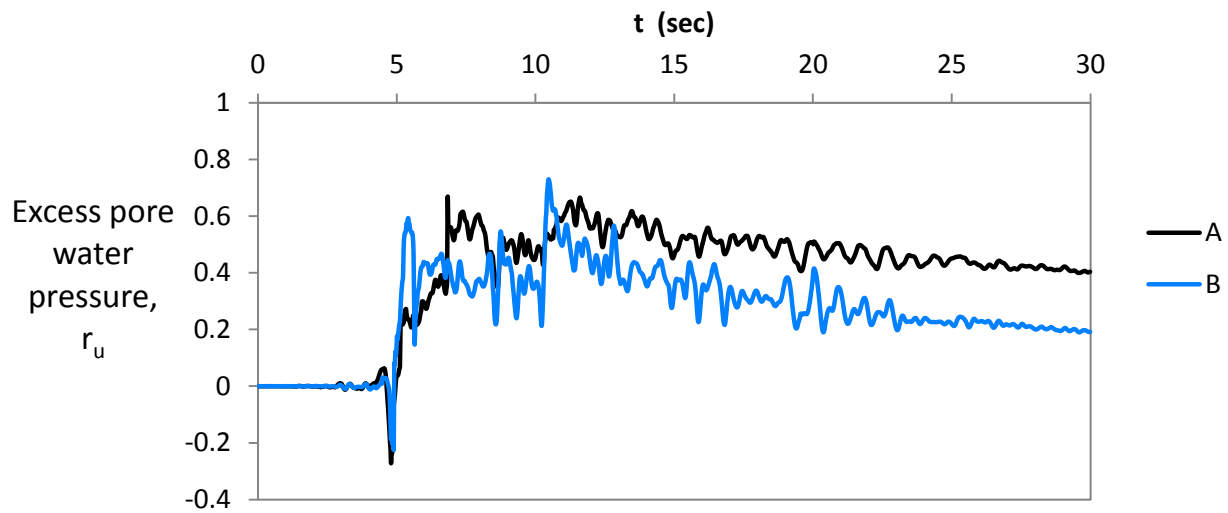
Σχήμα 14. Χρονοϊστορία στροφής του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



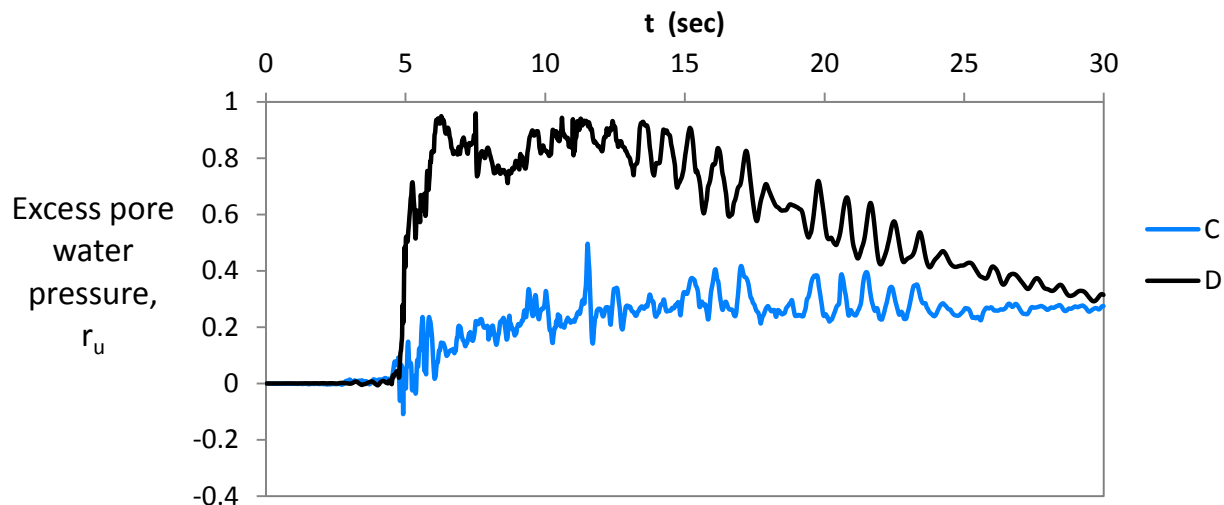
Σχήμα 15. Χρονοϊστορία της οριζόντιας επιτάχυνσης εντός του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



Σχήμα 16. Ισοψείς λόγου υπερπιέσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



Σχήμα 17. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπιέσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στη ζώνη θεμελίωση, στα σημεία A, B που φαίνονται στο Σχήμα 4 (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).



Σχήμα 18. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπιέσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στο αντιστηριζόμενο έδαφος στα σημεία C, D που φαίνονται στο Σχήμα (χρήση καταστατικού προσομοιώματος FINN).

5. Ανάλυση με χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND

5.1 Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND και βαθμονόμηση

Οι Puebla et al. (1997) και οι Byrne and Beaty (1998) ανέπτυξαν ένα ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα κατάλληλο για κοκκώδη υλικά υπό ανακυκλική φόρτιση. Το προσομοίωμα περιλαμβάνει δυο επιφάνειες διαρροής τύπου Mohr-Coulomb (μία κύρια και μία δευτερεύουσα). Η κύρια επιφάνεια εξελίσσεται σύμφωνα με ένα ισότροπο νόμο κράτυνσης, ενώ ένας απλοποιημένος κινηματικός νόμος κράτυνσης χρησιμοποιείται για τη δευτερεύουσα επιφάνεια διαρροής. Η ελαστική απόκριση περιγράφεται από τα ελαστικά μέτρα διατμησης και διόγκωσης που δίνονται ως συνάρτηση της μέσης ενεργού τάσης, p :

$$G^e = k_G^e \cdot p_a \cdot (p/p_a)^{n_e} \quad (6)$$

$$B^e = k_B^e \cdot p_a \cdot (p/p_a)^{m_e} \quad (7)$$

όπου k_G^e και k_B^e είναι σταθερές, p_a η πίεση αναφοράς and n_e , m_e εκθέτες που καθορίζουν την εξάρτηση των μέτρων από την πίεση.

Το προσομοίωμα προβλέπει την απόκριση σε όρους διατμητικής τάσης-παραμόρφωσης, ακολουθώντας μία υπερβολική σχέση. Με βάση αυτή την παραδοχή, το πλαστικό μέτρο διάτμησης εκφράζεται ως:

$$G^p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f \right)^2 \quad (8)$$

όπου ο συντελεστής G_i^p διαφοροποιείται για το αρχικό (2-3 πρώτοι κύκλοι), το δευτερεύον και το τελευταίο τμήμα της φορτίσης (μετά τη ρευστοποίηση, όπου ανασύσσεται διαστολικότητα), η είναι ο τρέχων λόγος τάσεων (ισούται με τ/σ), η_f είναι ο λόγος τάσεων κατά την αστοχία, ίσος με $\sin(\phi_p)$, όπου ϕ_p είναι η μέγιστη γωνία τριβής, και R_f είναι η παράμετρος αστοχίας που καθορίζει τη μοφή της υπερβολικής καμπύλης. Ο πλαστικός νόμος ροής είναι μη συχτισμένος:

$$d\varepsilon_v^p = (\sin(\phi_{cv}) - \eta) d\gamma^p \quad (9)$$

όπου ϕ_{cv} είναι η γωνία διασταλτικότητας. Μία τυπική απόκριση σε δοκιμή απλής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες με χρήση αυτού του προσομοιώματος δίδεται το Σχήμα 19.

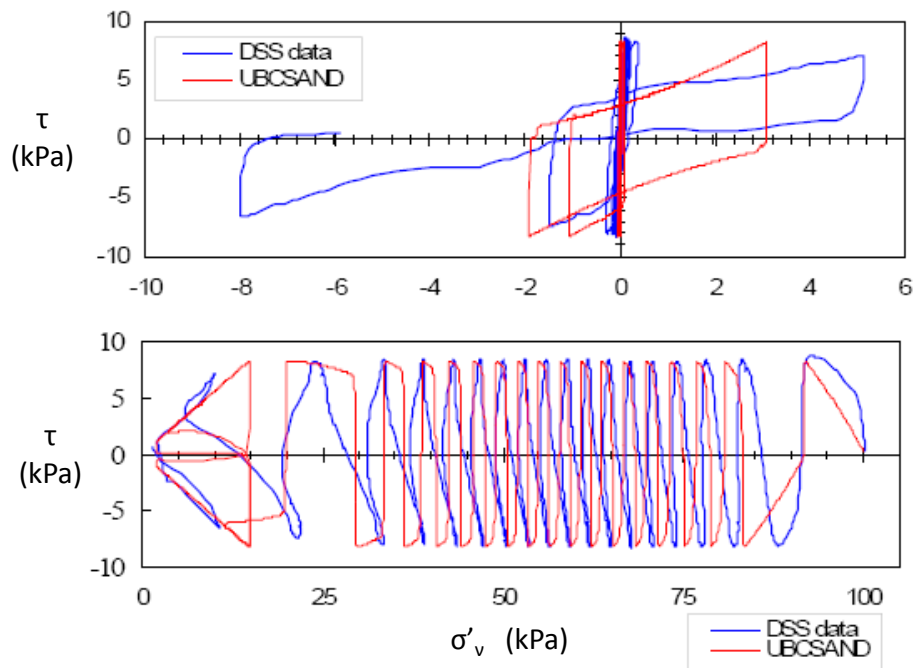
Διάφορες παραλλαγές του παραπάνω καταστατικού προσομοιώματος έχουν αναπτυχθεί. Η πιο διαδεδομένη, γνωστή ως UBCSAND 904aR, που περιγράφεται αναλυτικά από τον Beaty and Byrne (2011), έχει ενσωματωθεί στο FLAC. Σε αυτήν την παραλλαγή, που χρησιμοποιήθηκε σε αυτή τη μελέτη, ο συντελεστής πλαστικότητας, G_i^p δίνεται ως συνάρτηση διαφόρων παραμέτρων οι οποίες ενεργοποιούνται ανεξάρτητα σε διάφορα στάδια φόρτισης:

$$G_i^p = k_G^p \cdot \frac{p_a}{p} \cdot \left(\frac{p}{p_a} \right)^{n_p} \cdot f(hfac_1, hfac_2, n_{cyc} \dots) \quad (10)$$

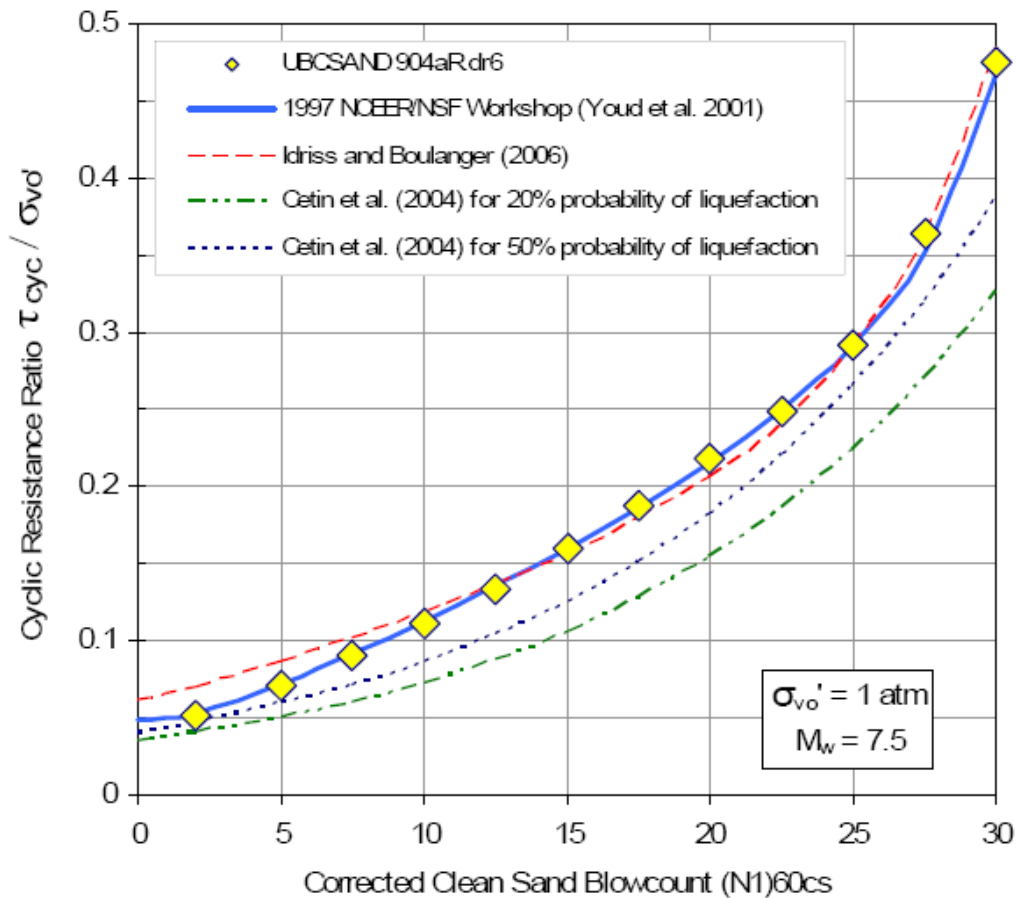
όπου k_G^p , n_p είναι σταθερές, $hfac_1$ είναι η παράμετρος που ελέγχει τον αριθμό των κύκλων που χρειάζονται για να προκαλέσουν ρευστοποίηση, $hfac_2$ είναι η παράμετρος που επηρεάζει τον ρυθμό αύξησης των υδατικών υπερπίεσεων, και n_{cyc} είναι ο τρέχων αριθμός κύκλων

φόρτισης κλπ. Η ευχρησία του προσομοιώματος στηρίζεται στο γεγονός ότι όλες οι παραπάνω παράμετροι έχουν βαθμονομηθεί εκτενώς από τους Beaty and Byrne (2011), με βάση τόσο πειραματικά αποτελέσματα, όσο και έμπειρικές συσχετίσεις, όπως αυτές στο Σχήμα 20, ώστε να εξαρτώνται μόνο από τον αριθμό $N_{1,60}$ ή την σχετική πυκνότητα, D_r , με βάση τη σχέση κατά Idriss and Boulanger (2008):

$$(N_1)_{60} \approx 46(D_r)^2 \quad (11)$$



Σχήμα 19. Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων και προβλέψεων με χρήση του προσομοιωμάτος UBCSAND (Beaty and Byrne, 2011) για δοκιμή απλής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες ($D_r = 40\%$, $K_0 = 1$).



Σχήμα 20. Σύγκριση των τιμών CRR που προέκυψαν από το UBCSAND με ημι-εμπειρικές συσχετίσεις (Beaty and Byrne, 2011).

Όσον αφορά στην επιλογή των τιμών των παραμέτρων για την παρούσα μελέτη, χρησιμοποιήθηκαν οι πειραματικές μετρήσεις του Πίνακα 1 για την βαθμονόμηση των ελαστικών παραμέτρων, καθώς και της μέγιστης γωνίας τριβής. Η βαθμονόμηση των υπόλοιπων παραμέτρων του προσομοιώματος στηρίχτηκε στις σχέσεις που προτείνονται από τους ερευνητές, Beaty and Byrne (2011), για $N_{1,60} = 7.5$ ($D_r = 40\%$ σύμφωνα με την εξίσωση (11)). Οι τιμές όλων των παραμέτρων για την τρέχουσα ανάλυση δίνονται στον Πίνακα 3.

Πίνακας 3. Βαθμονόμηση παραμέτρων καταστατικού προσομοιωμάτος UBCSAND 904aR για το αντιστηριζόμενο έδαφος και το έδαφος θεμελίωσης, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.

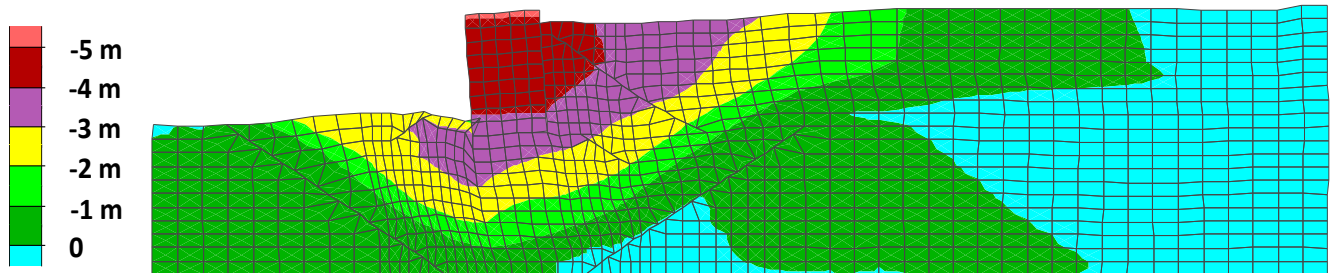
Παράμετροι	Μονάδες	Ζώνη 1	Ζώνη 2	Ζώνες 3,4
ϕ_p	(deg)	37	37	40
ϕ_{cv}	(deg)	36	36	39
k_B^e	-	808	563	995
K_G^e	-	808	563	995
k_G^p	-	163	163	163
me	-	0.5	0.5	0.5
ne	-	0.5	0.5	0.5
np	-	0.4	0.4	0.4
R_f	-	0.82	0.82	0.82
p_A	(kPa)	100	100	100
$hfac_1$	-	0.98	0.98	0.98
$hfac_2$	-	1	1	1

5.2 Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με UBCSAND)

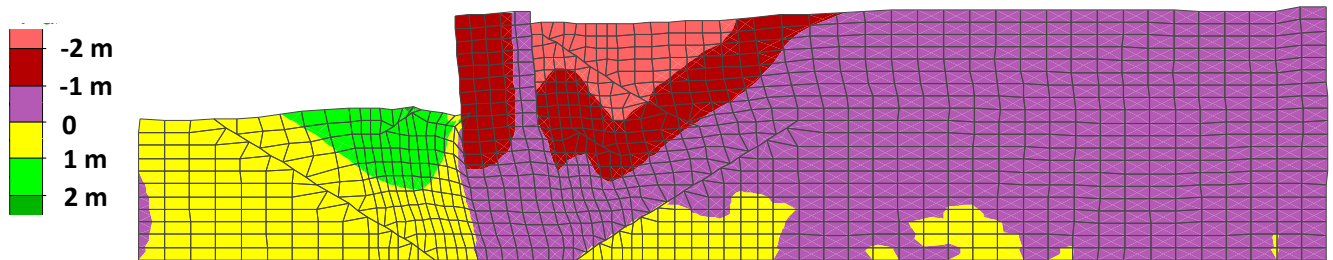
Η ανάλυση με το καταστατικό προσομοίωμα UBCSAND, το οποίο θεωρείται πιο προχωρημένο σε σχέση με το FINN, όντας ικανό να προσομοιώσει προσεγγιστικά φαινόμενα διασταλτικότητας, έδωσε πρακτικά τον ίδιο μηχανισμό παραμόρφωσης που περιγράφηκε στην ενότητα 4.2., όπως φανερώνουν τα Σχήματα 21-28. Η παραμένουσα προς-τα-έξω οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου υπολογίστηκε περίπου 5 μ, η καθίζηση στην άνω αριστερή γωνία του τοίχου εκτιμήθηκε 1.6 μ, ενώ ο τοίχος υπέστη μία μόνιμη στροφή της τάξης των 4 μοιρών. Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα συνάδουν με τις επιτόπιες καταγραφές από το ιστορικό περιστατικό.

Μικρές διαφορές σε σύγκριση με την ανάλυση FINN εντοπίζονται στην ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων. Το παρόν προσομοίωμα προέβλεψε ρευστοποίηση τόσο στο ελεύθερο πεδίο, όσο και στο έδαφος θεμελίωσης (Σχήμα 26-28), το οποίο οδήγησε σε ένα πιο βαθύ κύκλο ολίσθησης του τοίχου εντός της ζώνης θεμελίωσης και πιο έντονου ανασηκώματος του

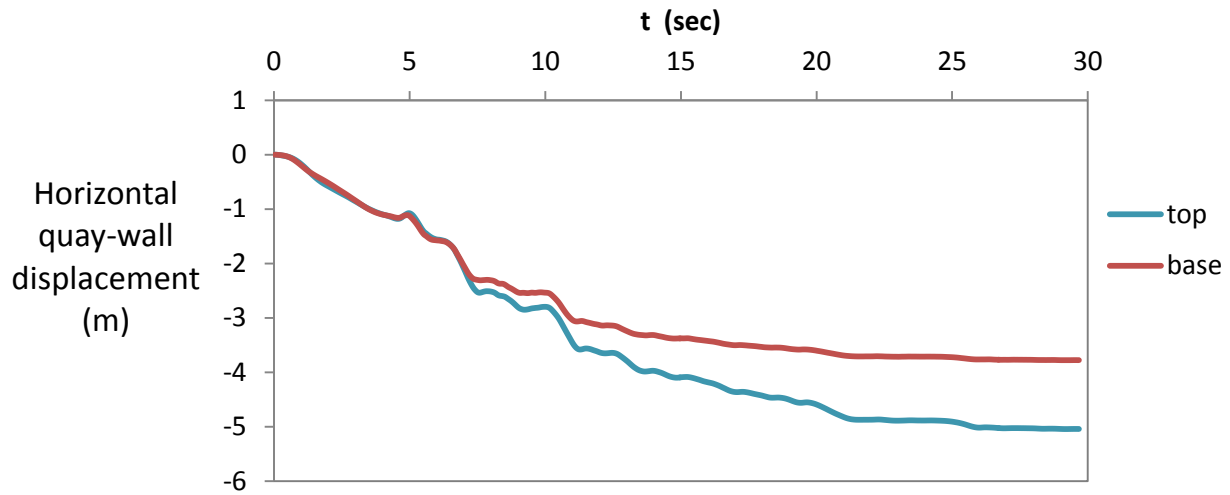
εδάφους στον πόδα, όπως υποδηλώνουν οι ισοϋψείς των οριζόντιων μετατοπίσεων στο Σχήμα 21.



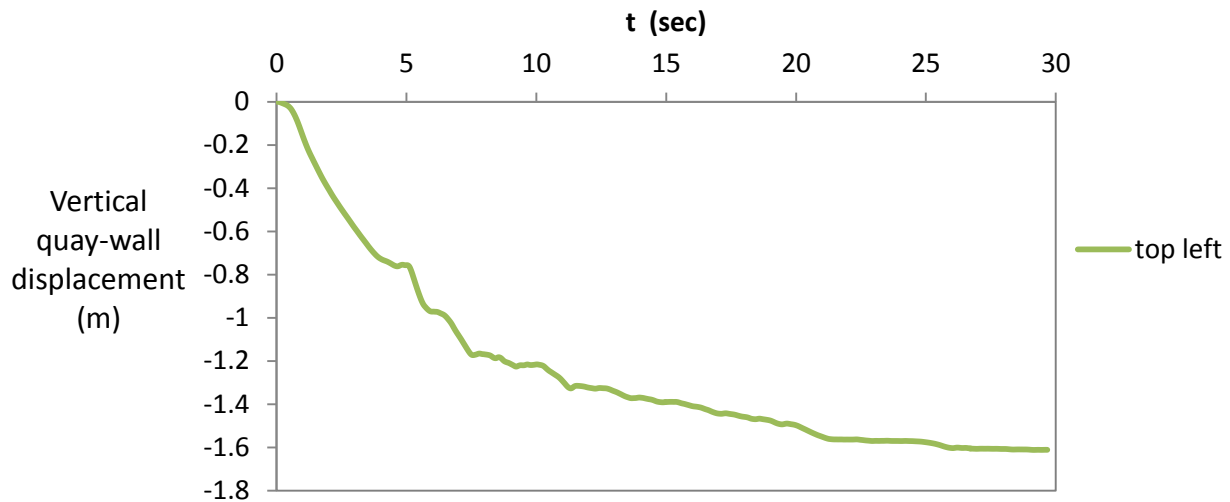
Σχήμα 21. Ισοϋψείς οριζόντιων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



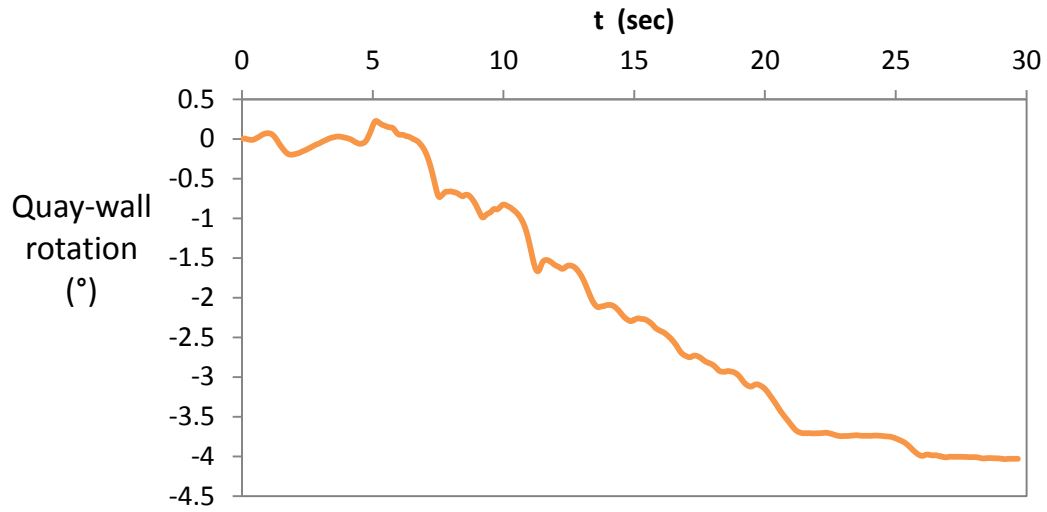
Σχήμα 22. Ισοϋψείς κατακόρυφων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



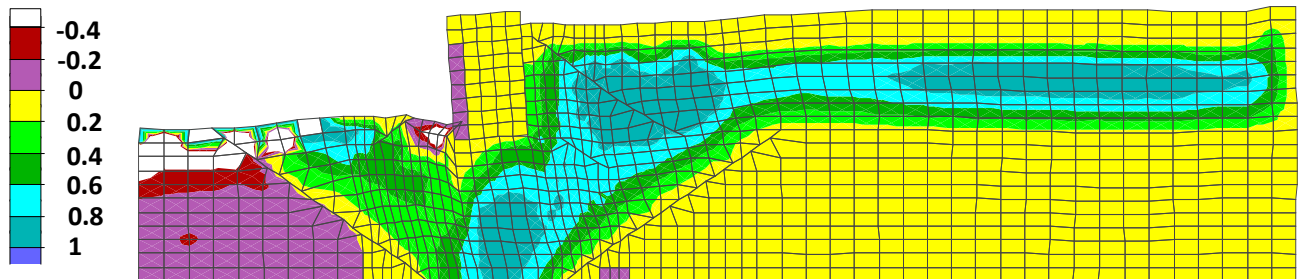
Σχήμα 23. Χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή (μπλε) και στην βάση (κόκκινο) του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



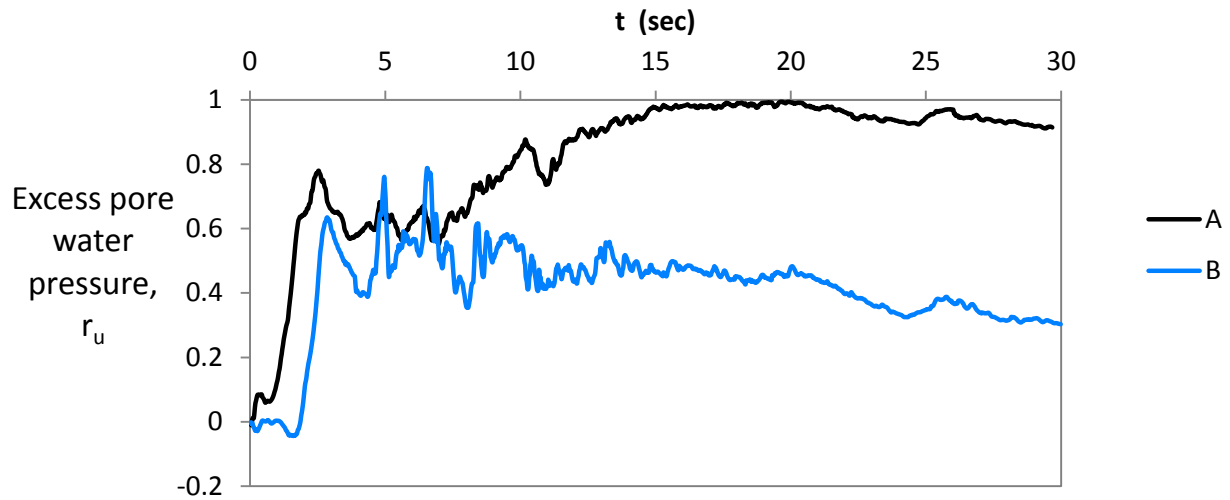
Σχήμα 24. Χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερή γωνία του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



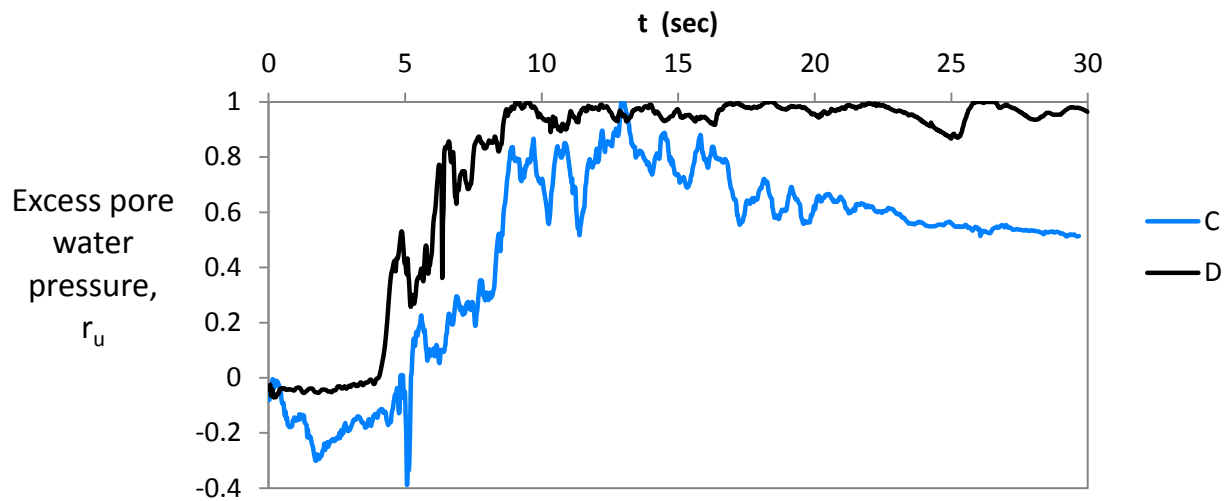
Σχήμα 25. Χρονοϊστορία στροφής του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



Σχήμα 26. Ισοψείς λόγου υπερπίεσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



Σχήμα 27. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπίεσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στη ζώνη θεμελίωσης στα σημεία A, B που φαίνονται στο Σχήμα 4 (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).



Σχήμα 28. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπίεσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στο αντιστηριζόμενο έδαφος στα σημεία C, D που φαίνονται στο Σχήμα 4 (χρήση καταστατικού προσομοιώματος UBCSAND).

6 Ανάλυση με χρήση καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ

6.1 Περιγραφή καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ

Η ακόλουθη αριθμητική ανάλυση χρησιμοποιεί 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:

$$d\sigma' = D_{L/U}^{ep} d\epsilon - \left(D^e n_{gL/U} n D^e \right) d\epsilon \quad (12)$$

στην οποία

$d\sigma'$ = το διάνυσμα της μεταβολής των ενεργών τάσεων

$d\epsilon$ = 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 υπό μορφή τανυστή ως

$$D_{ijkl}^e = \left(K^e - \frac{2}{3} G^e \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G^e (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{kj}) \quad (13)$$

όπου K^e = το ελαστικό μέτρο ογκομετρικών μεταβολών, G^e = το ελαστικό διατμητικό μέτρο και δ_{ij} το δέλτα του Kronecker.

Το προσομοίωμα δεν χρειάζεται τον ακριβή μαθηματικό προσδιορισμό των επιφανειών διαρροής και πλαστικού δυναμικού (Σχήματα 29-30), παρά μόνον των διευθύνσεων των καθέτων επί των επιφανειών αυτών n και $n_{gL/U}$. Το διάνυσμα $n_{gL/U}$ εκφράζεται στο χώρο p - q - θ από τις σχέσεις

$$n_{gL}^T = \frac{d_g |1, 0.5 M_g q \cos 3\theta|}{\sqrt{d_g^2 - (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad \text{για φόρτιση και} \quad (14)$$

$$n_{gU}^T = \frac{d_g |1, 0.5 M_g q \cos 3\theta|}{\sqrt{d_g^2 - (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad \text{για αποφόρτιση} \quad (15)$$

στην οποία d_g είναι η διασταλτικότητα του εδάφους που ορίζεται ως λόγος των πλαστικών ογκομετρικών προς τις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις

$$d_g = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \approx \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (16)$$

$$d\varepsilon_v = \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} = d\varepsilon_{11} + d\varepsilon_{22} + d\varepsilon_{33} \quad (17)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[(d\varepsilon_{22} - d\varepsilon_{33})^2 + (d\varepsilon_{33} - d\varepsilon_{11})^2 + (d\varepsilon_{11} - d\varepsilon_{22})^2 \right] + 3 (d\gamma_{12}^2 + d\gamma_{23}^2 + d\gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (18)$$

Στο προσομοίωμα αυτό η διασταλτικότητα εκφράζεται από τη σχέση

$$d_g = (1 + \alpha) (M_g - \eta) \quad (19)$$

όπου

$$\eta = q/p \quad (20)$$

$$p = (\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33})/3 = I_1/3 \quad (21)$$

$$q = \sqrt{3J_2'} \quad (22)$$

$$J_2' = \frac{1}{2} s : s = \frac{1}{2} s_{ik} s_{ki} = \frac{1}{2} (s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2 \quad (23)$$

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p \delta_{ij} \quad (24)$$

$$M_g = \frac{6M_{gc}}{6 + M_{gc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (25)$$

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{27J_3'}}{2J_2'} \right) = \eta \text{ γωνία Lode} \quad (26)$$

$$J'_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{kl} = \frac{1}{3} (s_{11}^3 + s_{22}^3 + s_{33}^3) - (\sigma_{12}^2 \sigma_{33} + \sigma_{23}^2 \sigma_{11} + \sigma_{32}^2 \sigma_{11}) \quad (27)$$

M_{gc} = παράμετρος του εδάφους

α = παράμετρος του εδάφους

Το κάθετο διάνυσμα στη επιφάνεια διαρροής δίδεται από τη σχέση

$$n^T = \frac{(d_f, 1, -0.5 M_f q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_f^2 + 1 + (0.5 M_f q \cos 3\theta)^2}} \quad (28)$$

όπου d_f και M_f = παράμετροι της επιφάνεια διαρροής, όπου

$$d_f = (1 + \alpha) (M_f - \eta) \quad (29)$$

$$M_f = \frac{6M_{fc}}{6 + M_{fc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (30)$$

M_{fc} = παράμετρος του εδάφους

Το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση δίδεται από την σχέση

$$H_L = H_o \rho H_f (H_v + H_s) H_{DM} \quad (31)$$

όπου

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (32)$$

$$H_v = \left(1 - \frac{\eta}{M_g}\right) \quad (33)$$

$$H_s = \beta_o \beta_l e^{-\beta_o \xi} \quad (34)$$

$$H_{DM} = \left(\frac{\eta_{max}}{\eta}\right)^\gamma \quad (35)$$

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (36)$$

$H_0, \beta_0, \beta_1, \gamma =$ σταθερές του εδάφους; and $\xi =$ συσσωρευμένη αποκλίνουσα πλαστική παραμόρφωση που δίδεται από τη σχέση

$$\xi = \int d\xi = \int \sqrt{de^p de^p} \quad (37)$$

$$de = d\varepsilon - \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} \quad (38)$$

Για αποφόρτιση, στο αρχικό καταστατικό προσομοίωμα, το πλαστικό μέτρο H_U δίδεται από την μορφή:

$$H_U = \left\{ \begin{array}{ll} H_{u0} \left(\frac{M_g}{\eta_u} \right)^{\gamma_u}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \\ H_{u0} & , \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \end{array} \right\} \quad (39)$$

όπου $H_{u0}, \gamma_u =$ σταθερές του εδάφους, $M_g =$ ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση και η_u είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση.

Στη παραλλαγή του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιείται εδώ, το πλαστικό μέτρο H_U δίδεται από την μορφή

$$H_U^* = \left\{ \begin{array}{ll} H_{u0}^* P \left(\frac{M_g}{\eta_u} \right)^{\gamma_u}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \\ H_{u0}^* P & , \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \end{array} \right\} \quad (40)$$

όπου $H_{u0}^*, \gamma_u =$ σταθερές του εδάφους και , $M_g =$ ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση, η_u είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση και p η μέση ενεργός τάση.

Επίσης, η έκφραση του πλαστικού μέτρου μεταβάλλεται για να βελτιώσει τις προβλέψεις του προσομοιώματος αναφορικά με την συμπεριφορά του εδάφους σε τριαξονικό εφελκυσμό και ενδιάμεσες τασικές οδεύσεις μεταξύ τριαξονικής θλίψης και εφελκυσμού. Το νέο μέτρο πλαστικότητας έχει τη μορφή:

$$H_{L/U}^*(\theta) = H_{L/U} \left(\frac{1+c}{2} \sin 3\theta + \frac{1-c}{2} \right) \quad (41)$$

όπου θ ή γωνία Lode, και c είναι ο λόγος του πλαστικού μέτρου στον τριαξονικό εφελκυσμό ως προς το πλαστικό μέτρο σε τριαξονική θλίψη.

Σε Καρτεσιανό σύστημα του χώρου των τάσεων η κατεύθυνση της πλαστικής ροής δίδεται από τη σχέση

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial g}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial J_2} \frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma_{ij}} \quad (42)$$

όπου g είναι η επιφάνεια πλαστικού δυναμικού

$$\frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} = \delta_{ij} \quad (43)$$

$$\frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}} = s_{ij} \quad (44)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial \sigma_{ij}} = \tan(3\theta) \left[\frac{\partial J'_3}{\partial \sigma_{ij}} \frac{1}{3J'_3} - \frac{\partial J'_2}{\partial \sigma_{ij}} \frac{1}{2J'_2} \right] \quad (45)$$

$$\frac{\partial J'_3}{\partial \sigma_{ij}} = s_{im} s_{mj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij} \quad (46)$$

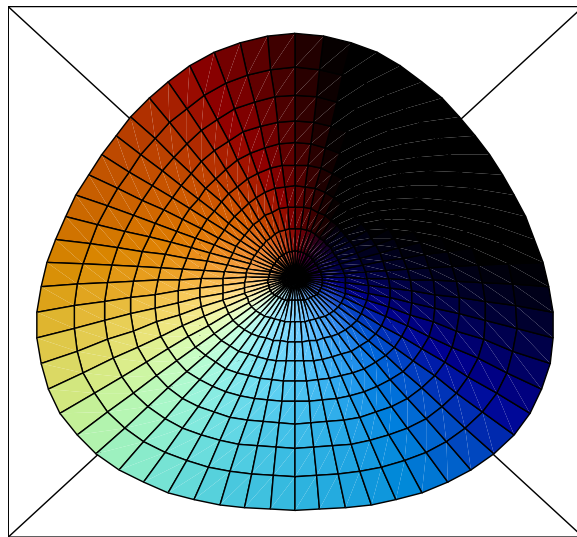
Λαμβάνοντας υπόψη τις ανωτέρω σχέσεις η (19) γράφεται ως

$$n_{gij} = \frac{\frac{d_g \delta_{ij}}{3} + \frac{\sqrt{3} s_{ij}}{2 \sqrt{J'_2}} - 0.5 M_g q \cos 3\theta \tan 3\theta \left(\frac{\left(s_{ik} s_{kj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij} \right)}{3 J'_3} - \frac{s_{ij}}{2 J'_2} \right)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad (47)$$

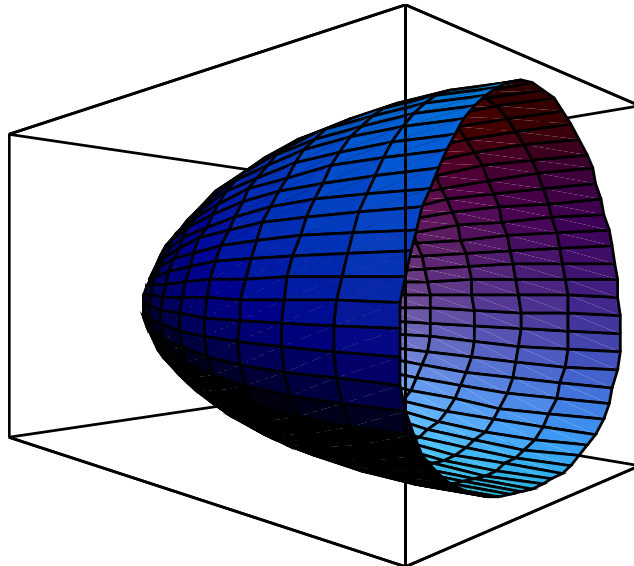
και η (28) γράφεται ως

$$n_{ij} = \frac{\frac{d_f \delta_{ij}}{3} + \frac{\sqrt{3} s_{ij}}{2 \sqrt{J'_2}} - 0.5 M_f q \cos 3\theta \tan 3\theta \left(\frac{\left(s_{ik} s_{kj} - \frac{2}{3} J'_2 \delta_{ij} \right)}{3 J'_3} - \frac{s_{ij}}{2 J'_2} \right)}{\sqrt{d_f^2 + 1 + (0.5 M_f q \cos 3\theta)^2}} \quad (48)$$

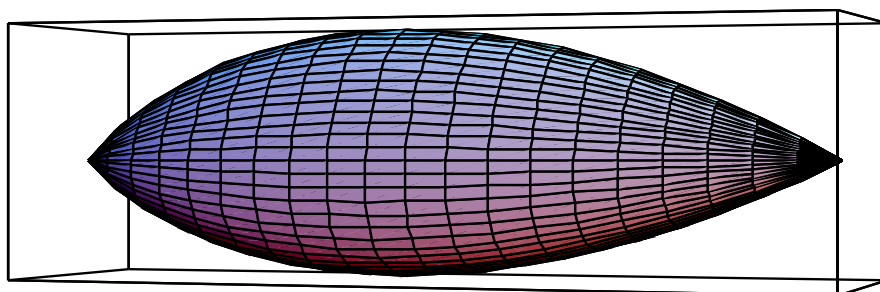
Το προσομοίωμα προβλέπει τη συμπύκνωση και κράτυνση σε διάτμηση υπό στραγγισμένες συνθήκες και την ανάπτυξη υπερπιέσεων και ρευστοποίησης σε χαλαρές άμμους υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στην περίπτωση πολύ πυκνών άμμων υπό στραγγισμένες συνθήκες, το προσομοίωμα προβλέπει χαλάρωση του υλικού σε μεγάλες παραμορφώσεις. Συγκρίσεις μεταξύ προβλέψεων και πειραματικών δεδομένων που περιλαμβάνουν μονοτονικές φορτίσεις άμμων με τάση για συμπύκνωση ή δίογκωση, καθώς επίσης και συγκρίσεις ανακυκλικών φορτίσεων άμμων που οδηγούν σε ρευστοποίηση έδειξαν ικανοποιητική συμφωνία (Pastor *et al.* 1990, Eltahir *et al.* 1998).



(α) τομή στο επίπεδο π της επιφάνειας διαρροής

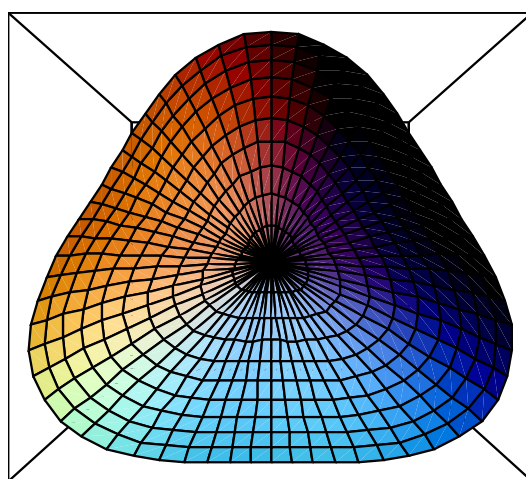


(β) τομή στο επίπεδο π υπό άλλη οπτική γωνία της επιφάνειας διαρροής

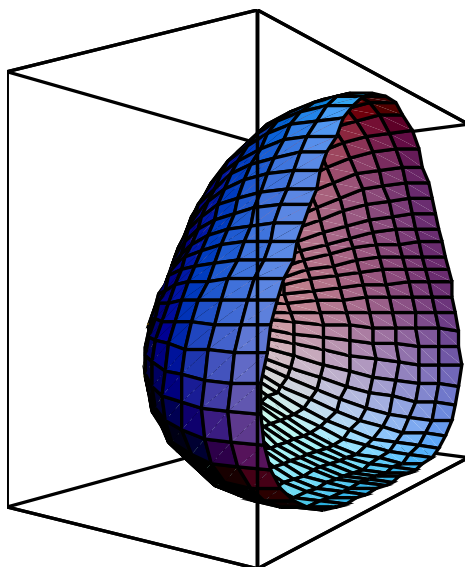


(γ) πλάγια όψη της επιφάνειας διαρροής

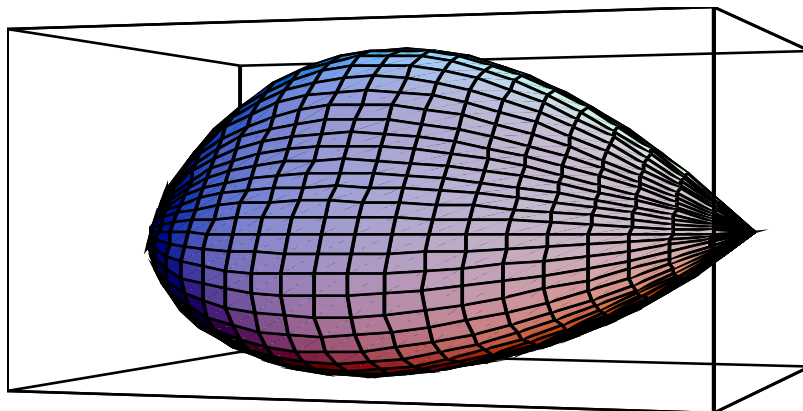
Σχήμα 29. Επιφάνεια διαρροής



(α) τομή στο επίπεδο π της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού



(β) τομή στο επίπεδο π υπό άλλη οπτική γωνία της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού



(γ) πλάγια όψη της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού

Σχήμα 30. Επιφάνεια πλαστικού δυναμικού

6.2 Επαλήθευση και βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος PASTOR-ZIENKIEWICZ

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, μία λεπτομερής μελέτη για την επαλήθευση του καταστατικού προσομοιώματος έγινε από τους Pastor *et al.* (1990). Στη παρούσα μελέτη, για την επιβεβαίωση της ορθής ενσωμάτωσης στον κώδικα FLAC αλλά και για τον καθορισμό των νέων παραμέτρων του προσομοιώματος λαμβάνοντας υπόψη τις αλλαγές που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, έγινε μία νέα βαθμονόμηση όλων των παραμέτρων του προσομοιώματος. Η επαλήθευση και βαθμονόμηση ενός καταστατικού προσομοιώματος απαιτεί την επιτυχή προσομοίωση μίας μακράς σειράς εργαστηριακών δοκιμών, οι οποίες περιλαμβάνουν (α) την ισοτροπική θλίψη, τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό, 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, απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες για μονοτονική φόρτιση (δ) την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή, απλή διάτμηση υπό διάφορες συνθήκες περιβάλλουσας ενεργού τάσης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η δημιουργία ενός «υπολογιστικού» εδάφους (virtual soil) 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%. Στην παρούσα ερευνητική εργασία η μεγαλύτερη έμφαση της βαθμονόμησης δόθηκε στην μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά υπό αστράγγιστες συνθήκες, δηλαδή στις κατηγορίες δοκιμών (γ) και (δ), διότι αυτή η συμπεριφορά καθορίζει την απόκριση του συστήματος εδάφους – κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

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. Στην έκθεση αυτή παρουσιάζονται μόνον ορισμένα τυπικά αποτελέσματα της βαθμονόμησης.

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, $Dr = 29\%, 44\%, 47\%$, και 64% . Στο Σχήμα 31(α) παρουσιάζονται οι ενεργές τασικές οδεύσεις (διάγραμμα q-p') για τις τέσσερις δοκιμές. Οι κύκλοι παριστούν τα πειραματικά δεδομένα ενώ οι συνεχείς γραμμές τις προβλέψεις του προσομοιώματος. Στο Σχήμα 31(β) παρουσιάζονται οι υπερπίεσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της θλίψης ως προς τη διατμητική παραμόρφωση, ε_s , όπου

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[(\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{33} - \varepsilon_{11})^2 + (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 \right] + 3(\gamma_{12}^2 + \gamma_{23}^2 + \gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (49)$$

και στην περίπτωση τριαξονικής δοκιμής όπου $\varepsilon_{22} = \varepsilon_{33}$ και $\gamma_{12} = \gamma_{23} = \gamma_{31} = 0$, η ε_s γίνεται

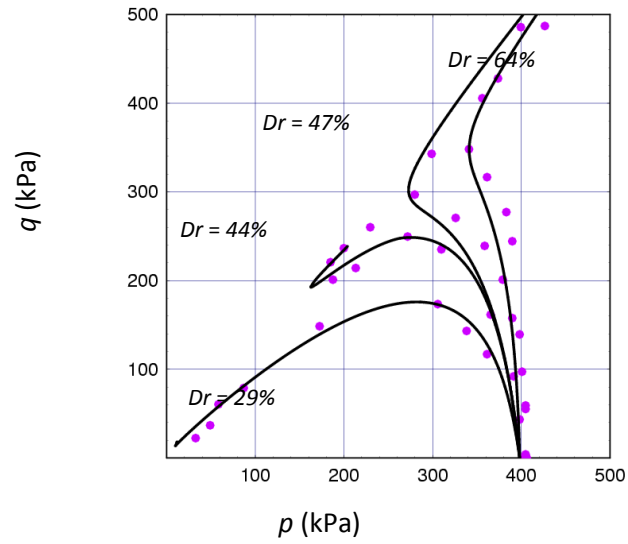
$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33}) \quad (50)$$

Στο Σχήμα 32 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα μιας ανακυκλικής τριαξονικής δοκιμής υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding σχετικής πυκνότητας $Dr = 30\%$ από τα πειράματα του Castro (1969). Στο σχήμα αυτό παρουσιάζεται η ενεργός τασική οδεύση (διάγραμμα q-p') που οδηγεί σε ρευστοποίηση της άμμου. Πρέπει να σημειωθεί ότι, λαμβάνοντας υπόψη τον μεγάλη ποικιλία συμπεριφορών που θα πρέπει να αναπαριστά το

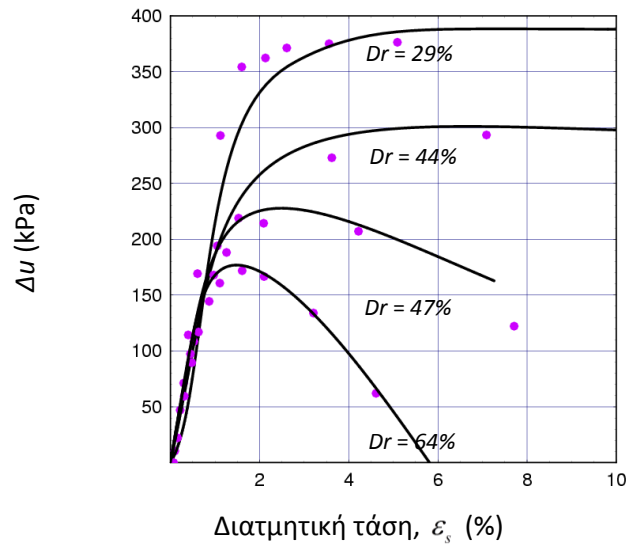
καταστατικό προσομοίωμα (βασιζόμενο σε δέκα μόνο παραμέτρους) η συμφωνία μεταξύ πειραματικών δεδομένων και προβλέψεων είναι ικανοποιητική.

Δεδομένου ότι, όπως αναφέρθηκε, το εύρος διαφορετικών συμπεριφορών που θα πρέπει να αναπαριστά το καταστατικό προσομοίωμα είναι πολύ μεγάλο και τα πειραματικά δεδομένα ενός συγκεκριμένου εδάφους είναι συνήθως περιορισμένα και ανεπαρκή για την βαθμονόμηση σε τόσο ευρεία κλίμακα, στην εργασία αυτή γίνεται έλεγχος της ανακυκλικής συμπεριφοράς με σύγκριση των προβλέψεων με συμπληρωματικά δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα άλλων άμμων, όπως της άμμου Nevada (Velacs 1993) και της άμμου Monterey (DeAlba 1976).

(α)

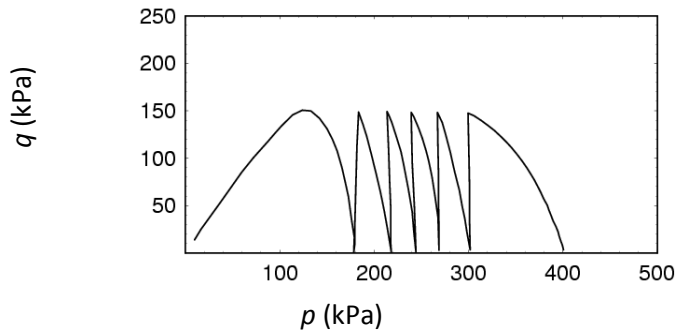


(β)

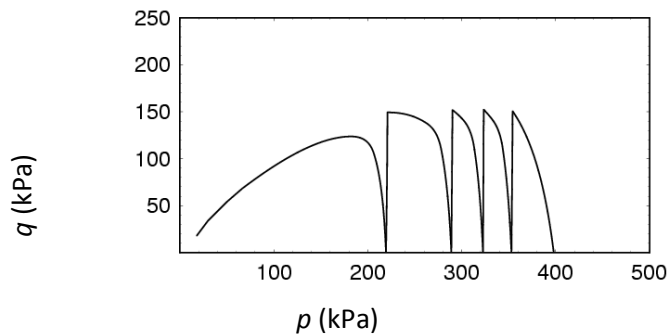


Σχήμα 31. Σύγκριση πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων δοκιμών τριαξονικής θλίψης επί άμμου Banding $Dr = 29\%$, 44% , 47% , και 64% (α) Όδευση ενεργών τάσεων (β) υπερπίεση πόρων

(α) πειραματικά δεδομένα

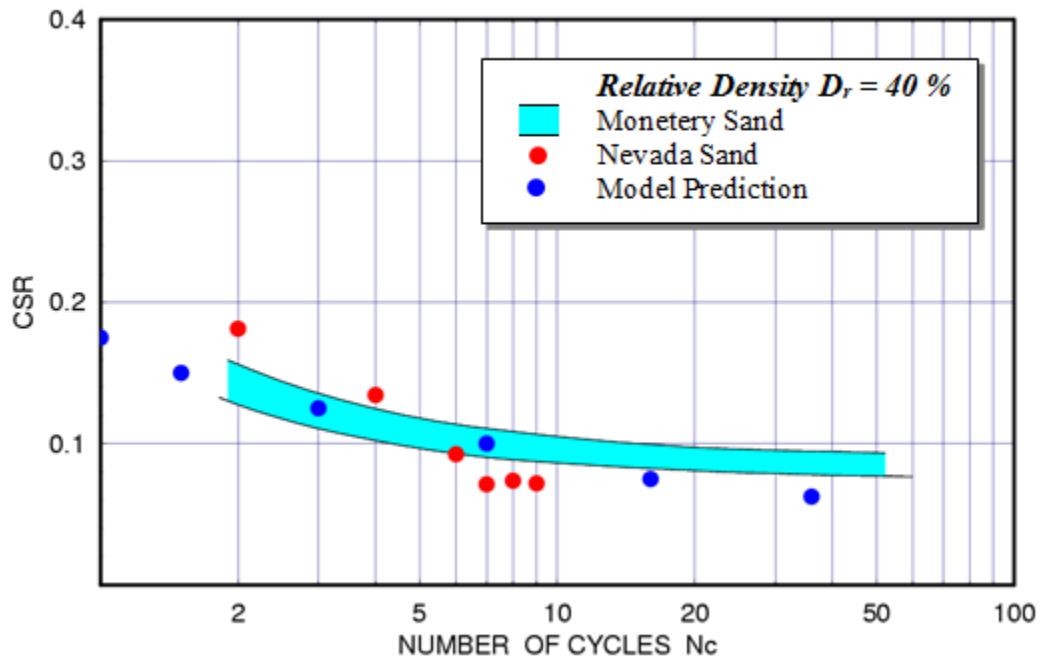


(β) αριθμητική πρόβλεψη

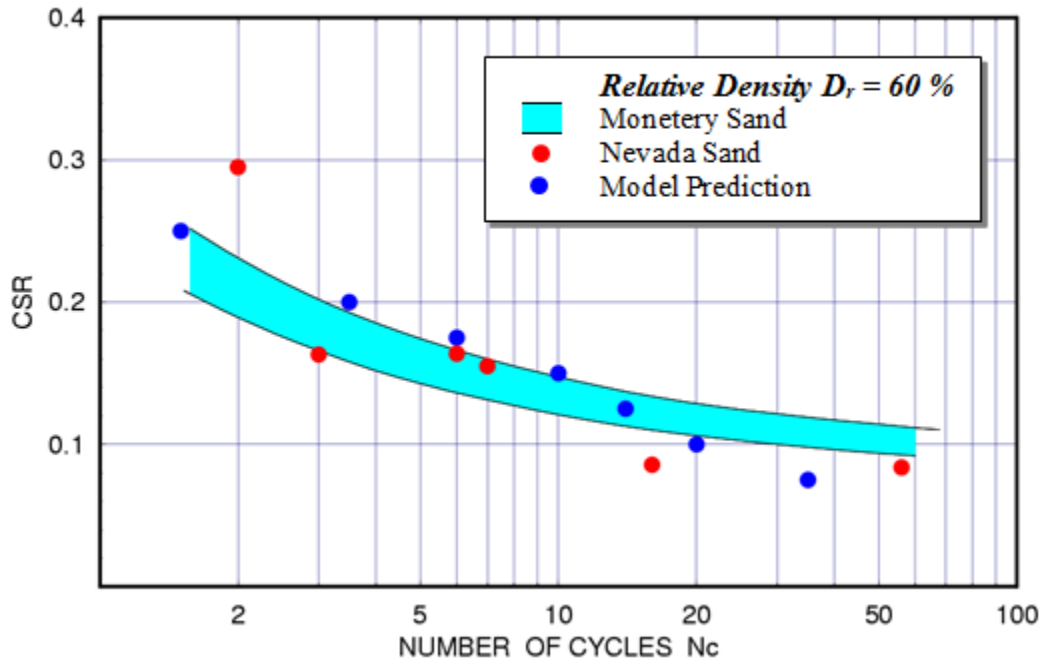


Σχήμα 32. Σύγκριση όδευσης ενεργών τάσεων πειραματικών δεδομένων (Castro 1969) και αριθμητικών προβλέψεων σε δοκιμή τριαξονικής ανακυκλικής φόρτισης επί χαλαρής άμμου Banding σχετικής πυκνότητας $D_r = 30\%$.

Στα Σχήματα 33 και 34 παρουσιάζεται ο λόγος της ανακυκλικής αντοχής $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 40\%$ και 60% , αντίστοιχα, σε δοκιμή απλής διάτμησης. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) (γαλάζιοι κύκλοι) συγκρίνονται με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey του DeAlba et al. (1976) τροποποιημένο κατά Seed & Harder (1990) (κυανή ζώνη), και (β) άμμου Nevada του προγράμματος Velacs (1993) (κόκκινοι κύκλοι) για περιοχή τάσεων $\sigma'_{v0} = 80 - 160$ kPa. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει μία καλή συμφωνία μεταξύ των πειραματικών δεδομένων και των προβλέψεων του προσομοιώματος και για τις δύο σχετικές πυκνότητες.

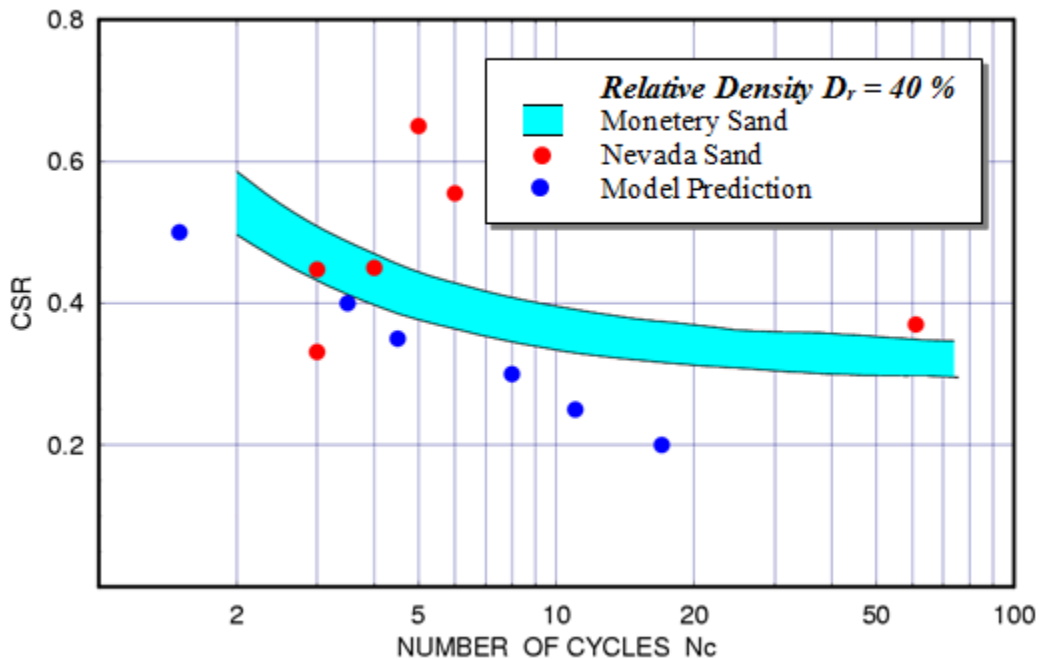


Σχήμα 33. Λόγος ανακυκλικής αντοχής $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 40\%$ σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος *Pastor et al. (1990)* με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου *Monterey (DeAlba et al. (1976)*, τροποποιημένο κατά *Seed & Harder (1990)* και (β) άμμου *Nevada (Velacs 1993)*. ($\sigma_{v0} = 80 - 160$ kPa).

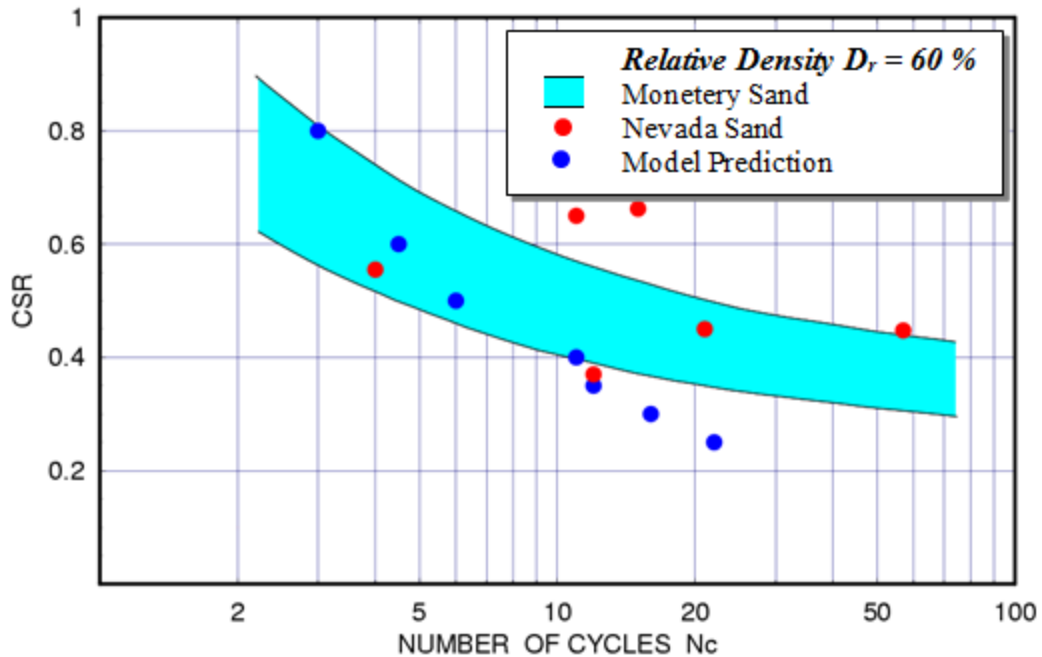


Σχήμα 34. Λόγος ανακυκλικής αντοχής $CSR = \tau_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 60\%$ σε δοκιμή απλής διάτμησης. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος *Pastor et al. (1990)* με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου *Monterey* (*DeAlba et al. (1976)*), τροποποιημένο κατά *Seed & Harder (1990)* και (β) άμμου *Nevada* (*Velacs 1993*). ($\sigma_{v0} = 80 - 160$ kPa).

Επίσης, στα Σχήματα 35 και 36 παρουσιάζεται ο λόγος της ανακυκλικής αντοχής $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 40\%$ και 60% , αντίστοιχα, σε δοκιμή ανακυκλική τριαξονική δοκιμή. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) (γαλάζιοι κύκλοι) συγκρίνονται με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey του DeAlba et al. (1976) τροποποιημένα κατά Seed & Idriss (1981) και Seed & Harder (1990) (κυανή ζώνη), και (β) άμμου Nevada του προγράμματος Velacs (1993) (κόκκινοι κύκλοι). Όπως στην περίπτωση των δοκιμών απλής διάτμησης, η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει μία καλή συμφωνία μεταξύ των πειραματικών δεδομένων και των προβλέψεων του προσομοιώματος και για τις δύο σχετικής πυκνότητες.



Σχήμα 35. Λόγος ανακυκλικής αντοχής $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 40\%$ σε τριαξονική δοκιμή. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος Pastor et al. (1990) με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου Monterey (DeAlba et al. (1976), τροποποιημένα κατά Seed & Idriss (1981) και Seed & Harder (1990) και (β) άμμου Nevada (Velacs 1993). ($\sigma_{v0} = 40 - 80$ kPa).



Σχήμα 36. Λόγος ανακυκλικής αντοχής $CSR = q_c / \sigma'_{v0}$ άμμου σχετικής πυκνότητας $D_r = 60\%$ σε τριαξονική δοκιμή. Σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων του τροποποιημένου προσομοιώματος *Pastor et al. (1990)* με πειραματικά δεδομένα (α) άμμου *Monterey (DeAlba et al. (1976)*, τροποποιημένα κατά *Seed & Idriss (1981)* και *Seed & Harder (1990)* και (β) άμμου *Nevada (Velacs 1993)*. ($\sigma_{v0} = 40 - 160$ kPa).

Προσδιορισμός της σχετικής πυκνότητας από επιτόπου μετρήσεις

Πειραματικά δεδομένα καταδεικνύουν ότι η αντίσταση διείσδυσης σε μη συνεκτικό έδαφος εξαρτάται από το μέγεθος των κόκκων και το περιεχόμενο των λεπτόκοκκων υλικών. Οι Cubrinovski και Ishihara [2-4] χρησιμοποίησαν υψηλής ποιότητας μη διαταραγμένα δοκίμια με πάγωμα εδάφους και μέτρησαν την αντίσταση διεισδύσεως SPT σε φυσικές αποθέσεις εδάφους με σκοπό να δημιουργήσουν μία εμπειρική σχέση μεταξύ των τιμών N της δοκιμής SPT και της σχετικής πυκνότητας D_r , για μία μεγάλη ποικιλία μη συνεκτικών εδαφών. Η σχετική πυκνότητα ορίζεται ως

$$D_r = \left\{ N_1 (e_{\max} - e_{\min})^{1.7} \right\}^{1/2} / 3 \quad (51)$$

όπου $N_1 = (98 / \sigma'_v)^{1/2} N$, σ'_v = κατακόρυφη ενεργός τάση (kPa), και e_{\max} , e_{\min} = μέγιστη και ελάχιστη τιμή του δείκτη πόρων. Παρόλο που η διαφορά του δείκτη πόρων είναι μόνον ένα έμμεσο μέτρο της κοκκομετρικής διαβάθμισης, έχει αποδειχθεί ότι είναι ένας πολύ καλός δείκτης των συνολικών χαρακτηριστικών της κοκκομετρικής διαβάθμισης για μη συνεκτικά εδάφη. Μία προσεγγιστική σχέση μεταξύ $e_{\max} - e_{\min}$ και D_{50} για ένα σημαντικό αριθμό χαλικωδών άμμων, καθαρών άμμων, και άμμων με λεπτόκοκκο υλικό είναι δυνατόν να εκφρασθεί ως

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + 0.06 / D_{50} \quad (52)$$

Η σχετική πυκνότητα που απαιτείται από το καταστατικό προσομοίωμα είναι δυνατόν να μετρηθεί μέσω απευθείας μέτρησης, μέσω μέτρησης της διαφοράς $e_{\max} - e_{\min}$ και χρήση της (51), ή τέλος μέσω συσχέτισης με τη διάμετρο D_{50} και χρήση της σχέσης (52). Η ύπαρξη εργαστηριακών δεδομένων για την ανακυκλική αντοχή του εδάφους είναι δυνατόν να βελτιώσει την αρχική εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας με σκοπό την καλύτερη περιγραφή του της ανακυκλικής συμπεριφοράς του εδάφους.

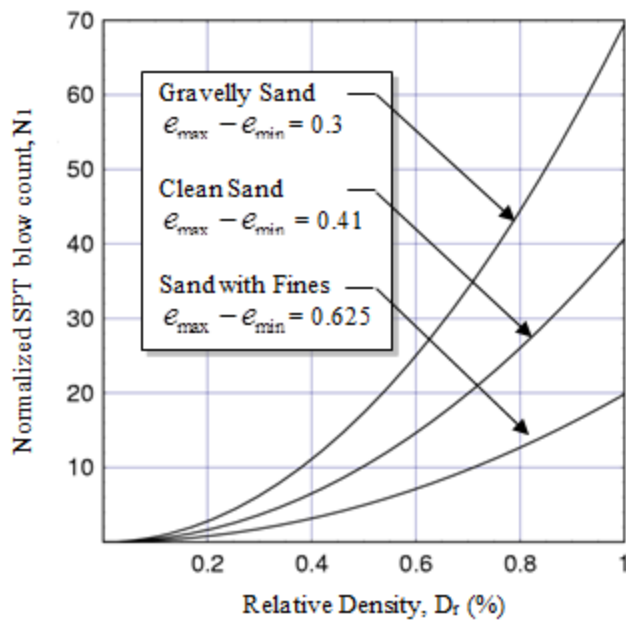
Το Σχήμα 37 παρουσιάζει ένα παράδειγμα της σχέσης μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής $N_1 = (98 / \sigma'_v)^{1/2} N$ και της σχετικής πυκνότητας D_r , για (α) μια χαλικώδη άμμο με $e_{\max} - e_{\min} =$

0.3, (β) για μια καθαρή άμμο με $e_{\max} - e_{\min} = 0.41$ και (γ) για μία άμμο με λεπτόκοκκα υλικά με $e_{\max} - e_{\min} = 0.625$.

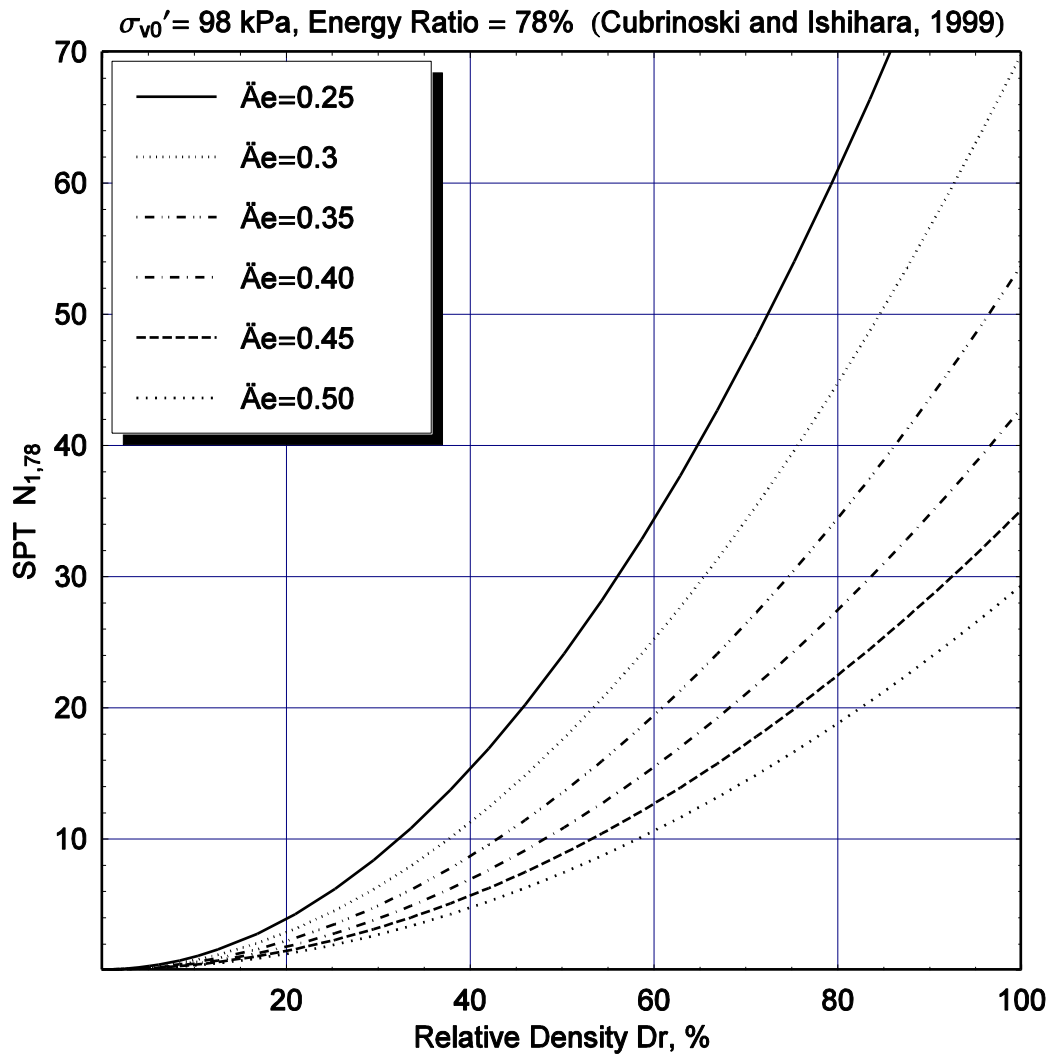
Το Σχήμα 38 παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής $N_{1,73} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$ και της σχετικής πυκνότητας Dr , για τιμές του λόγου $e_{\max} - e_{\min} = 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45,$ και 0.5 , ενεργό τάση $\sigma'_{v0} = 98$ kPa και ποσοστό ενέργειας της κρουστικής δοκιμής διεισδύσεως SPT = 78 %.

Αντίστοιχα, το Σχήμα 39 παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής $N_{1,73} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$ και της σχετικής πυκνότητας Dr , για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2,$ και 10 mm, ενεργό τάση $\sigma'_{v0} = 98$ kPa και ποσοστό ενέργειας της κρουστικής δοκιμής διεισδύσεως SPT = 78 %.

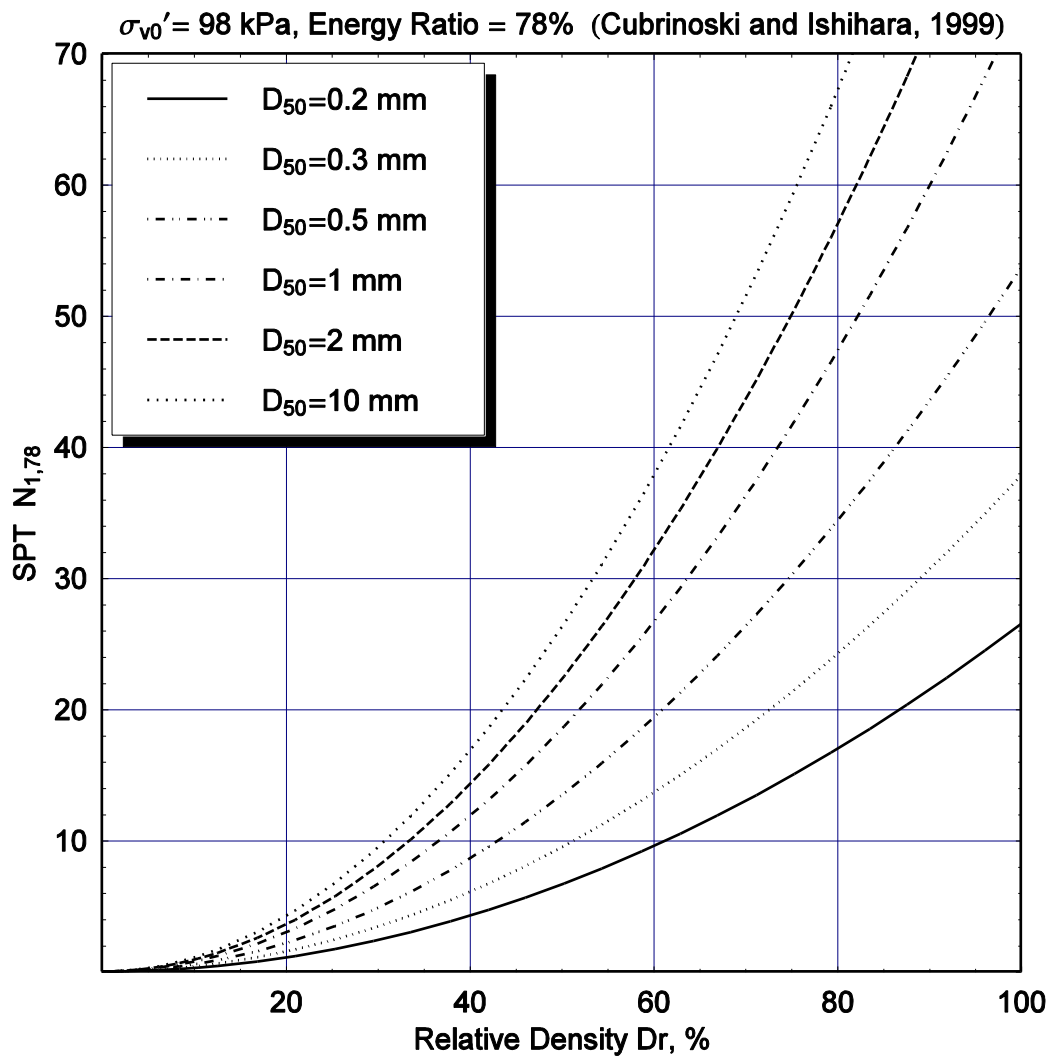
Το Σχήμα 40 παρουσιάζει την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής $N_{1,60} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$ και της σχετικής πυκνότητας Dr , για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2,$ και 10 mm, ενεργό τάση $\sigma'_{v0} = 98$ kPa, αλλά για ποσοστό ενέργειας της δοκιμής SPT = 60 %. Μαζί με την εμπειρική σχέση των Cubrinovski and Ishihara (1999) παρουσιάζεται και η κλασική σχέση των Terzaghi και Peck. Επίσης, στο Σχήμα 41 παρουσιάζει παρόμοια εμπειρική σχέση των Kulhawy and Mayne (1990) μεταξύ της κανονικοποιημένης τιμής $N_{1,60} = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$ και της σχετικής πυκνότητας Dr , για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2,$ και 10 mm, ενεργό τάση $\sigma'_{v0} = 98$ kPa, και για ποσοστό ενέργειας της δοκιμής SPT = 60 %. Σύγκριση των αποτελεσμάτων των Σχημάτων 40 και 41 δείχνει ότι οι σχέσεις των Cubrinovski and Ishihara (1999), Kulhawy and Mayne (1990) και Terzaghi – Peck είναι σε καλή συμφωνία για $D_{50} = 0.5$ mm, ενώ για άλλες διαμέτρους D_{50} παρουσιάζονται κάποιες διαφορές στην εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας Dr με βάση την τιμή του SPT $N_{1,60}$.



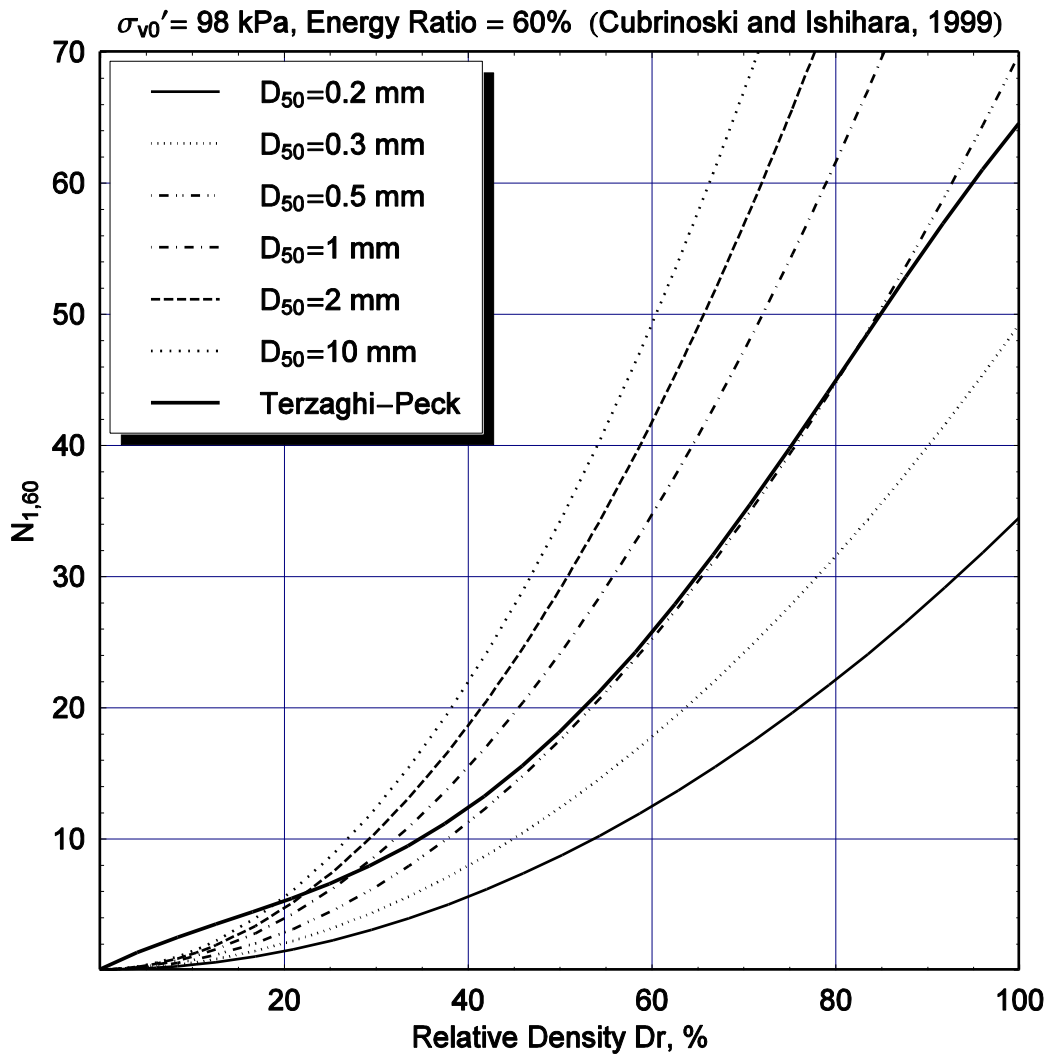
Σχήμα 37. Εμπειρική συσχέτιση μεταξύ σχετικής πυκνότητας D_r και κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων $N_1 = (98/\sigma'_v)^{1/2} N$ για: (α) μια χαλικώδη άμμο με $e_{max} - e_{min} = 0.3$, (β) για μια καθαρή άμμο με $e_{max} - e_{min} = 0.41$ και (γ) για μία άμμο με λεπτόκοκκα υλικά με $e_{max} - e_{min} = 0.625$. (Cubrinovski and Ishihara 1999).



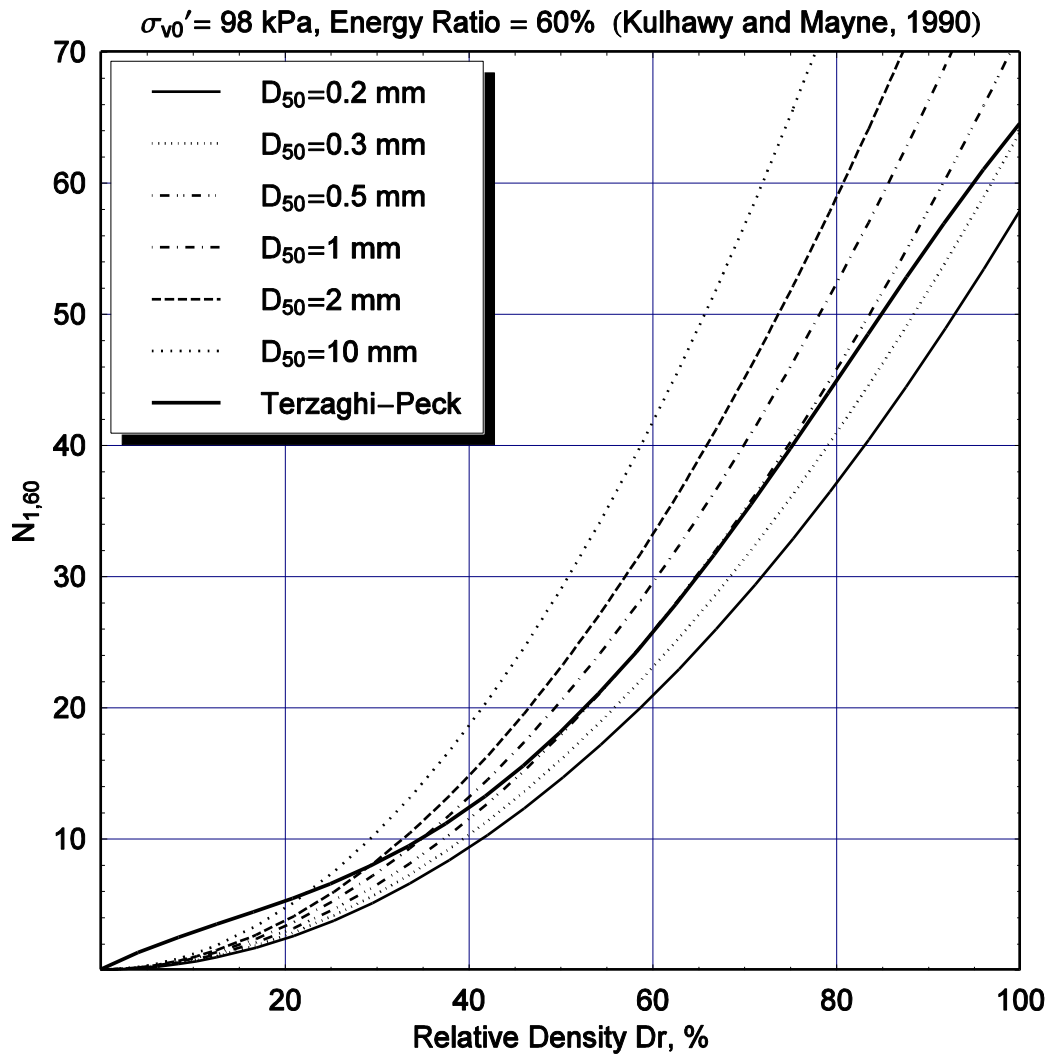
Σχήμα 38. Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του κανονικοποιημένου αριθμού κύττων $N_{1,78} = (98 / \sigma_v')^{1/2} N$ για τιμές του $e_{\max} - e_{\min} = 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45$, και 0.5 ($\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$, ποσοστό ενέργειας SPT = 78 %).



Σχήμα 39. Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του κανονικοποιημένου αριθμού κύπλων $N_{1,73} = (98/\sigma_v')^{1/2} N$ για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2$, και 10 mm ($\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$, ποσοστό ενέργειας SPT = 78 %).



Σχήμα 40. Εμπειρική συσχέτιση των Cubrinovski and Ishihara (1999) μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του κανονικοποιημένου αριθμού κύτπων $N_{1,60} = (98/\sigma_v')^{1/2} N$ για $e_{\max} - e_{\min} = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$, και 0.8 . ($\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$, ποσοστό ενέργειας SPT = 60 %).



Σχήμα 41. Εμπειρική συσχέτιση των Kulhawy and Mayne (1990) μεταξύ σχετικής πυκνότητας D_r και του κανονικοποιημένου αριθμού κτύπων $N_{1,60} = (98 / \sigma_v')^{1/2} N$ για διάμετρο κόκκων $D_{50} = 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2$, και 10 mm ($\sigma_{v0}' = 98 \text{ kPa}$, ποσοστό ενέργειας SPT = 60 %).

Μετά την έρευση της σχετική πυκνότητας D_r από τα παραπάνω γραφήματα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο Πίνακας 4, αφού προηγηθεί μία διόρθωση σύμφωνα με την εξίσωση:

$$D_r = D_r + \min(0.1, -0.133 \log(p_0) + 0.346) \quad (53)$$

όπου p_0 είναι η αρχική μέση ενεργός τάση.

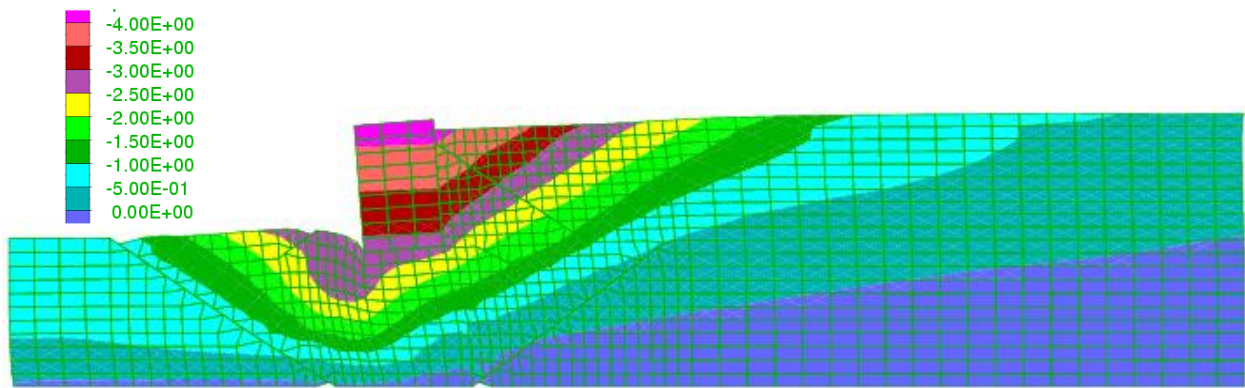
Πίνακας 4. Βαθμονόμηση παραμέτρων καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz.

D_r (%)	K_0	M_f	M_g	H_0	H_{u0}	β_0	β_1	a	γ	γ_u
20	32500	0.25	1.2	350	2000	6	0.6	0.45	4	2
29	34000	0.3	1.2	350	2000	6	0.6	0.45	4	2
44	37000	0.44	1.2	370	2000	6	0.6	0.5	4	2
47	38000	0.53	1.2	500	2000	6	0.6	0.5	4	2
64	41000	0.72	1.1	500	2000	6	0.6	0.5	4	2
80	45000	0.85	1.1	550	2000	6	0.6	0.5	4	2
100	50000	1	1	600	2000	6	0.6	0.5	4	2

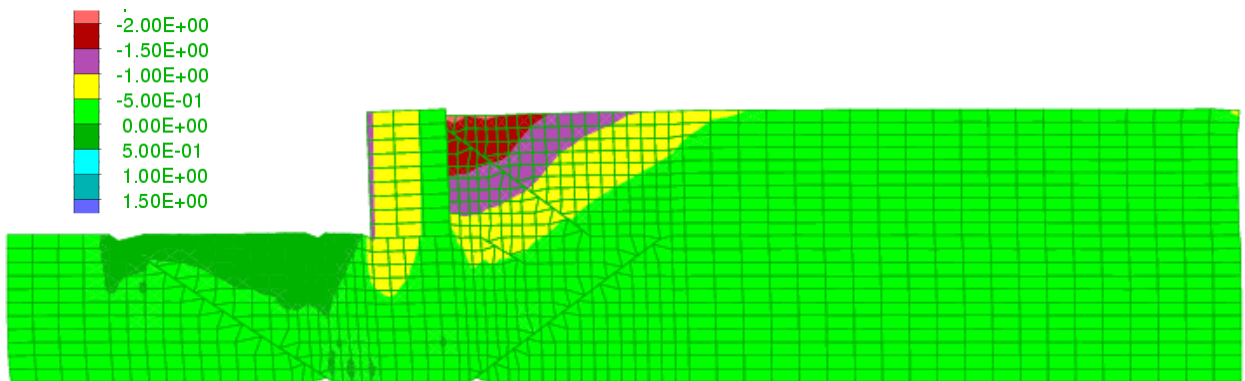
6.3. Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης (με PASTOR-ZIENKIEWICZ)

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με το πιο σοφιστευμένο προσομοίωμα, ικανό να προσομοιώσει πιο ρεαλιστικά από όλα τα παραπάνω τη συμπεριφορά κοκκωδών εδαφών, προβλεπει τον ίδιο μηχανισμό απόκρισης συστήματος κρηπιδοτοίχου εδάφους που παρατηρήθηκε τόσο από τις προηγούμενες αναλύσεις όσο και από τις καταγραφές του ιστορικού περιστατικού (Σχήματα 42-49). Η παραμένουσα προς-τα-έξω οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του τοίχου υπολογίστηκε περίπου 4.5 μ , η καθίζηση στην άνω αριστερή γωνία του τοίχου εκτιμήθηκε 1.3 μ , ενώ ο τοίχος υπέστη μία μόνιμη στροφή της τάξης των 4.3 μοιρών. Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα συνάδουν με τις επιτόπιες καταγραφές από το ιστορικό περιστατικό.

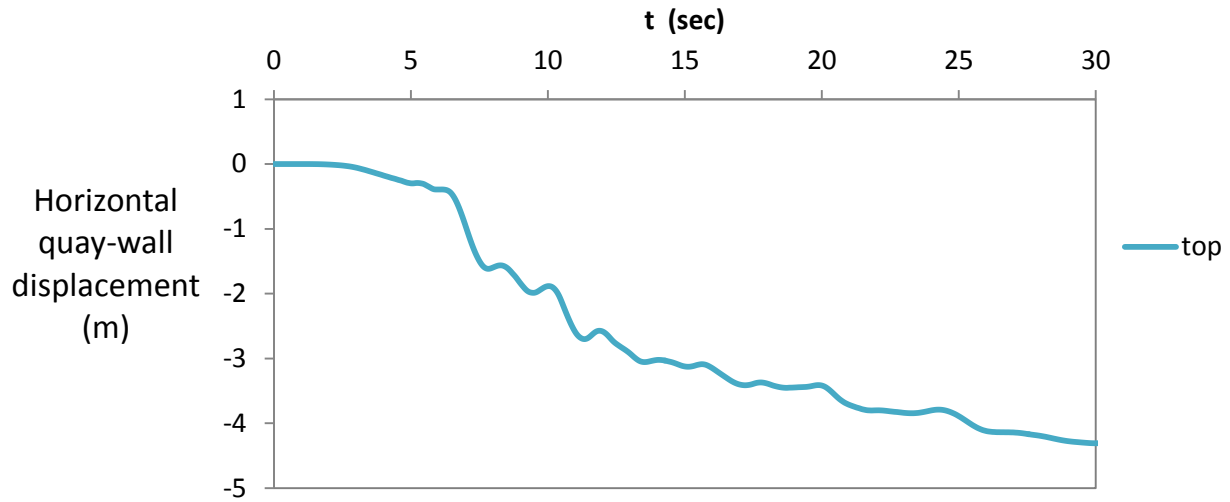
Μικρές διαφορές σε σύγκριση με την ανάλυση FINN και UBCSAND εντοπίζονται στην ανάπτυξη των υπερπιέσεων πόρων. Το παρόν προσομοίωμα προέβλεψε ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο και σημαντική αύξηση των υπερπιέσεων πόρων και στο έδαφος θεμελίωσης (Σχήμα 47-49). Εντούτοις, παρατηρήθηκε ανάπτυξη αρνητικών υδατικών πιέσεων πίσω από τον τοίχο. Αυτό οφείλεται στο γεγονός πως η μετατόπιση του κρηπιδοτοίχου προς τα έξω οδηγεί σε ένα διασταλτικό καθεστώς το αντιστηριζόμενο έδαφος εγγύς του τοίχου το οποίο μπορεί να αναπαραχθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια από το παρόν καταστατικό προσομοίωμα σε σχέση με το UBCSAND και ακόμη περισσότερο από το FINN.



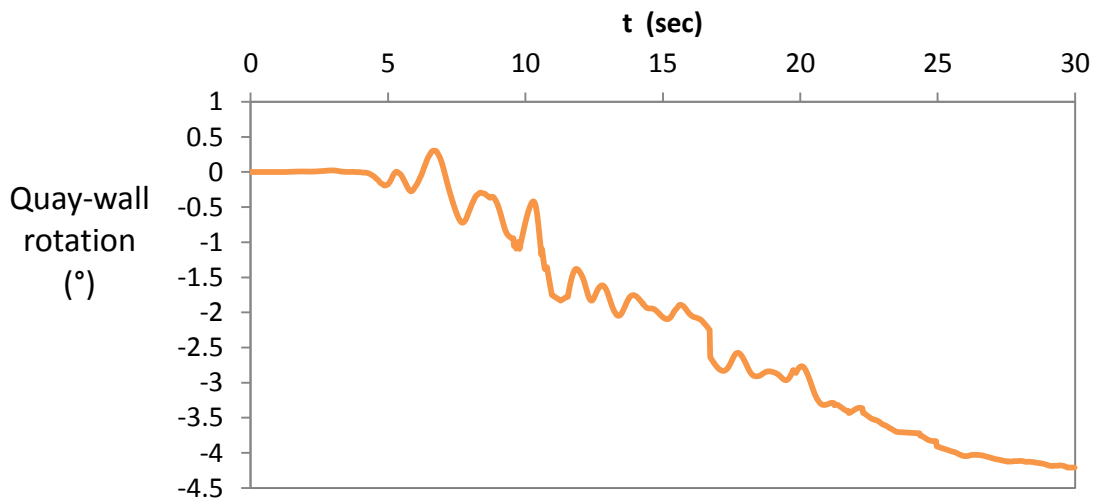
Σχήμα 42. Ισοϋψείς οριζόντιων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



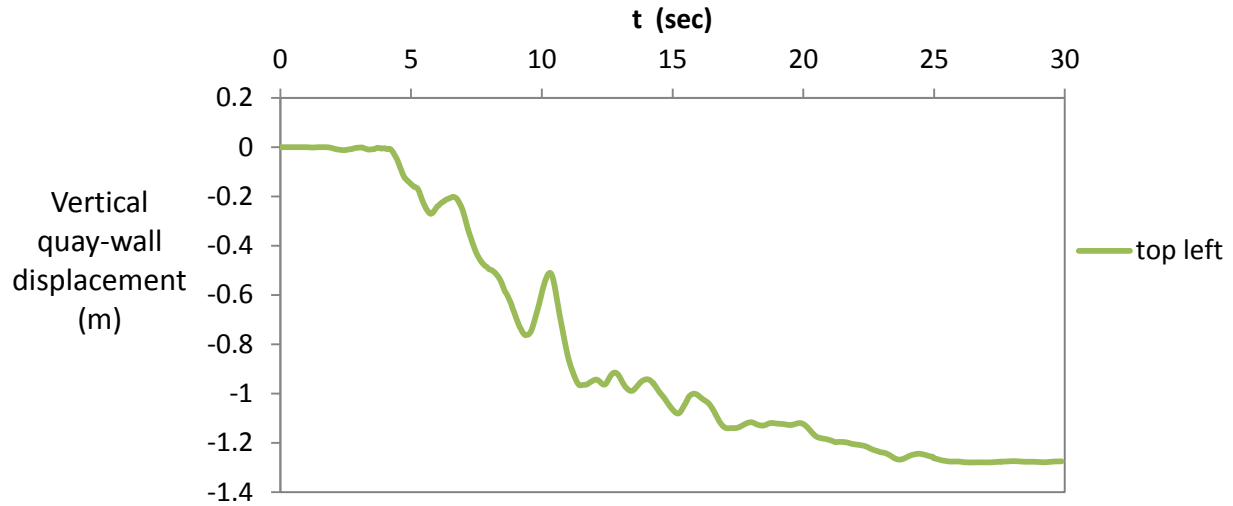
Σχήμα 43. Ισοϋψείς κατακόρυφων μετατοπίσεων μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



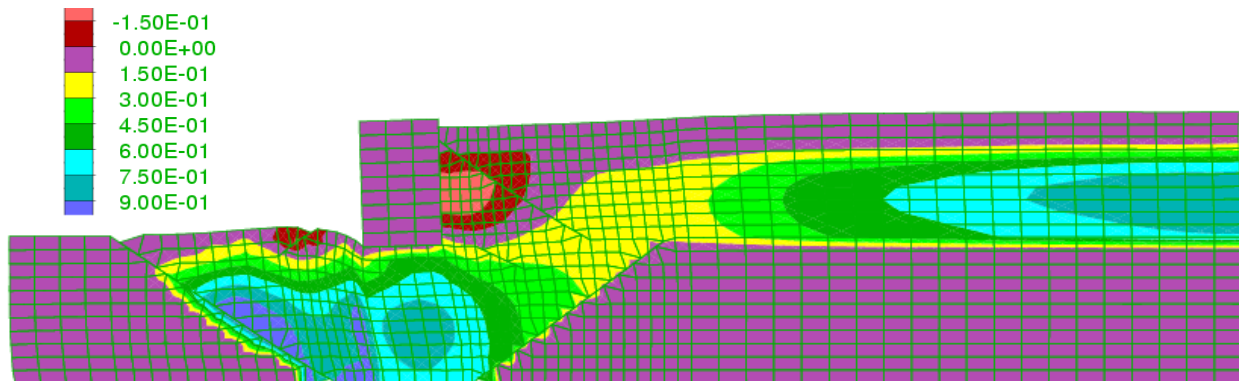
Σχήμα 44. Χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



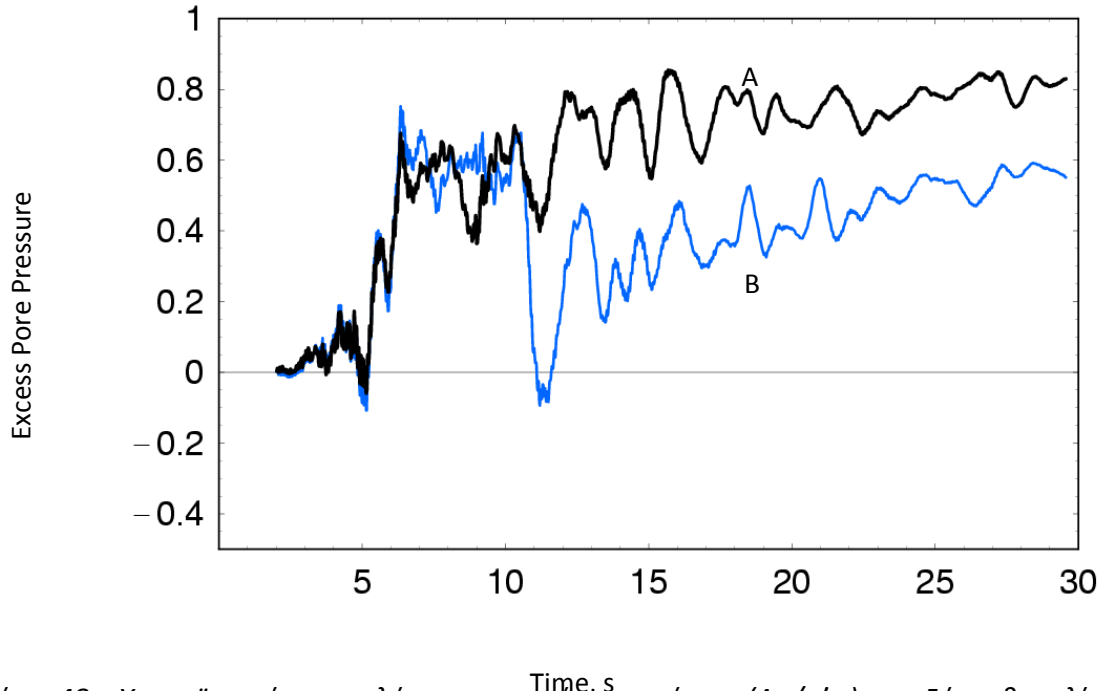
Σχήμα 45. Χρονοϊστορία στροφής του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



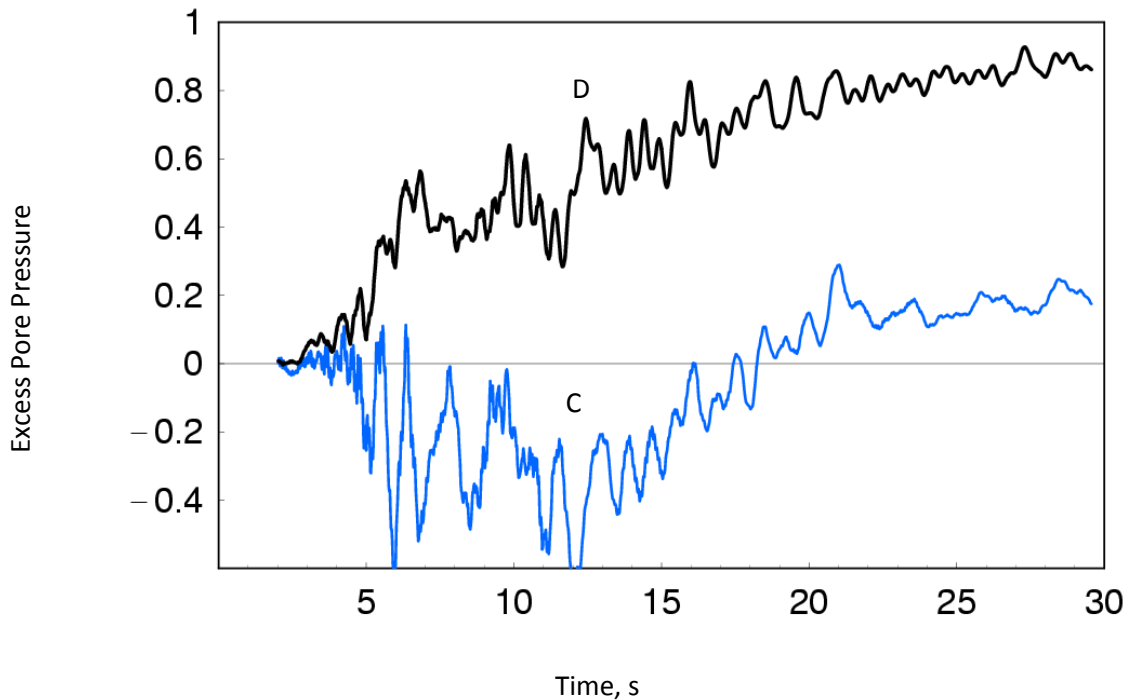
Σχήμα 46. Χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετατόπισης στην άνω αριστερή γωνία του τοίχου (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



Σχήμα 47. Ισοϋψείς λόγου υπερπίεσεων πόρων ($\Delta u / \sigma'_{v0}$) μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



Σχήμα 48. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπιέσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στη ζώνη θεμελίωσης στα σημεία A, B που φαίνονται στο Σχήμα 4 (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).



Σχήμα 49. Χρονοϊστορίες των λόγου υπερπιέσεων πόρων ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) στο αντιστηριζόμενο έδαφος στα σημεία C, D που φαίνονται στο Σχήμα 4 (χρήση καταστατικού προσομοιώματος Pastor-Zienkiewicz).

7. Σύγκριση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρά τις διαφορές των καταστατικών προσομοιωμάτων και τη διαδικασία βαθμονόμησης του, όλες οι αναλύσεις προέβλεψαν αποτελέσματα πολύ κοντά στις επιτόπιες μετρήσεις (Πίνακας 6). Συνεπώς επαληθεύτηκε επιτυχώς τόσο η ικανότητα των προσομοιωμάτων να περιγράψουν το πρόβλημα της απόκρισης κρηπιδοτοίχων, όσο και η βαθμονόμησή τους με συνήθεις γεωμετρικές παραμέτρους, όπως τον αριθμό SPT ή τη σχετική πυκνότητα.

Πίνακας 6. Σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με τις επιτόπιες καταγραφές του ιστορικού περιστατικού του τοίχου στο Rokko Island στον σεισμό του Κόμπε.

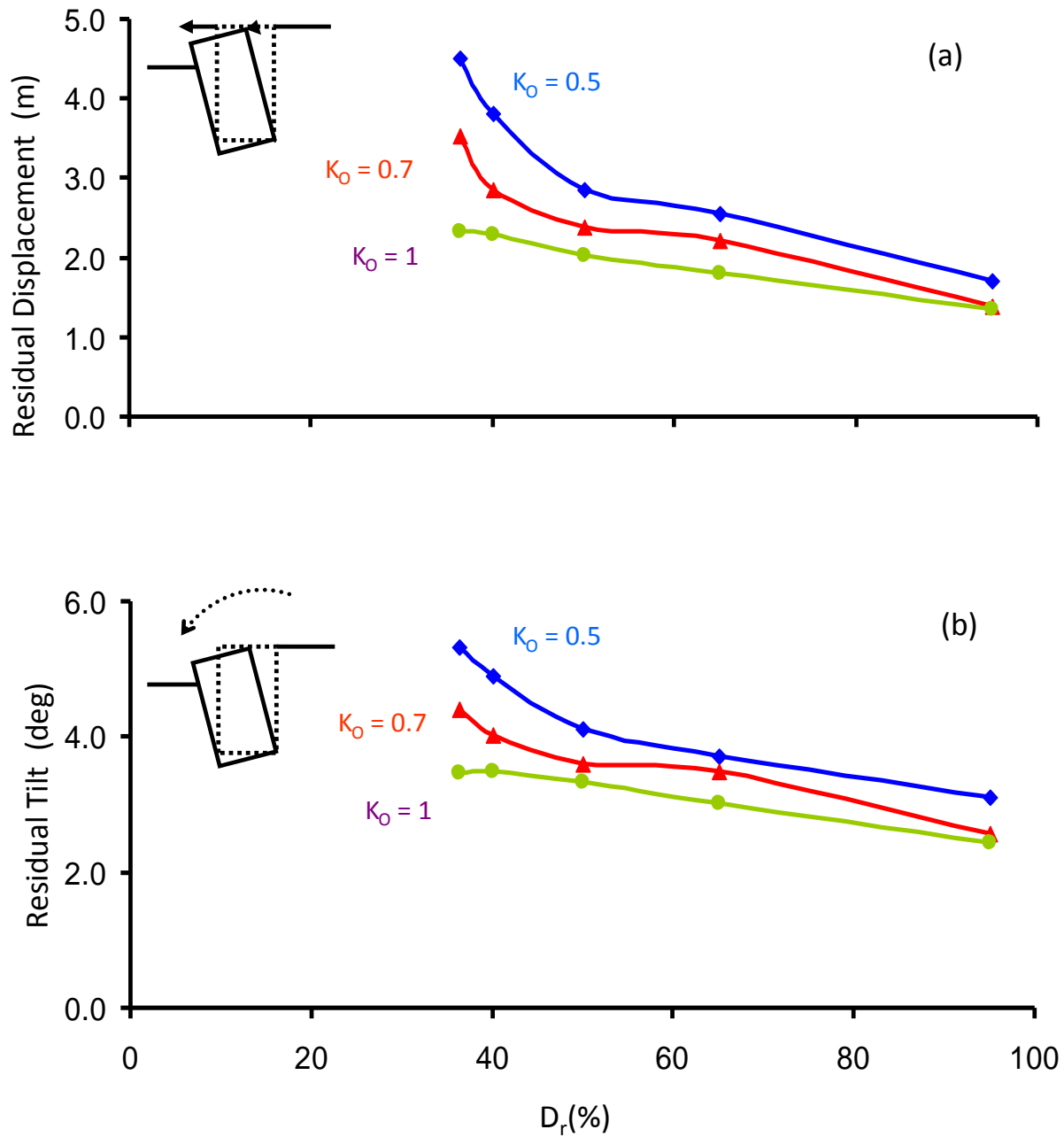
	FINN	UBCSAND	PASTOR- ZIENKEIWICZ	ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟ
Οριζόντια Μετατόπιση (μέτρα)	4.5	5	4.5	4 - 5
Καθίζηση (μέτρα)	1.2	1.6	1.3	1 - 2
Στροφή (μοίρες)	5.5	4	4.3	4

8. Παραμετρική Διερεύνηση Προβλήματος

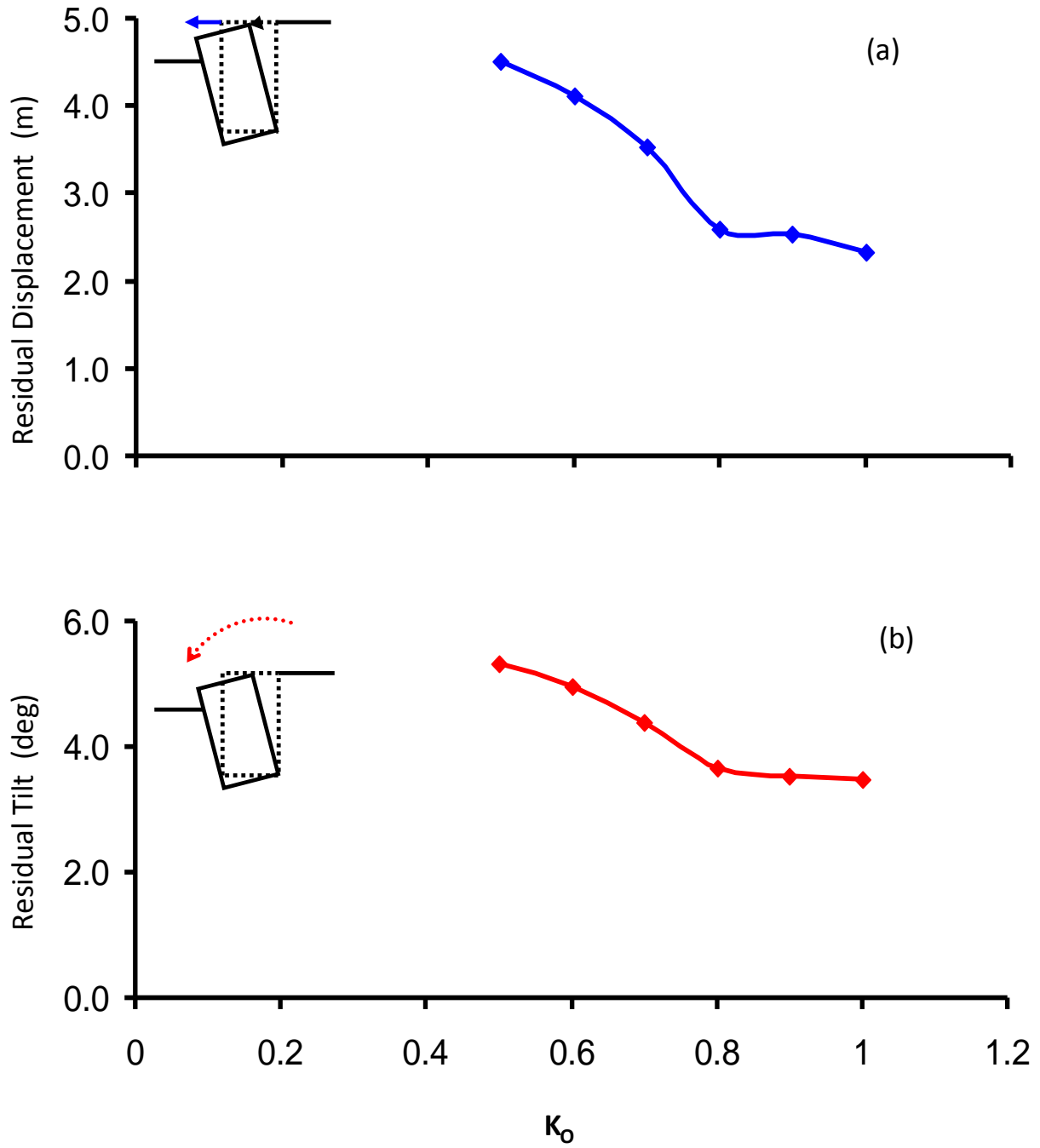
Μετά την επιτυχή επαλήθευση των αναλύσεων, διεξήχθη παραμετρική διερεύνηση. Οι παράμετροι ευαισθησίας του προβλήματος θεωρήθηκαν: α) η σχετική πυκνότητα του αντιστηριζομένου εδάφους και της ζώνης θεμελίωσης, D_r , β) ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων, K_0 , γ) η γωνία τριβής της διεπιφάνειας κρηπιδοτοίχου/αντιστηριζομένου εδάφους, ϕ και δ) η πυκνότητα του κρηπιδοτοίχου, ρ . Τα Σχήματα 50 και 51 υποδεικνύουν πως όσο αυξάνεται η σχετική πυκνότητα του εδάφους τόσο μειώνονται η παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση και η μόνιμη στροφή του τοίχου. Επιπλέον, μείωση του συντελεστή K_0 οδηγεί σε αύξηση της μετατόπισης και στροφής του τοίχου, καθώς το περιθώριο αντοχής του εδάφους υπό απλή διάττησης μειώνεται σύμφωνα με ένα κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb, όπως επεξηγείται στο Σχήμα 52.

Η γωνία τριβής της διεπιφάνειας δεν δείχνει να επηρεάζει αισθητά την απόκριση για σταθερο K_0 και D_r , όπως φανερώνουν τα Σχήματα 53 και 54. Εξίσου μικρή φαίνεται να είναι και η επίδραση της πυκνότητας του τοίχου (Σχήμα 55).

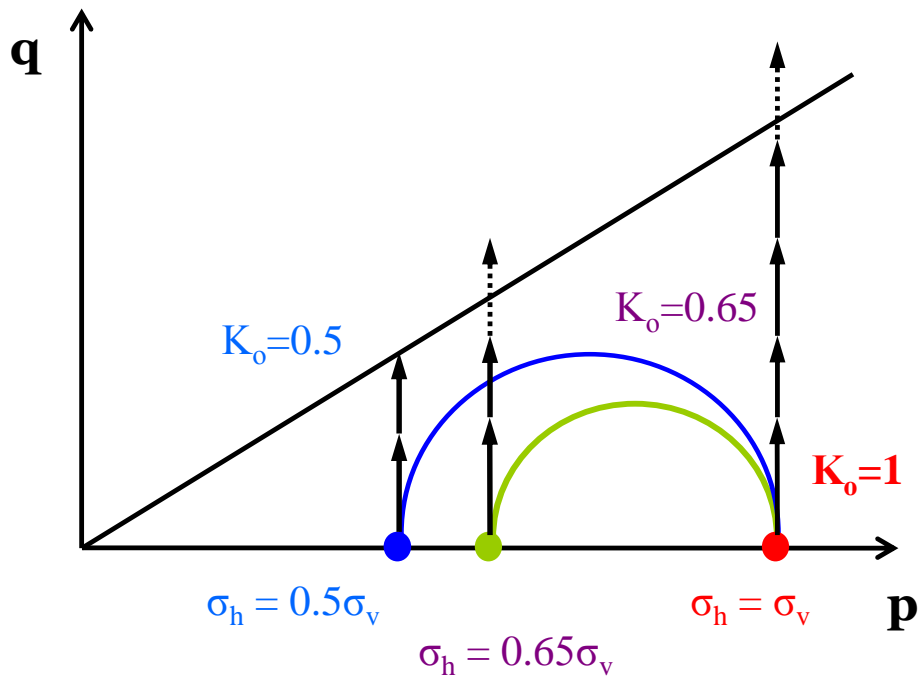
Τέλος για τις τιμές προσομοίωσης του ιστορικού περιστατικού ($K_0 = 0.5$ και $D_r = 40\%$), πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις, επιβάλλοντας ως διεγέρσεις, καταγραφές από τον ελλαδικό χώρο (Σχήμα 56-57). Τα αποτελέσματα συγκεντρώνονται στο Σχήμα 58. Η σεισμική καταγραφή της Λευκάδας (2003) αναδεικνύεται ως η πιο καταστροφική (αμέσως μετά το Port Island), ενώ ακολουθούν η Καλαμάτα (1986) και η Λευκάδα (1973) με σημαντικές μετατοπίσεις και στροφές. Το Αίγιο (1995) δίνει πολύ μικρές μετατοπίσεις μετατοπίσεις της τάξης εκατοστών.



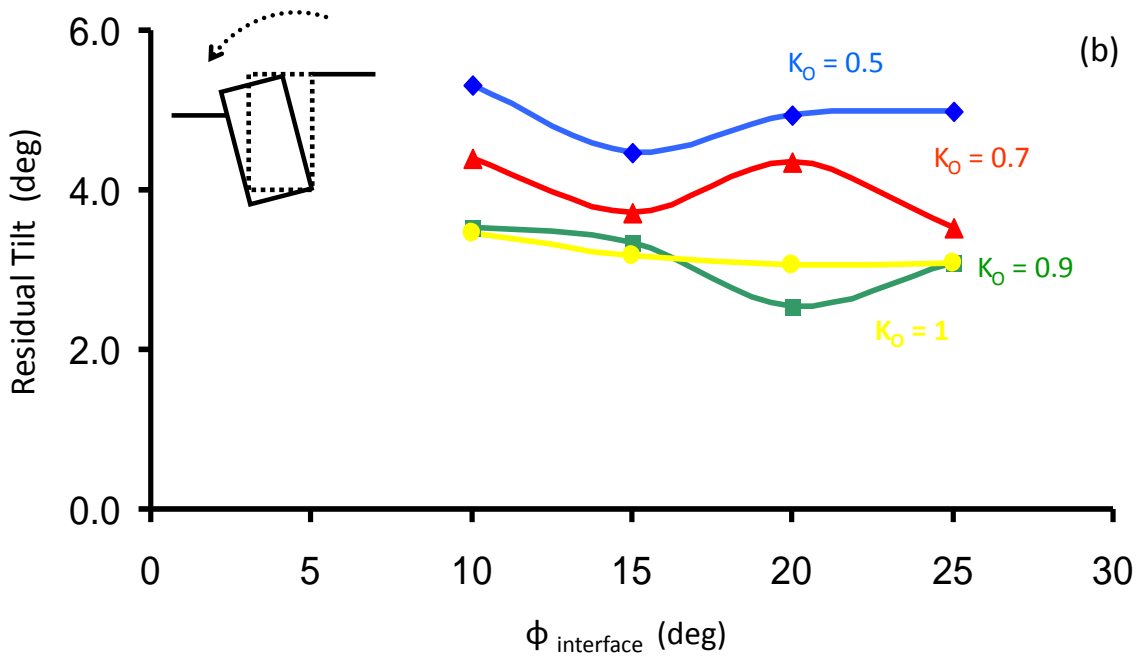
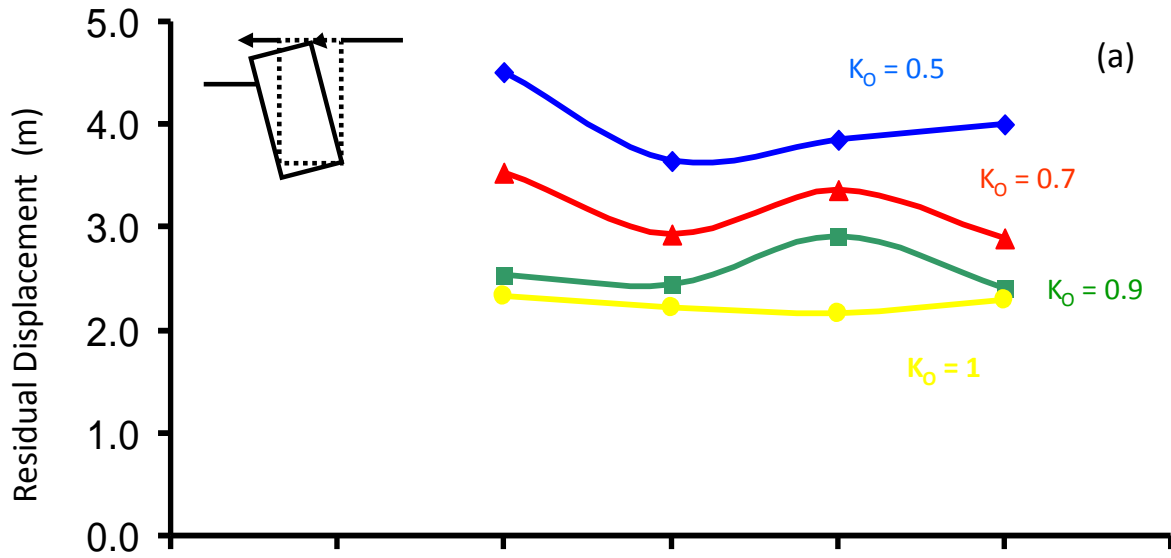
Σχήμα 50. Επίδραση της σχετικής πυκνότητας D_r για διάφορες τιμές του συντελεστή K_o στην μόνιμη μετατόπιση και στροφή του κρηπιδοτοίχου.



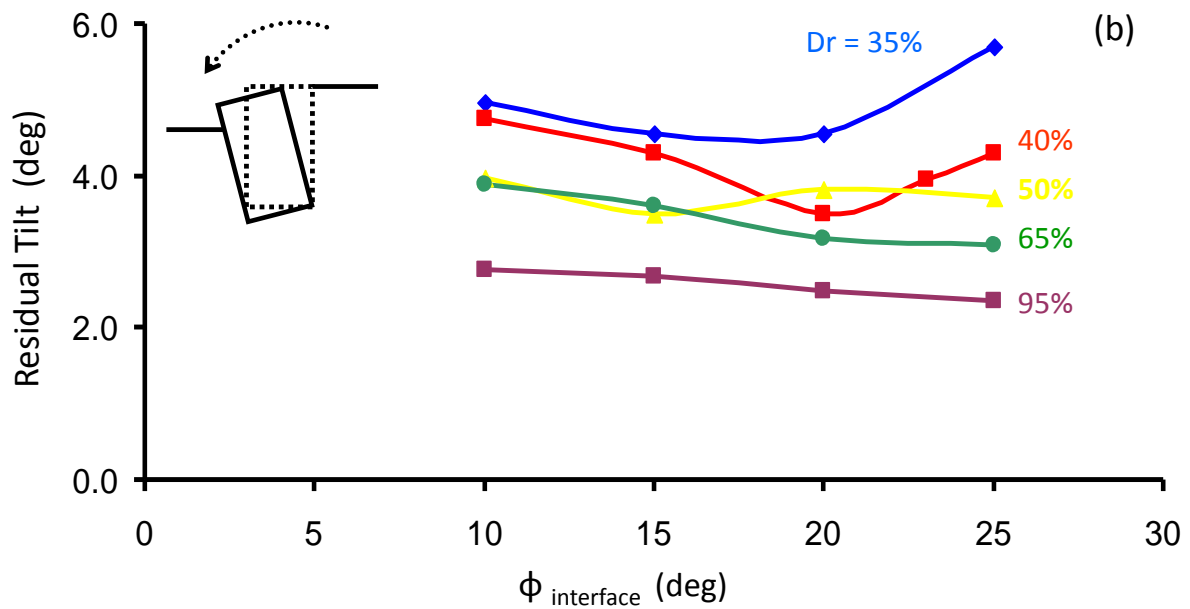
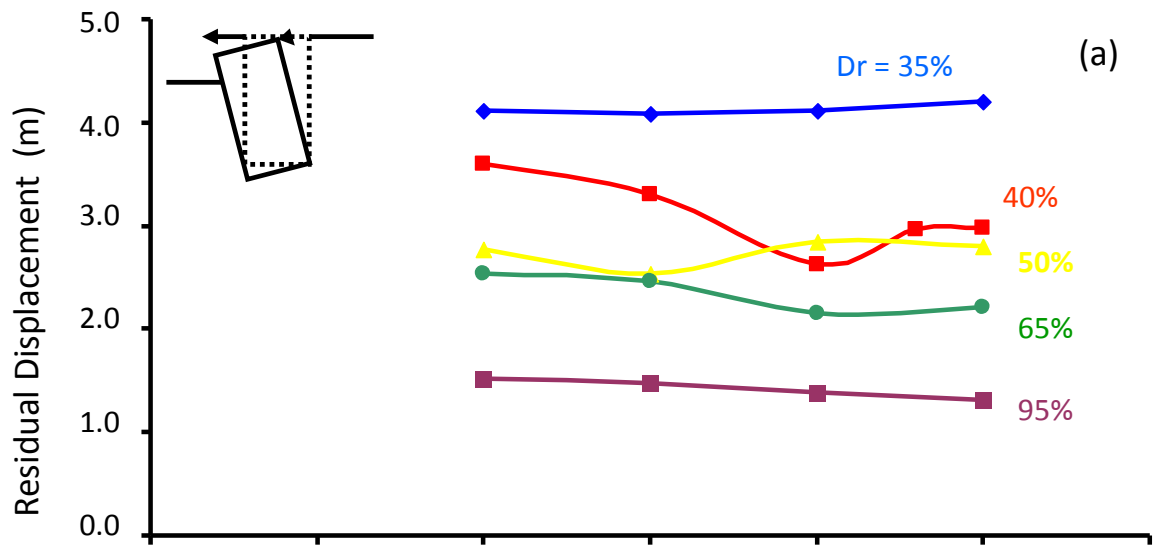
Σχήμα 51. Επίδραση του συντελεστή K_0 στην μόνιμη μετατόπιση και στροφή του κρηπιδοτοίχου για σχετική πυκνότητα 40%.



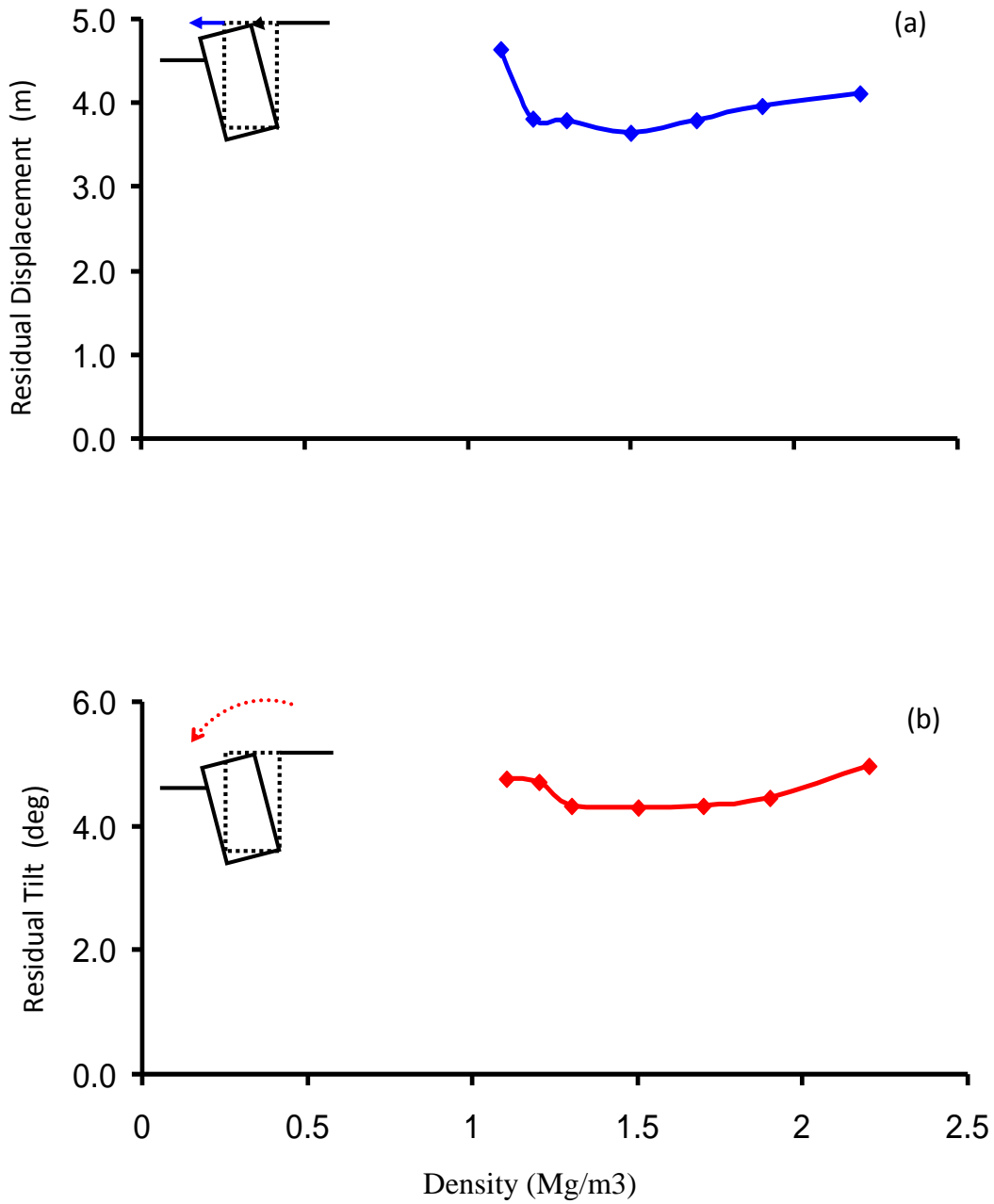
Σχήμα 52. Επεξήγηση της μείωσης αντοχής σε απλή διάτμηση με μείωση του συντελεστή K_0 .



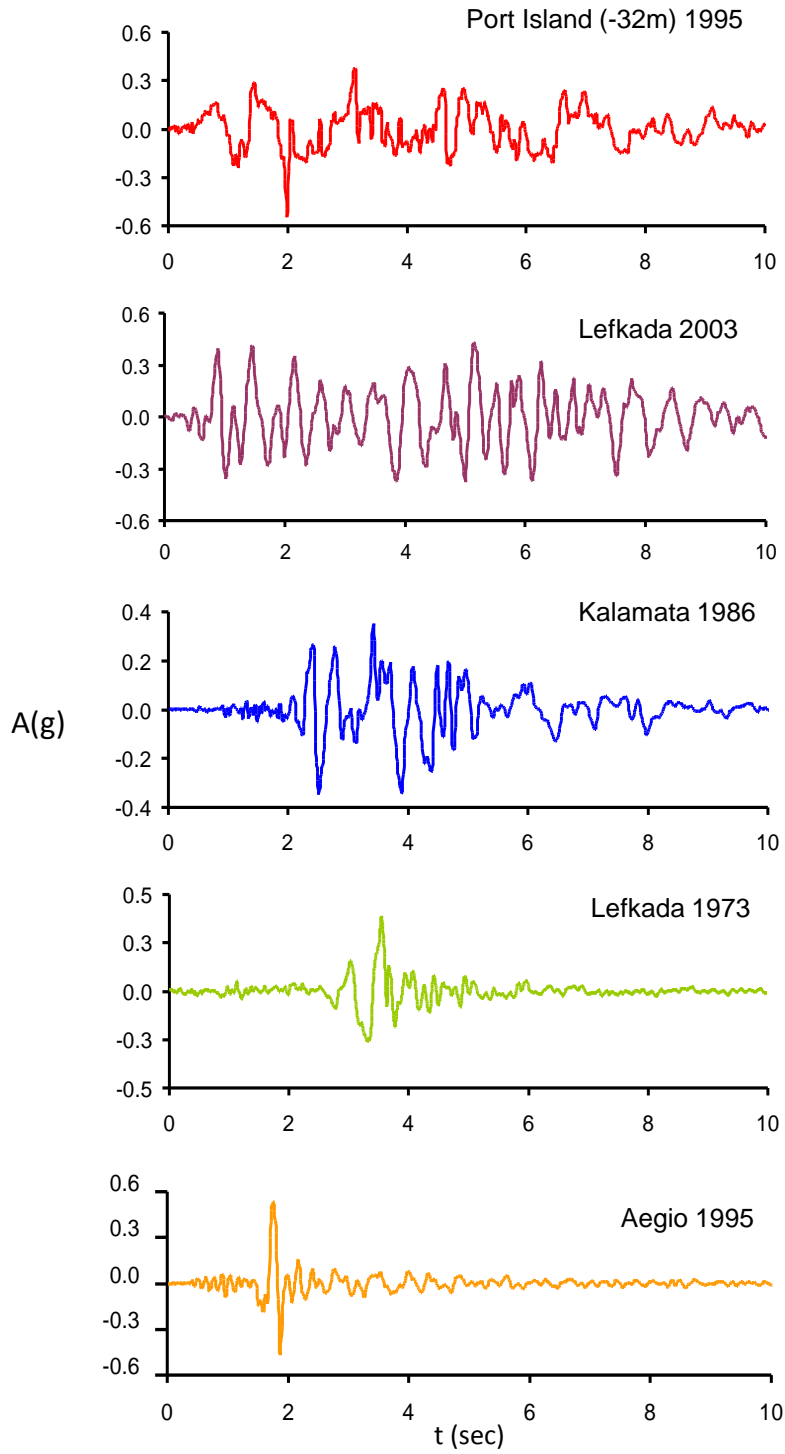
Σχήμα 53. Επίδραση της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας κρηπιδοτοίχου/αντιστηριζομένου εδάφους για διάφορες τιμές του συντελεστή K_0 στην μόνιμη μετατόπιση και στροφή του κρηπιδοτοίχου.



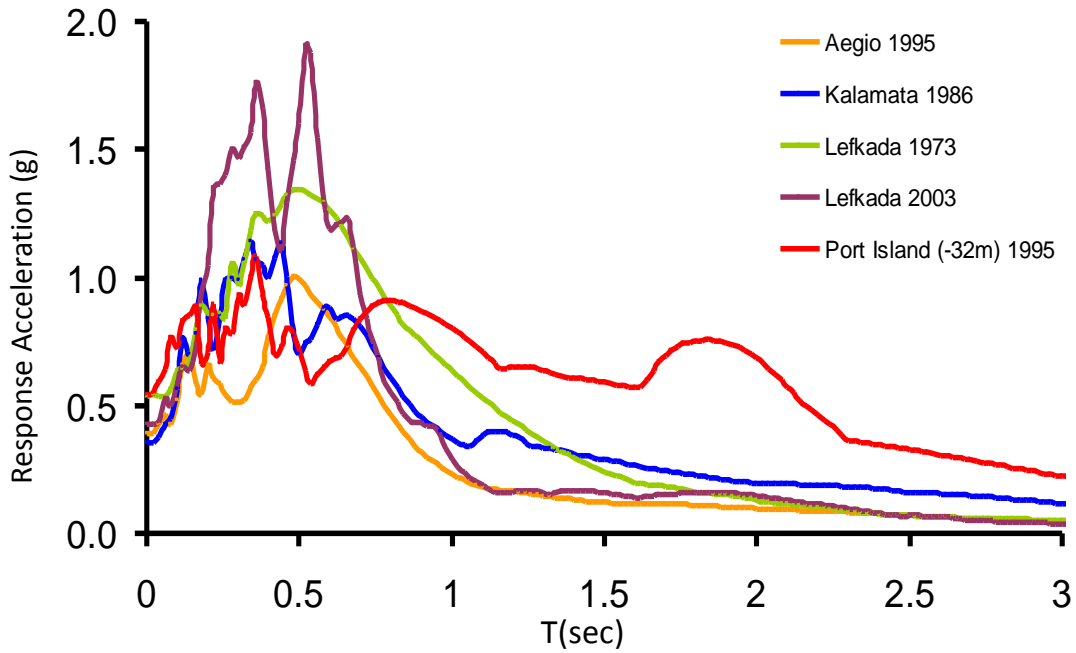
Σχήμα 54. Επίδραση της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας κρηπιδοτοίχου/αντιστηριζομένου εδάφους για διάφορες τιμές της σχετικής πυκνότητας D_r στην μόνιμη μετατόπιση και στροφή του κρηπιδοτοίχου.



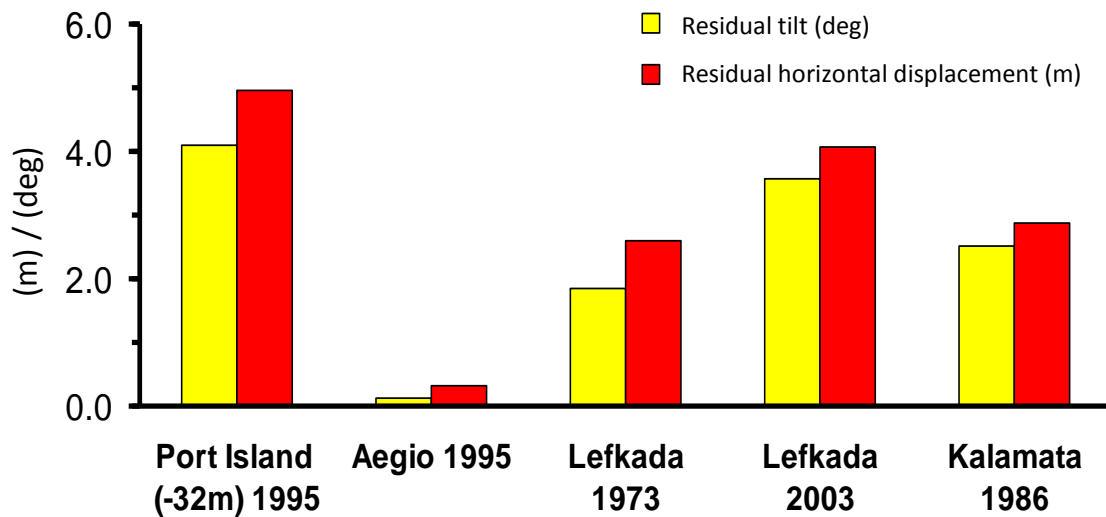
Σχήμα 55. Επίδραση της πυκνότητας του κρηπιδοτοίχου στην μόνιμη μετατόπιση και στροφή του κρηπιδοτοίχου ($K_0 = 0.5$ και $D_r = 40\%$).



Σχήμα 56. Επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις.



Σχήμα 57. Φάσματα επιταχύνσεων των επιλεγμένων σεισμικών διεγέρσεων.



Σχήμα 58. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων σε όρους παραμενουσών μετατοπίσεων και στροφών του κρηπιστόιχου ($K_0 = 0.5$ και $D_r = 40\%$).

9. Βιβλιογραφία

- Beaty M. and Byrne P., An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication, 75, 766-777, 1998*
- Beaty M. and Byrne P., *UBCSAND constitutive model, Version 904aR*. Documentation Report: UBCSAND constitutive model on Itasca UDM Web Site, 2011.
- Castro G (1969), "Liquefaction of sands," Ph.D. Thesis, Harvard University, Harvard Soil Mechanics Series, No. 81, 1969.
- Chan, A.H.C., Zienkiewicz, O.C. and Pastor, M. (1987), "Transformation of Incremental Plasticity Relation from Defining Space to General Cartesian Stress Space", *International Report CR/592/87*, Inst. Num. Meth. Eng., Dept. Civil Engineering, Univ. College, Swansea, U.K.
- Cubrinowski M and K. Ishihara (1999), "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils," *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, pp. 61-71.
- Cubrinowski M and K. Ishihara (2000), "Flow potential of sandy soils with different grain compositions," *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 103-119, Aug. 2000.
- Cubrinowski M and K. Ishihara (2001), "Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils," *Proc. of ISSMFE Conf, Istanbul, Turkey*, pp. 393-396, pp. 2001.
- Dakoulas, P. and Eltaher, A. (1998), "Hybrid FE-BE Formulation for Coupled Dynamic Poro-Elastoplastic Analysis of Soil-Structure Systems," Rice University Report, Houston, Texas, 257 pp.
- Dakoulas, P. (2003), "Seismic Analysis of Gravity Quay Walls", Proceedings of Intern. Workshop on Prediction and Simulation in Geomechanics, 14-15 October 2003, Athens, Greece.
- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2004), "Effective Stress Analysis of Gravity Quay Walls", 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (SDEE/ICEGE), San Francisco, Jan. 2004.

- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2005), “*Seismic Effective Stress Analysis of Caisson Quay Walls: Application to Kobe*”, *Journal of Soils and Foundations*, 45(4), 133-147.
- Dakoulas, P. and Gazetas G (2005), “*Dynamic Earth and Water Pressures at the Foundation and Backfill of Caisson Quay Walls*”, *Proceedings of the 1st Greece-Japan Workshop on the Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations*, Athens, October 2005, 165-183 (invited paper).
- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2008), “*Insight into Dynamic Earth and Water Pressures against Caisson Quay Walls*”, *Geotechnique*, ICE, 58(2), 95-111.
- Dickenson et al. (1998), “*Seismically-Induced Deformations of Caisson Retaining Walls in Improved Soils*”, *Proceeding of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication, ASCE, No.75, Vol.2, p.1071-1082.
- EQE (1995), “*The January 17, 1995 Kobe Earthquake*”, Summary Report, April 1995.
- Finn, L. W. (2000), “*Post-Liquefaction Flow Deformations*”, *Proceedings of the GeoDenver Conference on Soil Dynamics and Liquefaction 2000*, Geotechnical Special Publication No. 107, Pak and Yamamuro, Editors, Denver, Co, ASCE, 108-122.
- Fujiwara, T., Horikoshi, K. and Sueoka, T. (1999), “*Centrifuge Modeling of Dynamic Earth Pressure Acting on Gravity Type Wall during Large Earthquake*”, *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Ghalandarzadeh, A., Orita, T., Towhata, I. and Yun, F. (1998), “*Shaking Table Tests on Seismic Deformation of Gravity Quay Walls*”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.115-132.
- Iai, S., Matsunaga, Y., Miyata, M., Morita, T. and Sakurai, H. (1994), “*Area of Ground Compaction as Remediation against Liquefaction*”, *Proceeding of the 4th US-Japan Workshop on Soil Liquefaction*, p.273-283.
- Iai, S., Sugano, T., Ichii, K., Morita, T., Inagaki, H. and Inatomi, T. (1996), “*Performance of Caisson Type Quay Walls*”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.181-207.

- lai, S., Ichii, K., Liu, H. and Morita, T. (1998), "Effective Stress Analyses of Port Structures", *Special issue of Soils and Foundations*, p.97-114.
- lai, S. (1998), "Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures", *Proceeding of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, P. Dakoulas, M. Yegian, R. Holtz (editors), ASCE, Special Publication, 75, Vol. II, pp. 1020-1044, Aug. 1998.
- lai, S, K. Ichii, H. Liu, T. Morita (1998), "Effective stress analysis of port structures," *Soils and Foundations, Secial. Issue of Geot. Aspects of the Jan. 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, Vol. 2, pp. 97-117, Sept. 1998.
- Ichii, K., lai, S. and Morita, T. (1999), "Performance of the High Seismic Resistance Quay Wall", *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Idriss, I. M. and Boulanger, R. W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 2008.
- Inagaki, H., lai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T. (1996), "Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port", *Special issue of Soils and Foundations*, p.119-136.
- Ishihara K. (1993), "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, Vol. 43 (3), pp. 351-415.
- Ishihara K., Tatsuoka F., Yasuda S. (1975), "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses", *Soils and Foundations*, 15(1): 29-44.
- Itasca Consulting Group, Inc. (1999), "FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Command and fish reference summary"
- Japanese Bureau of Ports and Harbours (1989), *Earthquake Resistant Design for Quaywalls and Piers in Japan*.
- Konrand J.-M. (1988), "Minimum undrained strength of two sands", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.. 116 (6), pp. 932-947.
- Kramer S. (1989), "Uncertainty in steady-state liquefaction evaluation procedures", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.. 115 (10), pp. 1402-1419.
- Kramer, S. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc.

- Miura, K., Kohama, E., Kurita, S., Ohtsuka, N. and Yoshida, N. (1997), "Behavior of Gravity Type Quay Wall during Earthquake Observed in Model Shaking Table Test", Proceedings of 7th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.1, p.683-688.
- NCEER (1985), "Liquefaction of soils during earthquakes", *Nat. Acad. Pres. Rep. No. CETS-EE-001*, National Research Council, Committee on Earthquake Engineering, Washington D.C.
- Pastor, O. Zienkiewicz, and C. H. Chan (1990), "Generalized Plasticity and the Modeling of Soil Behavior", *Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech.*, Vol. 14, pp. 151-190, 1990.
- PIANC (2001), "*Seismic Design Guidelines for Port Structures*", International Navigation Association, ISBN 90-265-1818-8, Balkema, Tokyo, pp. 324, 2001.
- Puebla H., Byrne P.M. and Phillips R. Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641-657, 1997.
- Sekiguchi, H., Koyama, M., Takebe, A., Yamada, H. and Miyamoto, J. (1999), "Aseismic Reinforcement of Gravity-Type Quay Walls", *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Silver, M. L. and Seed H. B. (1971), "Volume Changes in Sands during Cyclic Loading", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, p. 1171-1182.
- Stark, T. D., Mesri, G. (1991), "Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE Vol 118 (11), November 1992
- Steedman, R. S. and Zeng, X. (1990), "The Displacement of Retaining Walls during Earthquakes", *Geotechnique*.
- Sugano, T., Mitoh, M. and Oikawa, K. (1995), "Mechanism of damage to Port Facilities during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Experimental Study on the Behavior of Caisson-Type Quay Wall during Earthquake using Underwater Shaking Table", *Technical Note of the Port and Harbor Research Institute*, Ministry of Transport, No.813

- Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K. P. and Vargas-Monge, W. (1996): “ Dynamic Failures of Subsoils Observed in Waterfront Areas”, *Special issue of Soils and Foundations*, p.149-160.
- Vaid Y. P. and Thomas J. (1995), “Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.. 121 (2), pp. 163-173.
- VELACS (1993) “Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems”, Arulanandan, K. and Scott, R. F. (Eds), UC Davis, Balkema, Rotterdam.
- Watanabe, K., Maeda, T., Kobayashi, Y. and Towhata, I. (1999), “ Shaking Table Tests on Seismic Earth Pressure Exerted on Retaining Wall Model”, *Proceeding of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Whitman, R. V. and Liao, S. (1984), “Seismic Design of Gravity Retaining Walls”, *Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol.3, p.533-540.
- Whitman, R. V. (1990), “Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls”, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, GT Special Publication, No.52, pp. 817-842.
- Zeng X. and Arulanandan K. (1995), “Modeling lateral sliding of slope due to liquefaction of sand layer”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 121 (11), pp. 814-816.
- Zeng, X. (1993), “Experimental Results of Model No.11”, *Proceedings of Symp. on Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Vol.1, p. 895-908.
- Zienkiewicz, O.C., Pastor, M., Chan, C. and Xie, Y. (1991), “*Computational Approaches to the Dynamics and Statics of Saturated and Unsaturated Soils*”, Adv. Geot. Anal., Devel. in SMFE 4, Banerjee P. & Butterfield R. (ed.), Elsevier, pp. 151-190.
- Zienkiewicz, O.C., Pastor, M., Chan, C. and Xie, Y. (1991), “*Computational Approaches to the Dynamics and Statics of Saturated and Unsaturated Soils*”, Adv. Geot. Anal., Devel. in SMFE 4, Banerjee P. & Butterfield R. (ed.), Elsevier, 151-190.
- Zienkiewicz, O.C., Chan, C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999), “*Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*”, John Wiley, NY, p 383.

- Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Paul D. K. and Shiomi T. (1990), "Static and dynamic behaviour of soils: A rational approach to quantitative solutions. I. Fully saturated problems", *Proc. Royal Society of London Series A*, No. 429, pp. 285-309.
- Zienkiewicz, O.C., Pastor, M. and Xie, Y.M. (1991), "Constitutive Modelling of Soils and Computation of Earthquake Damage and Liquefaction", *Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri.